

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

Université Abou Bakr Belkaid - Tlemcen
Faculté de Technologie - Département de Génie Civil



Mémoire d'obtention du diplôme de master En Génie civil
Option « Constructions Métalliques et Mixtes »

**ÉTUDE DU L'APPORT DE L'EFFET DIAPHRAGME DU Á
L'ENVELOPPE D'UNESTRUCTURE MÉTALIQUE
« TYPE HANGAR » SUR SA RÉSISTANCE DYNAMIQUE.**

Présenté par

M^{elle}. ELBACHIR Doha

M^{elle} KHELLADI Wafa

Soutenu juin 2018, Devant le jury composé de :

Doc .Abdelghani MISSOUM

Encadreur

Prof. Nadir BOUMECHRA

Encadreur

Doc .M I BOURABEH

Président

Prof. M MATALLAH

Examineur

Doc. N BENMANSOUR

Examinatrice

Année Universitaire 2017-2018

Dédicace

C'est grâce à Allah seul que j'ai pu achever ce travail. Je le dédie à :

Mes très chers parents, qui je ne remercierai jamais assez pour tous ce qu'ils ont fait pour moi et sans eux je ne serai pas arrivé là où j'en suis aujourd'hui.

Âmes chères sœurs Nesrine, Merieme et Hadjer

Ma grand-mère paternelle pour sa prière et son soutien, que dieu la procure bonne santé et longue vie.

Toute la famille KHELLADI, MELLOUK.

Machèreamie, mon binôme ELBACHIR Doha avec qui j'ai partagé des moments difficile ainsi que des moments de joie tout au long de mon cursus.

Âmes amies, sarra, Bouchera ; et mes collègues de la promotion de génie civil 2017-2018 plus particulièrement la promotion de la construction métallique et mixte chaqu'un par son nom.

À tous mes professeurs à qui je témoigne leur soutien, leur générosité à qui je dois un profond respect et ma loyale considération.

Et en dernier, un grand merci à toutes celles et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre m'ont aidé et soutenu.

KHELLADI Wafa.

Dédicace

C'est grâce à Allah seul que j'ai pu achever ce travail. Je le dédie à :

Mes très chers parents, qui je ne remercierai jamais assez pour tous ce qu'ils ont fait pour moi et sans eux je ne serai pas arrivé là où j'en suis aujourd'hui.

À cher grand frère Mohammed Amine et ma belle-sœur Farah et mes petits frères Mohammed Anes et Sirine, et à ma chère petite nièce Jenna.

Mes grands-parents paternelles pour ses prières et leurs soutiens, que dieu les procures bonne santé et longue vie.

Toute la famille ELBACHIR, SERHANE.

Ma chère amie, mon binôme KHELLADI Wafa avec qui j'ai partagé des moments difficiles ainsi que des moments de joie tout au long de mon cursus.

À mes amies, Yasmina, Amel, Merieme, Assia et Merieme ; et mes collègues de la promotion de génie civil 2017-2018 plus particulièrement la promotion de la construction métallique et mixte chacun par son nom.

À tous mes professeurs à qui je témoigne leur soutien, leur générosité à qui je dois un profond respect et ma loyale considération.

Et en dernier, un grand merci à toutes celles et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre m'ont aidé et soutenu.

ELBACHIR Doha.

REMERCIEMENT

Nous adressons nos plus sincères sentiments de reconnaissance et de remerciement envers le bon Dieu, le clément et le miséricordieux, lequel nous a accordé la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous voulons exprimer notre gratitude à nos encadreurs Mr A.MISSOUM et Mr N.BOUMECHRA pour le temps qu'ils nous ont accordé, leurs aides inestimables, et leurs précieux conseils.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

Enfin nos remerciements vont également à toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, apporté aide et encouragement

RESUME

La participation de l'enveloppe des structures métallique industrielle plus connue sous le nom « Effet de Diaphragme » est actuellement rarement voir inutilisé en Algérie. Cet effet peut être utilisé principalement comme un moyen de supprimer les contreventements lorsqu'ils sont gênants ou désagréables.

Le travail mené a pour objet dans un premier temps de dimensionner et vérifier la résistance et l'instabilité des éléments structuraux d'une structure métallique industrielle, puis étudier l'effet de diaphragme sur la réponse de la structure aux sollicitations afin d'avoir une idée sur un sujet mal connu et souvent négligé à tort par le concepteur.

L'effet diaphragme existe donc implicitement dans les bâtiments même s'il n'est pas pris en compte explicitement. Il présente un certain nombre d'avantages qu'il est utile de connaître lorsque l'on conçoit un ouvrage. Les bénéfices de ce concept sont clairs. Ils produisent une économie et assurent dans certain cas une plus grande sécurité.

Mots clés : Effet de Diaphragme – Structures métalliques – Contreventement – Instabilités – Assemblage.

ABSTRACT

The envelope participation of the industrial metal structures better known under the name "Diaphragm Effect" is currently rarely seen in Algeria. This effect can be used primarily as a way of removing braces when they are actually annoying or uncomfortable.

The purpose of this work is first to dimension and check out the endurance and instability of the structural elements of an industrial metal structure, then to study the diaphragm effect as a response to the solicitation structure purposely done to get an idea on what remains a little-known subject and often wrongly neglected by the designer.

The diaphragm effect therefore exists implicitly in buildings even if it is not explicitly taken into account. It has a number of advantages that are useful to know when designing a book. The benefits of this concept are clear. They produce an economy and are in some cases largely secured.

Keywords: Diaphragm effect - Metallic structures - Bracing - Instabilities – Assembling.

يشاهد
التأثير
كطريقة
هذا
الصلب
هو
الهيكل
الهيكلية لهيكل
غير
تأثير
وكثيرا أهمله
المزايا
صريح له
مزيدا
يؤخذ
ضمناً
هذا المفهوم
فهو
الصلب - لهيكل
لهد -
مبع.

Table des matières

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	1
I.1. Présentation du projet.....	1
I.2. Données géométriques de l'ouvrage.....	1
I.3. Localisation.....	2
I.4. Règlements utilisés.....	3
I.5. Logiciels utilisés.....	3
I.6. Matériaux utilisés.....	3
I.6.1. Acier.....	3
I.7. Les assemblages.....	3
I.7.1. Le boulonnage.....	3
I.7.2. Le soudage.....	4
I.8.1 Partie horizontale.....	4
I.8 Conception structurale.....	4
ChapitreII : Evaluation des charges.....	5
II.1 Charges permanentes.....	5
II.2 Surcharges d'Exploitation	5
II.2.1 Charge de la neige.....	5
II.3 Calcul de la pression due au vent.....	6
II.3.1 Introduction.....	6
II.3.2. Principes du DTR RNV (version 2013)	6
II.3.3.Données relatives au site.....	7
II.3.4. Coefficient d'exposition au vent	7
II.3.4.1. Coefficient de topographie	8
II.3.4.2. Coefficient de rugosité	8
II.3.4.3. Intensité de la turbulence :.....	8
II.3.4.4. La pression dynamique	9
II.3.4.5. Le coefficient dynamique:	9
II.3.4.6. Détermination de la pression aérodynamique :	9
ChapitreIII :Dimensionnement des éléments secondaires.....	18
III.1 Chéneaux et descente des eaux pluviales.....	18
III.1.1Calcul de la Section et du Diamètre du Chênea.....	18

III.1.2. Caractéristiques de la tôle de couverture	19
III.2. Calcul des pannes de Couverture.....	19
III.2.1. Charges à prendre en considération	19
III.2.2. Combinaisons des charges et actions	20
III.2.3 Moment maximum pour une poutre continue sur 4 appuis simples	20
III.2.5 Dimensionnement des pannes	21
III.2.5.1 Combinaisons des charges	21
III.2.5.2 Calcul des moments sollicitant (ELU)	22
III.2.6 Condition de flèche (ELS)	22
III.2.7 Condition de flèche avec poids propre inclus	23
III.2.8 Classe du profilé IPE 160	24
III.2.8.1 Classe de l'âme fléchie	24
III.2.8.2 Classe de la semelle comprimée	24
III .2.9. Vérification des contraintes	24
III.2.10 Résistance de la panne au déversement	25
III.2.11 Résistance au voilement par cisaillement	26
III.2.12 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme	26
Conclusion	26
III.3 Calcul des potelets.....	26
III.3.1 Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé.....	26
III.3.2 Dimensionnement du potelet.....	27
III.3.2.1 Incidence de l'effort normal.....	28
III.3.2.2 Classe du profilé IPE270.....	28
III.3.2.3 Vérification des contraintes.....	29
III.3.2.4 Résistance au flambement.....	29
Chapitre IV : Dimensionnement des éléments structuraux.....	36
IV.1 Introduction	36
IV.2 Vérification des poteaux (hangar)	36
IV.2.1 Détermination de la de la classe du profile	36
IV.2.2 Vérification de la section a la résistance :.....	37
IV.2.2.1 Vérification de l'effort tranchant :.....	37
IV.2.2.2 Vérification de l'effort axial.....	37
IV.2.2.3 Vérification au moment fléchissant	38
IV.2.2.4 Vérification d'élément au phénomène instabilité.....	38
Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement	38

Conclusion.....	41
IV.3.1 Justification des membrure superieurs (ferme principale)	41
IV.3.2.1 Caractéristiques de la membrure.....	41
IV.3.2.2 Efforts sollicitants.....	41
IV.3.2.3 Classe de la section transversale de la membrure.....	41
IV.3.2.4 Vérification de la flèche	42
IV.3.2.5 Condition de résistance de la membrure (moment fléchissant + effort tranchant + effort normal).....	42
IV.3.2.6 Condition de résistance.....	42
IV.3.2.7 Résistance au flambement	42
IV 4.1 Justification des membrure inferieur.....	44
IV4.2 Classe de la section transversale de la membrure.....	44
IV4.3 Résistance plastique de calcul de section brute :.....	44
IV4.4 Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations:.....	44
IV4.5 Résistance plastique de calcul de section nette :.....	44
IV4.6 Vérification:.....	44
Chapitre V : Etude sismique.....	50
V.1. ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :.....	50
V.2 .Principe de la méthode.....	50
V.3. Modélisation de la structure.....	50
V.4. Spectre de réponse de calcul.....	51
V.5. Analyse modale spectacle.....	52
V.6. VERIFICATION DE LA STRUCTURE.....	53
Chapitre VI : Calcul des assemblages.....	57
VI.1. INTRODUCTION	57
VI.2. ROLE DES ASSEMBLAGES	57
VI.3. CALCUL DES ASSEMBLAGES	58
VI.3.1. Assemblage poteau –poutre (HEA320– HEA140)	58
VI.3.1.1. Efforts sollicitant.....	58
VI.3.1.2. Soudure de la platine	58
VI.3.1.3. Disposition constructive.....	59
VII.3.1.4. Calcul de la hauteur de la partie comprimé.....	59
VI.3.1.4. Vérification a la traction	59
VI.3.1.5. Vérification au poinçonnement de la platine	60

VI.3.1.6. Vérification au cisaillement.....	60
VI.3.1.7. Vérification de la pression diamétrale	60
VI.3.1.8. Vérification de la combinaison traction cisaillement.....	60
VI.3.2. Assemblage poteau – membrure sup (HEA 320 – 2CAE 150×15) :.....	60
VII.4.1 Efforts Sollicitants :.....	61
VII.4.2 Soudure de la platine.....	62
VII.4.2.1 Soudure de la semelle tendue	62
VII.4.2.2 Soudure de l'âme.....	62
VII.4.3 Disposition constructives	62
VII.4.3.1 Pince longitudinale e_1 :.....	62
VII.4.3.2 Pince transversale e_2	62
VII.4.4 Calcul des boulons sollicités en traction	63
VII.4.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement	63
VII.4.6 Vérification de la pression diamétrale :.....	63
VI.3.3. Assemblage des contreventements.....	63
VI.3.3. Contreventement en X	63
VI.3.3.1. Efforts sollicitant	64
VI.3.3.2. Epaisseur du gousset.....	64
VI.3.3.3. Soudure du gousset	64
VI.3.3.4. Disposition constructive.....	65
VI.3.3.5. Vérification au cisaillement	65
VI.3.3.6. Vérification de la pression diamétrale	65

VII.5 Les pieds de poteaux.....	66
VII.5.1 Efforts sollicitants:.....	66
VII.5.2 Dimensionnement de la plaque d'assise.....	66
VII.5.2.1 Cordons de soudure.....	67
VII.5.2.2 Surface de la platine.....	67
VII.5.2.3 Epaisseur de la platine.....	67
VII.5.3 Vérification de la contrainte de compression sur la semelle	67
VII.5.4 Vérification de la tige d'ancrage	67
VII.5.5 Condition d'équilibre du BAEL :.....	68
Chapitre VII :Effet diaphragme.....	71
VII. 1.INTRODUCTION A L'EFFET DIAPHRAGME.....	71
VII.2.L'EFFET DIAPHRAGME POUR UNE STRUCTURE METALLIQUE DE TYPE HALLE INDUSTRIELLE.....	72
VII.2.1. Effet de diaphragme du bardage.....	72
VII.2.2.Effet de diaphragme de la toiture « Plate ».....	73
VII.2.3.Effet de diaphragme de la toiture « Brisée ».....	73
VII.3. Etude de cas « Structure Métallique type Halle	74
VII.3.2 COMMENTAIRE	76
VII.3.2 Synthèses des résultats :.....	76
CONCLUSION :.....	77

Liste des figures

Chapitre : présentation de l'ouvrage

Figure .1 : Géométrie de l'ouvrage.....	1
Figure .2 : Vue aérienne du projet.....	2
Figure I.3 : Localisation de site du projet dans les zones sismiques.....	2
Figure I.4 Schéma représentatif de l'assemblage par boulonnage.....	3
Figure I.5 Schéma représentatif de l'assemblage par soudure.....	4
Figure I.6 :la tôle de couverture TR35.....	5

Chapitre I : Evaluation des charges

Figure II.1 : Action de la pression due à la neige	6
Figure II.2 : Sens du vent sur structure.....	7
Figure II.3 : la hauteur équivalente de la pression dynamique.....	8
Figure II.4 - Vent (V1-V3) sur les parois AB-CD.....	11
Figure II.5 - vent (V1-V3) sur la toiture.....	11
Figure II.6 - pression du vent (V1-V3) sur les parois AB-DC.....	12
Figure II.7 - vent (V2) sur la paroi BC.....	13
Figure II.8 -Vent (V2) sur la toiture.....	14
Figure II.9 - pression du vent (V2) sur la paroi BC.....	15
Figure II.10 : vent (V4) sur les parois BC-AD.....	16
Figure II.11 : Vent (V4) sur la toiture.....	16
Figure II.12 : pression du vent (V4) sur les parois AD.....	17

Chapitre II : Dimensionnements des éléments secondaires

Figure III.1 - Chêneau d'eau.....	18
Figure III.2 - Coupe transversale du chéneau.....	18
Figure III.3 - Tôle nervurée.....	19
Figure III.4 Cas de l'effet du vent	20
Figure III.5 Cas de l'effet de neige.....	20
Figure III.6 :Diagramme des moments fléchissant au niveau de la couverture	20

Chapitre IV :Dimensionnements des éléments structuraux

Chapitre V : Etude sismique

Figure V.1. Modèle de la structure en 3D.....	51
Figure V.2. Spectre de réponse suivant X.....	53
Figure V.3. Spectre de réponse suivant Y.....	53

Chapitre VI : Calcul des assemblages

Figure VI.1. Assemblage poteau-sablière.....	58
Figure VI.2 - Assemblage poteau-membrure sup.....	61
Figure VII.3 - Détail et 3D de l'assemblage Poteau-membrure sup (HEA 320 – 2CAE 150×15).....	61
Figure VI.4. Assemblage contreventement X.....	64
Figure VII. 5 3D de la jonction poteau-fondation.....	66
Figure VII.6 - Détail de jonction poteau-fondation.....	66

Chapitre VI : Effet Diaphragme

Figure VII.1 - Effet diaphragme d'un cadre raidi par une feuille de papier collée sur ses bords.....	71
Figure VII.2 - Diaphragmes élémentaires d'un bâtiment.....	72
Figure VII.3 - Effet diaphragme lorsque le vent agit sur un pignon d'un bâtiment bardé.....	72
Figure VII.4 - Effet diaphragme dans une toiture plate.....	73
Figure VII.5 - Effet diaphragme dans une toiture à deux versants.....	73
Figure VII.6 - Effet diaphragme de la toiture pour les charges verticales.....	74

Liste des tableaux

Chapitre : présentation de l'ouvrage

Chapitre I : Evaluation des charges

Tableau II.1 -Pression sur les parois verticales direction V1 et V3.....	12
Tableau II.2 : pression sur la toiture direction V1et V3.....	12
Tableau II.3 Pression sur la paroi vertical direction V2.....	14
Tableau II. 4 -pression sur la toiture direction V2.....	14
Tableau II.5 Pression sur les parois verticales direction V4.....	17
TableauII. 6 : pression sur la toiture direction V4.....	17

Chapitre II : Dimensionnements des éléments secondaires

Tableau III.1 Caractéristiques du profilé IPE180 de la panne.....	23
Tableau III.2 Caractéristiques du profilé IPE270.....	28
Tableau III.3 Caractéristiques géométriques du profile UPN 140.....	32

Chapitre IV :Dimensionnements des éléments structuraux

Tableau IV.1 - Caractéristiques du Poteau HEA 320.....	37
Tableau IV.2 -Caractéristiques du profilé L150×150×15.....	41
Tableau IV.3 -Caractéristiques du profilé L70×70×7.....	45
Tableau IV.4 Caractéristiques du profilé L90×90×9.....	47

Chapitre V : Etude sismique

Tableau V.1. Facteur de qualité suivant les deux sens.....	52
Tableau V.2 : Résultante des forces sismiques à la base.....	55
Tableau V.3 : Déplacements résultants suivant Y.....	55
Tableau V.4. Déplacements résultants suivant X.....	56

Chapitre VI : Calcul des assemblages

Chapitre VI : Effet Diaphragme

Tableau VII.1 Etude comparative de la structure avec et sans diaphragme.....	75
---	----

Liste des notations

A Section brute d'une pièce
Anet : Section nette d'une pièce
Aw: Section de l'âme
Av : Aire de cisaillement
Ct : Coefficient de topographie
Cr : Coefficient de rugosité
Cp : Coefficient de pression
Ce : Coefficient d'exposition
Cd : Coefficient dynamique
E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier
G : Module d'élasticité transversale de l'acier
G : Charge permanente
I : Moment d'inertie
K0 : Coefficient de flambement
KT : Facteur de terrain
L : Longueur
MSd : Moment fléchissant
MRd : Moment résistant
MPI : Moment plastique
MCR : Moment critique
Mb;Rd : Valeur de calcul de la résistance au déversement
Npl;Rd : Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute
Nb;Rd : Valeur de calcul d'un _élément comprimé au flambement
NSd : Effort normal
Ntsd : Effort normal de traction
Ncsd : Effort normal de compression
Npl : Effort normal plastique
Nc;Rd : Valeur de calcul de la résistance de la section transversale a la compression uniforme
Q : Charge d'exploitation
R : Coefficient de comportement de la structure
S : Charge de la neige
Vsd : Valeur de calcul de l'effort tranchant
VplRd : Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement
Vref : Vitesse de référence du vent
Wpl : Module de résistance plastique
Wel : Module de résistance élastique
T : période propre de vibration
Vx : force sismique suivant x
Vy : force sismique suivant y
x : déplacement en tete due à l'action sismique suivant x
y : déplacement en tete due à l'action sismique suivant y
V : déplacement du vent

Minuscules latine
f : La flèche
fy : Limite d'élasticité
h : Hauteur d'une pièce
l : Longueur d'une pièce (Poutre, Solive, Poteau)

lf : Longueur de flambement
t : Epaisseur d'une pièce
tf : Epaisseur d'une semelle de poutre
tw : Epaisseur de l'âme de poutre
z : Hauteur au-dessus du sol
z₀ : Paramètre de rugosité
z_{eq} Hauteur équivalente
z_{min} : Hauteur minimale

Minuscule grecque

χ : Coefficient e réduction pour le mode de flambement approprié
w : facteur de correction
M : Facteur de moment uniforme équivalent
M : Coefficient de sécurité
: Elancement
: Contrainte limite de cisaillement en élasticité
: Coefficient de réduction élastique de l'acier
a Contrainte de l'acier
b Contrainte du béton

INTRODUCTION GENERALE

La collaboration des parois des structures métallique de type halle (ou hangar industriel) plus connue sous le nom « **Effet de Diaphragme** » est actuellement peu voir inutilisé en Algérie. Cet effet peut être utilisé principalement comme un moyen de supprimer les contreventements lorsqu'ils sont gênants ou désagréables.

Notre projet de fin d'études a pour objet dans un premier temps de dimensionner et vérifier la résistance et l'instabilité des éléments structuraux d'une structure métallique industrielle, puis étudier l'effet de diaphragme afin d'avoir un aperçu sur un sujet mal connu et souvent négligé à tort par le concepteur.

L'effet diaphragme existe donc implicitement dans les bâtiments même s'il n'est pas pris en compte explicitement. L'enveloppe « ou la peau du bâtiment » et l'ossature (ou son squelette » réagissent ensemble sous les sollicitations, comme un parapluie.

Après la présentation de la structure étudiée en chapitre I, nous allons évaluer les différentes charges qu'elles soient permanentes, d'exploitation, ou surcharges climatiques « vent et neige » selon la réglementation Algérienne « RNV 99 – Version 2013 » dans le chapitre II.

En chapitre III, un dimensionnement des éléments structuraux secondaires et porteurs est réalisé selon le règlement Algérien «CCM97». Il sera suivi en chapitre IV, par l'étude du comportement de la structure vis-à-vis du séisme. L'analyse sera menée par la méthode modale spectrale, selon le règlement Algérien « RPA 99- Version 2003 »,

En ce qui concerne la conception et la vérification des différents assemblages des éléments de notre structure, ils seront traités en chapitre VI

La deuxième partie de notre travail qui consiste à évaluer l'effet diaphragme qu'apporte la toiture à la structure métallique est traitée en chapitre VII.

Ce travail sera achevé par une conclusion générale et perspective éventuellement.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation du projet

Ce projet de fin d'étude consiste à dimensionner un hangar industriel réalisé en charpente métallique. Il est implanté à TAMEZOUGHE wilaya d'AIN TEMOUCHENT Ce projet qui est réalisé dans le cadre de la production des panneaux solaires est d'une superficie totale de 3183.2 m², il, comprend deux magasins, deux vestiaires et un grand atelier.

I.2. Données géométriques de l'ouvrage

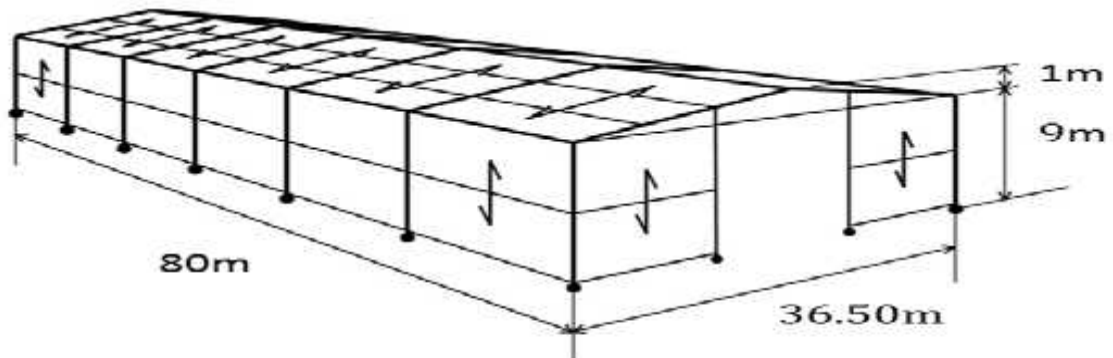


Figure I.1-Geométrie de l'ouvrage

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont :

- ✓ Longueur totale : $L = 80$ m
- ✓ Largeur totale : $b = 39.79$ m
- ✓ Hauteur totale : $H = 10$ m

I.3. Localisation

Ce site est implanté dans la daïra de TEMEZOUGH wilaya d'AIN TEMOUCHENT (zone II) moyenne sismicité selon la classification de l'RPA 99/ version 2003

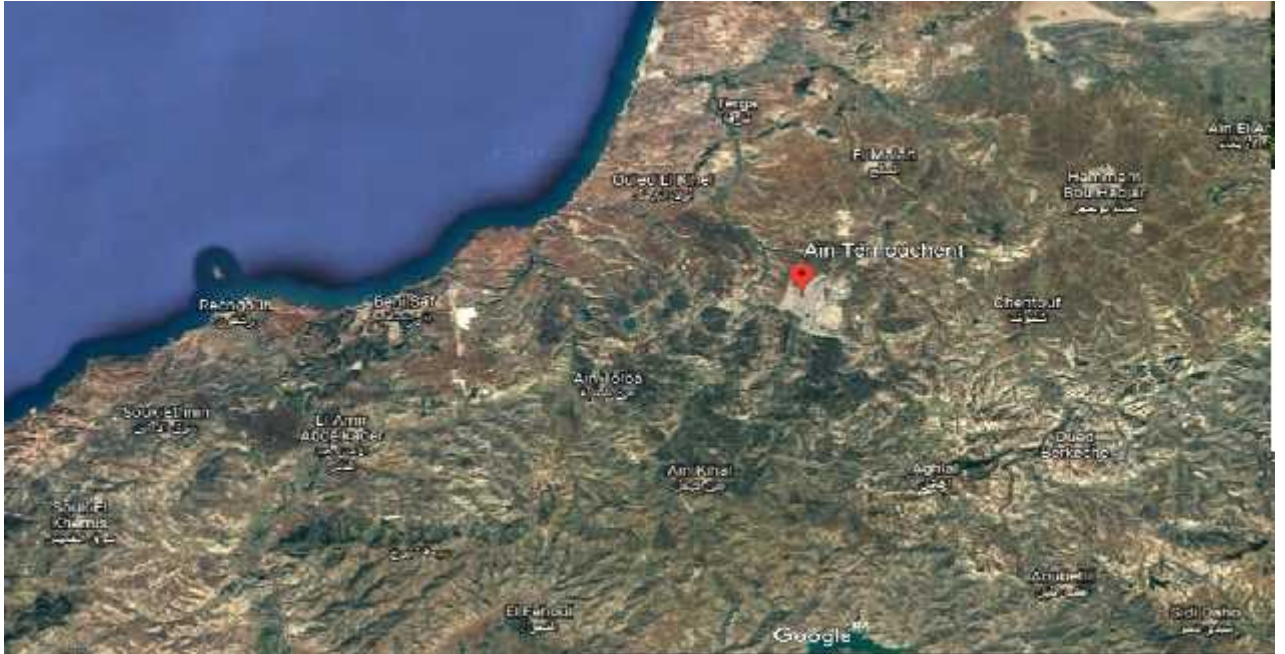


Figure .2 : Vue aérienne du projet

Altitude =250m

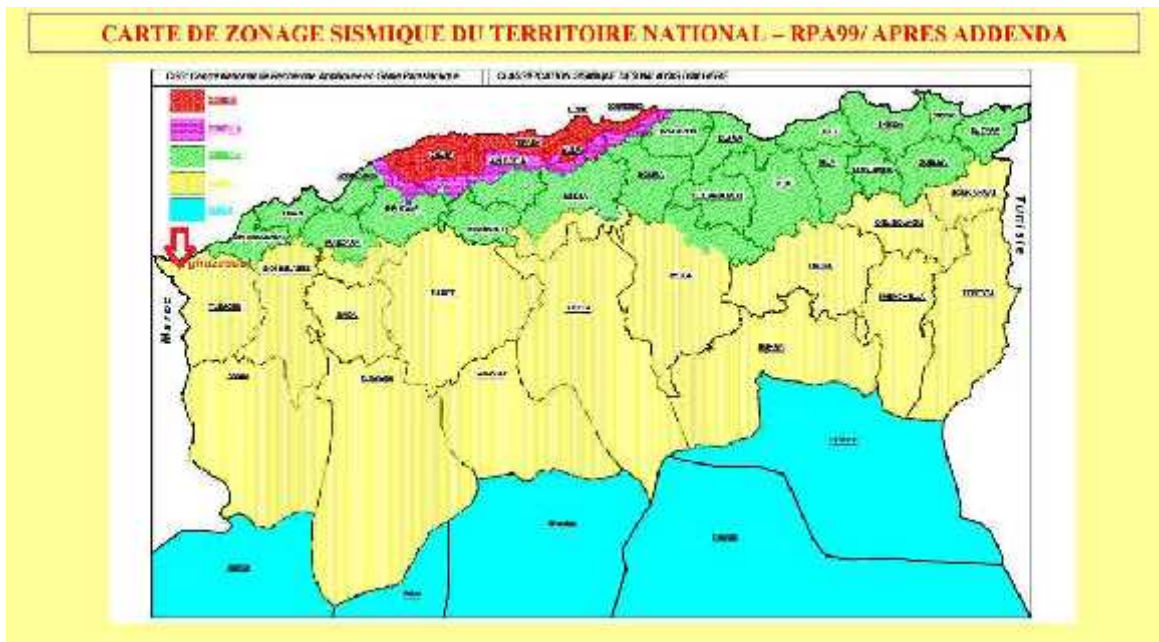


Figure I.3 : Localisation de site du projet dans les zones sismiques.

I.4. Règlements utilisés

Les règlements utilisés sont :

- ✓ DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- ✓ DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en Aciers « CCM97 ».
- ✓ DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques Algériennes « RPA99/version 2003 ».
- ✓ DTR.BC.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV99/ version 2013 ».
- ✓ BAEL91 : Calcul des structures en béton.

I.5. Logiciels utilisés :

- ✓ Robot 2014
- ✓ AutoCAD 2016.
- ✓ Sap2000

I.6. Matériaux utilisés

I.6.1. Acier

L'acier est un matériau par transformation qui associe le fer et le carbone ce dernier est l'élément prédominant entrant dans sa composition.

- ✓ La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa
- ✓ La limite élastique : $f_y = 235$ MPa
- ✓ Le module de Young : $E = 210000$ MPa
- ✓ Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$

I.7 Assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

I.7.1. Boulonnage

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il permet sur site.

Les boulons HR comprennent une tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

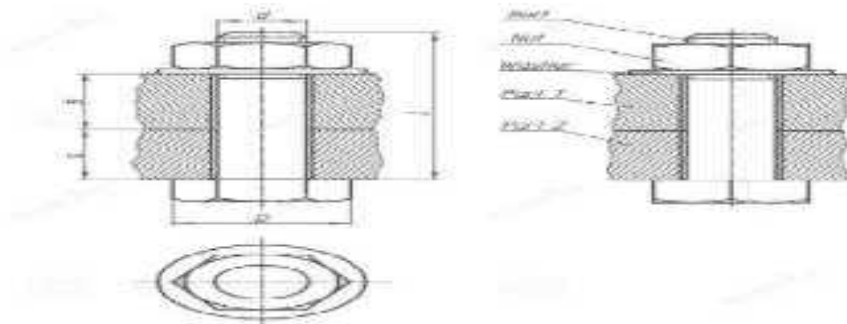


Figure I. 4 Schéma représentatif de l'assemblage par boulonnage

I.7.2.Soudage

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport.

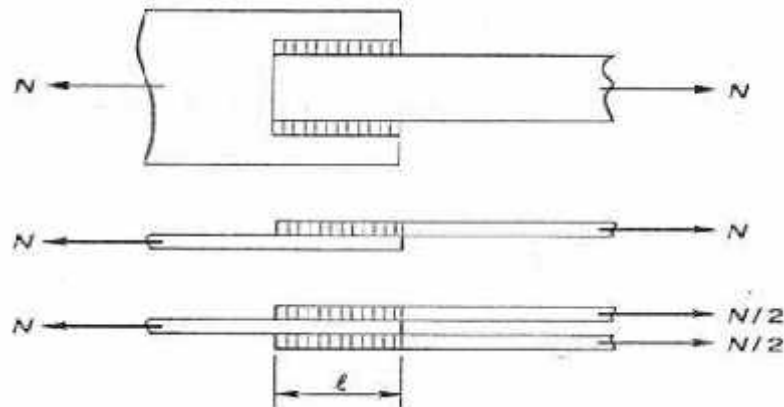


Figure I.5 Schéma représentatif de l'assemblage par soudure

I.8 Conception structurale

I.8.1 Partie horizontale

La toiture constitue la partie supérieure d'une structure. La fonction de la toiture est double, d'une part, elle doit assurer la répartition des charges (fonction porteuse) et, d'autre part, elle assure le rôle de fermeture (fonction de protection). La composition d'une toiture dépend de sa conception structurale, ainsi que de ses fonctions. Dans notre projet, la toiture est inclinée et elle est constituée de plusieurs éléments :

✓ **Poutres en treillis**

Elles sont constituées d'une membrure supérieure, d'une membrure inférieure et d'un treillis constitué de montants et de diagonales.

✓ **Panne**

Ce sont des éléments porteurs reposant sur des traverses de cadres ou sur des fermes. Le rôle principal de cette structure est de supporter la couverture et de transmettre les charges aux cadres et aux fermes.

✓ **Tôle de couverture TR35**

Ils offrent l'avantage de rassembler en un seul élément les trois rôles principaux d'une toiture : le pare-vapeur, l'isolation et l'étanchéité.

Ces panneaux permettent un écartement des pannes relativement grand et représentent surtout un gain de temps appréciable au montage.

Ils se composent de deux lobes en acier plats ou nervurés et d'une âme rigide isolante.

Ils sont collés sous pression ou réalisés par injection de mousse après assemblage sous presse.

Les panneaux se rassemblent entre eux par emboîtement latéral assurant une parfaite étanchéité et une isolation thermique.

Les caractéristiques physiques de la tôle de couverture TR35 sont les suivants :

- ✓ Poids propre de la tôle: $P= 9,81 \text{ kg/m}^2$
- ✓ Limite de rupture : $f_u=360 \text{ MPa}$
- ✓ Limite d'élasticité : $f_y=235 \text{ MPa}$
- ✓ Flèche admissible $f_{adm}= 1/200$
- ✓ Module de résistance $w =8.83 \text{ cm}^3/\text{m}$
- ✓ Moment d'inertie $I = 26,75 \text{ cm}^4$

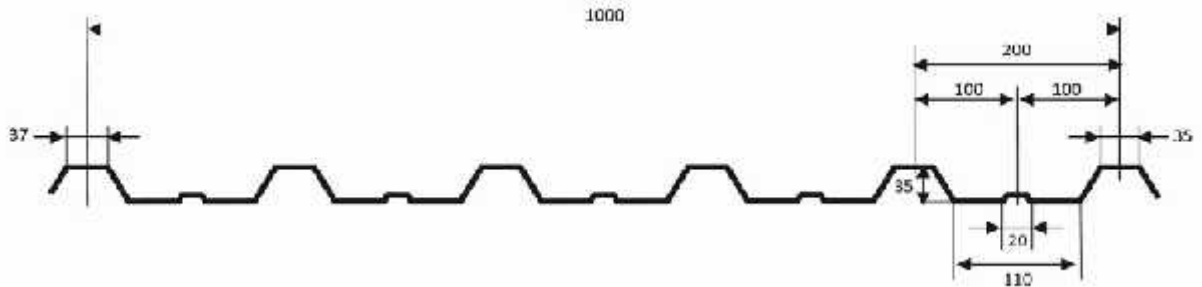


Figure I.6 :la tôle de couverture TR35

Chapitre II

Evaluation des charges

II.1 Charges permanentes

Elle désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage. Les charges permanentes G sont des charges qui ne varient pas dans le temps. Ils'agit du poids propre de la structure elle-même, mais aussi des équipements del'ouvrage tel que (la Couverture, , ...) à Toiture en « panneauTR35, 9.81 kg/m2»

II.2 Surcharges d'Exploitation

Dans le bâtiment, les charges d'exploitation ou surcharges sont les chargesmécaniques statiques permanentes ou dynamiques non permanentes générées parle climat et les activités humaines.Elles couvrent la pression du vent, le poids de la neige, le poids des personnes et lemobilier.

On admet une charge d'exploitation statique de 2kN/m² dans les locaux soumis aux actions dynamiques dues aux mouvements des travailleurs.

Surcharges d'entretien : Charges ponctuelles de 1 kN au 1/3 et 2/3 de la portée d'une panne.

II.2.1 Surcharge du neige

Le calcul de charge de la neige est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré. La valeur S est déterminée par la formule suivante(d'après le règlement RNV2013)

$$S = \mu \times S_k = \mu \times \frac{0.04H+10}{100} (\text{kN /m}^2) \text{ (Zone B)}$$

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

μ : Coefficient d'ajustement des charges (Annexe A.1)

S_k : Charge de neige sur le sol.

H : représente l'altitude du lieu d'implantation par rapport au bord de la mer

$H=250\text{m}$

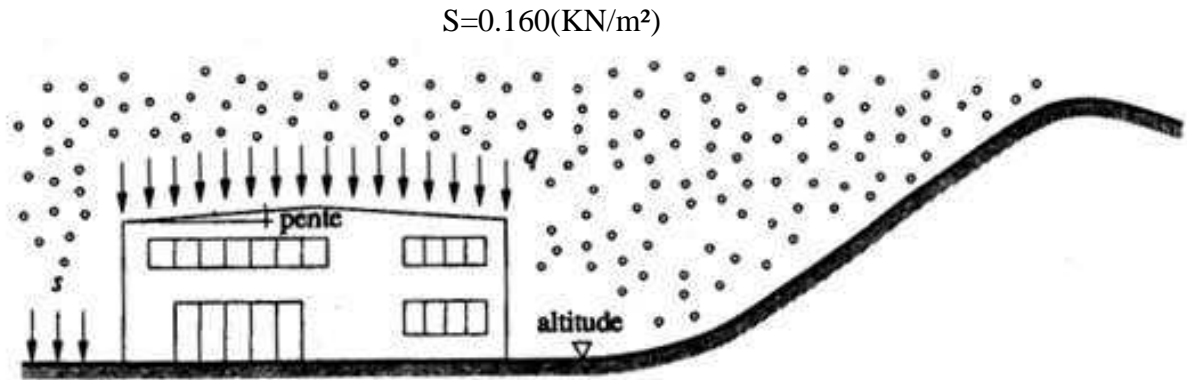


Figure II.1: Action de la pression due à la neige

II.3 Calcul de la pression due au vent :

II.3.1 Introduction

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent.RNV (version 2013)

II.3.2. Principes du DTR RNV (version 2013) :

Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 2000m.

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.
- ✓

II.3.3. Données relatives au site

✓ TAMEZOUGH (AIN TEMOUCHENT) se trouve en zone IIb (tableau A.2 RNV99 V2013)

✓ $q_{ref} = 435 \text{ N/m}^2$ (Tableau 2.2. RNV99)

✓ $V_{ref} \text{ (m/s)} = 27 \text{ m/s}$ (tableau A.1. RNV99 V2013)

Catégorie du terrain 0

✓ $k_t = 0.19$

✓ $z_0 = 0.05 \text{ m}$

(Tableau 2.4. RNV99)

✓ $\epsilon = 0.52$

✓ $Z_{min} = 2 \text{ m}$

Avec

q_{ref} : (N/m^2) : Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

k_t : Facteur de terrain.

z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur minimal.

ϵ : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient

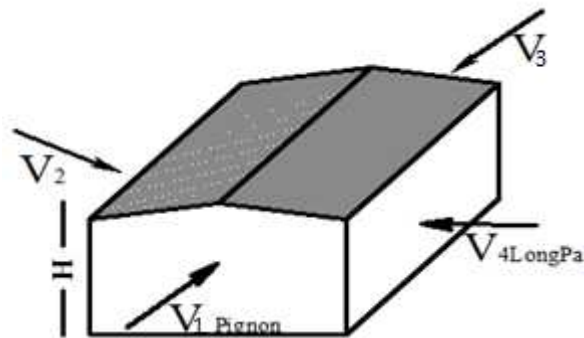


Figure II.2: Sens du vent sur structure

II.3.4. Coefficient d'exposition au vent (C_e)

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

$C_e(z)$ est donné par :

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

c_t : Coefficient de topographie.

c_r : Coefficient de rugosité.

I_v : Intensité de la turbulence.

$z(m)$: La hauteur considérée.

II.3.4.1. Coefficient de topographie (z)

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

$$C_t(z) = 1 \text{ Site plat.}$$

II.3.4.2. Coefficient de rugosité

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

$$C_r = \begin{cases} K_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & .z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \\ K_t \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) & z_{\min} \leq z \end{cases} \quad \text{Avec } z_{\min} = 2\text{m et } z_0 = 10\text{m}$$

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

$$C_r(z) = 0.19 \times \ln\left(\frac{10}{0.05}\right)$$

$$C_r(z) = 1.006$$

II.3.4.3. Intensité de la turbulence :

Il est donné par la formule suivant :

$$I_v(z) = \begin{cases} \frac{1}{C_r(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{Pour } z \geq z_{\min} \\ \frac{1}{C_r(z) \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} & \text{Pour } z \leq z_{\min} \end{cases} \quad \text{avec } Z : \text{ la hauteur considéré}$$

$$I_v = \frac{1}{1.006 \times \ln\left(\frac{2}{0.05}\right)} = 0.269$$

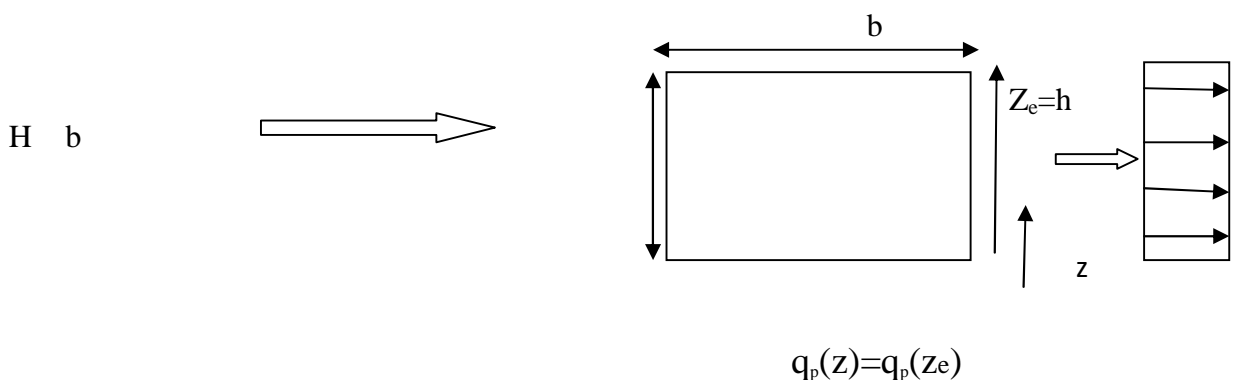


Figure II.3 : la hauteur équivalente de la pression dynamique

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

$$C_e(z) = (1)^2 \times (1.006)^2 \times [1 + 7(0.269)]$$

$$C_e(z) = 2.917$$

II.3.4.4. La pression dynamique

Elle est donnée par la formule suivant :

$$q_{\text{dyn}}(z_j) = q_{\text{ref}} \cdot c_e(z) \text{ [N/m}^2\text{]} = 435 \times 2.917$$

$$q_{\text{dyn}}(z_j) = 1268.895 \text{ N/m}^2$$

$$= 126.889 \text{ Kg/m}^2$$

$q_{\text{ref}}(z) =$: Valeurs de la pression dynamique de référence.

Z_e (m): La hauteur de référence .

II.3.4.5. Le coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

$$H = 15 \quad \Longrightarrow \quad C_d = 1$$

II.3.4.6. Détermination de la pression aérodynamique :

La pression dynamique $q(Z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante :

$$q_j = q_{\text{dyn}} \times C_d [C_{p_e} - C_{p_i}] \quad (\text{\S}2.5.2. RNV99\text{version}2013)$$

q_{dyn} : coefficient dynamique

C_{p_e} : coefficient de pression antérieur

C_{p_i} : coefficient de pression intérieur

Détermination de coefficient de pression :

a. Calcul des coefficients de pressions extérieures C_{p_e}

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$C_{p_e} = C_{p_e,1} \text{ si } S = 1 \text{ m}^2$$

$$C_{p_e} = C_{p_e,1} + (C_{p_e,10} + C_{p_e,1}) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{p_e} = C_{p_e,10} \text{ si } S = 10 \text{ m}^2$$

Dans notre cas : $S = 10 \text{ m}^2$

Alors $C_{p_e} = C_{p_e,10}$

b. Calcul des coefficients de pressions Intérieure Cpi :

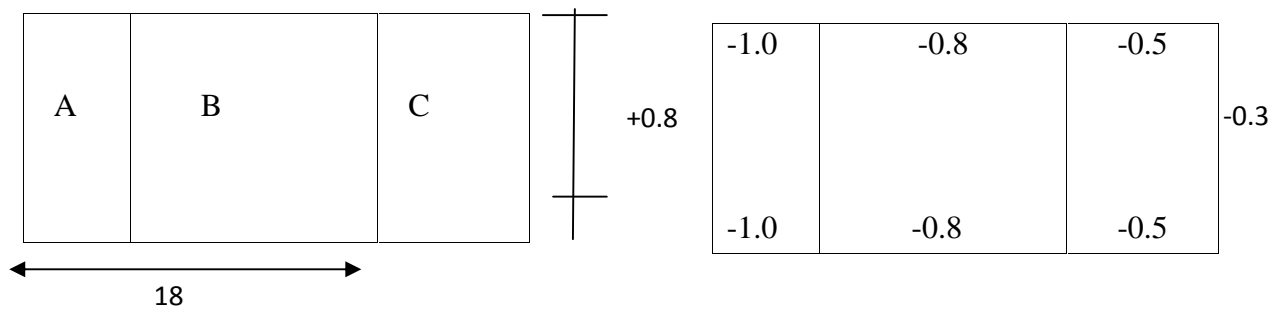
$$\mu_p = \frac{\sum \text{d'essur faces d'ouverture ou } c_p \leq 0}{\sum \text{d'essur faces de toutes les ouvertures}}$$

- Face 1 (AB et DC) Vent V1 et V3
- C_{pi} = 0,08
- Face 2 (BC) Vent (V2)
- C_{pi} = -0,3
- Face3(AD) vent (v4)

Le sens de V1 et V3 parois verticale (parois AB-CD)

$$e = \min (b, 2h) = \min (36.79 , 18)$$

$$e = 18\text{m}$$



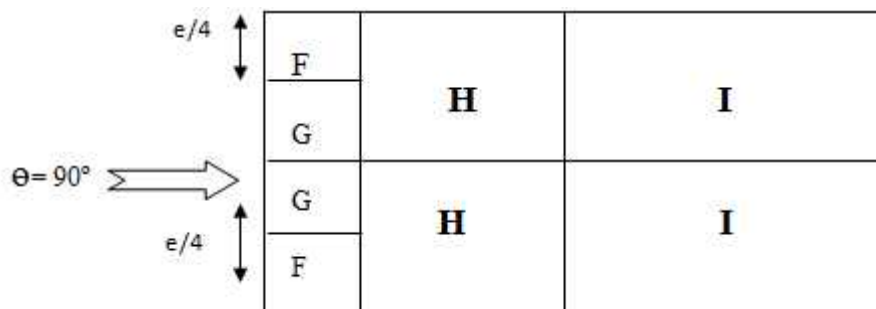
Dans notre cas $S = 10\text{m}^2$ on prend C_{pe10}

Toiture :

$$e = \min (b ; 2h) = \min (36.79 ; 2(10))$$

$$e = 20\text{m}$$

pour



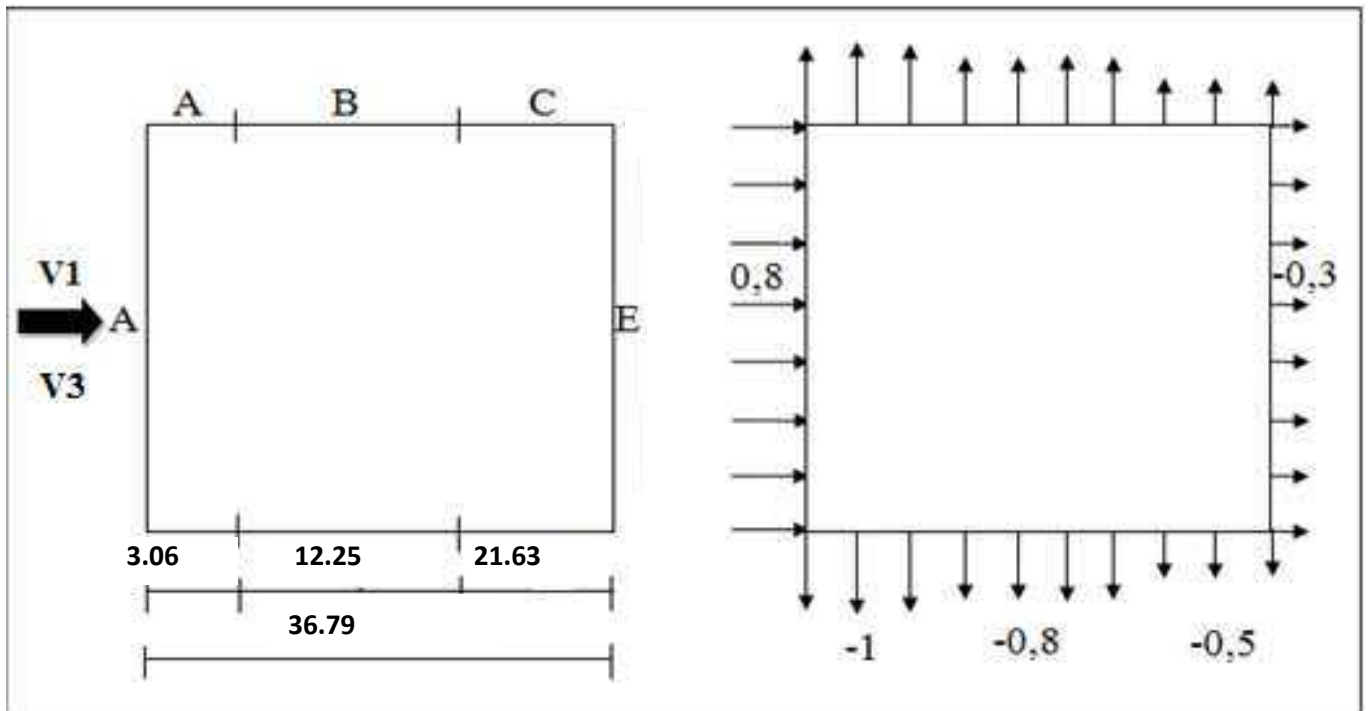


Figure II.4 - Vent (V1-V3) sur les parois AB-CD

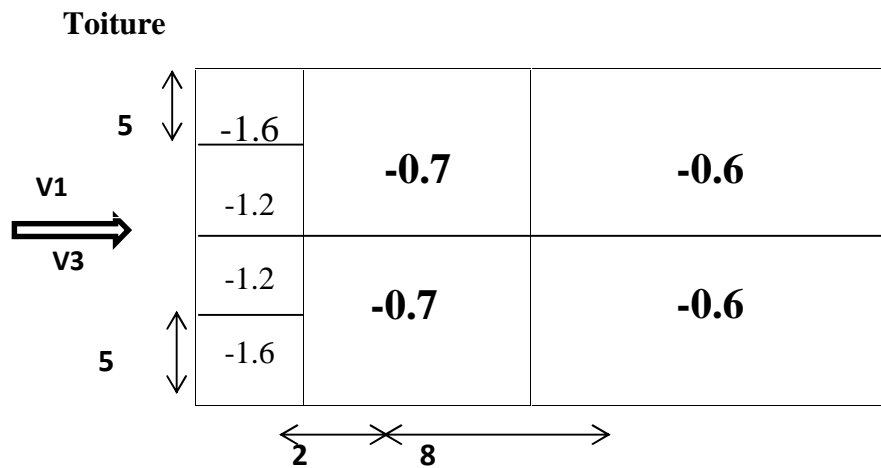


Figure II.5- vent (V1-V3) sur la toiture

Les résultants de q_j sont donnés dans les tableaux suivants :

*le sens V1 et V3 :

Zone	Cd	$q_{ref}(kgf/m^2)$	cpe	cpi	(cpe-cpi)	Ce(z)	$q_j(kgf/m^2)$
A	1	43.5	-1	0.08	-1.08	2.917	-137.040
B	1	43.5	-0.8	0.08	-0.88	2.917	-111.662
C	1	43.5	+0.5	0.08	-0.58	2.917	-73.595
D	1	43.5	+0.8	0.08	+0.82	2.917	+91.360
E	1	43.5	-0.3	0.08	-0.38	2.917	-48.218

Tableau II.1- Pression sur les parois verticales direction V1 et V3.

Zone	Cd	$q_{ref}(kgf/m^2)$	cpe	cpi	(cpe-cpi)	Ce(z)	$q_j(kgf/m^2)$
F	1	43.5	-1.635	0.08	-1.715	2.917	-217.717
G	1	43.5	-1.217	0.08	-1.297	2.917	-164.689
H	1	43.5	-0.7	0.08	-0.78	2.917	-98.973
I	1	43.5	-0.6	0.08	+0.68	2.917	-86.284

Tableau II. 2 : pression sur la toiture direction V1 et V3.

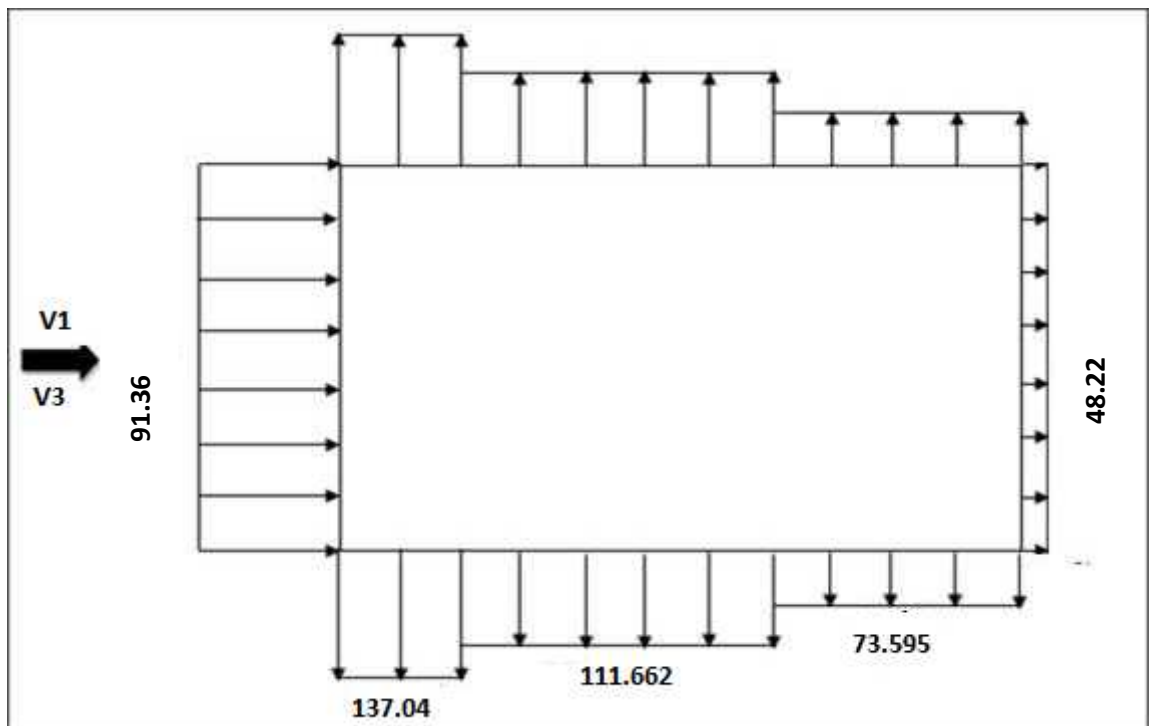
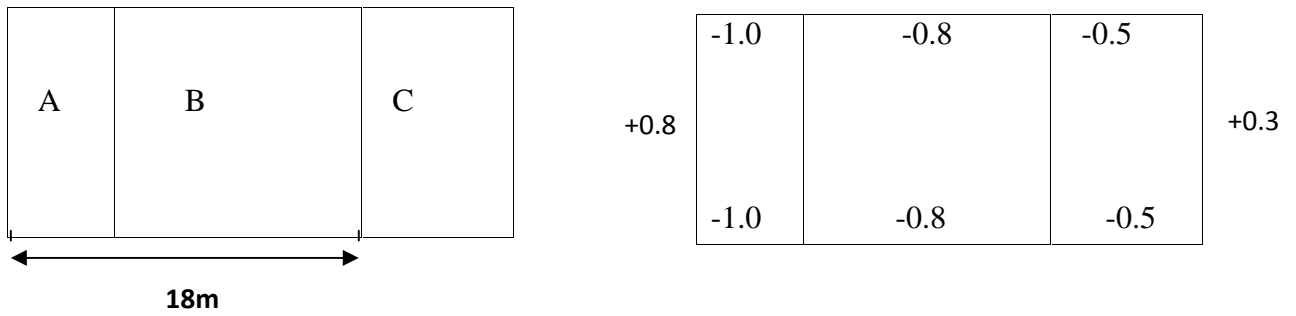


Figure II.6- pression du vent (V1-V3) sur les paroi AB-DC

Le sens V2 :

Parois vertical : vent sur long-pan

$$e = \min (b ; 2h) = (80m ; 2(9m)) = 18m$$



Toiture :

$$e = \min (80m ; 2(10m)) = 20m$$

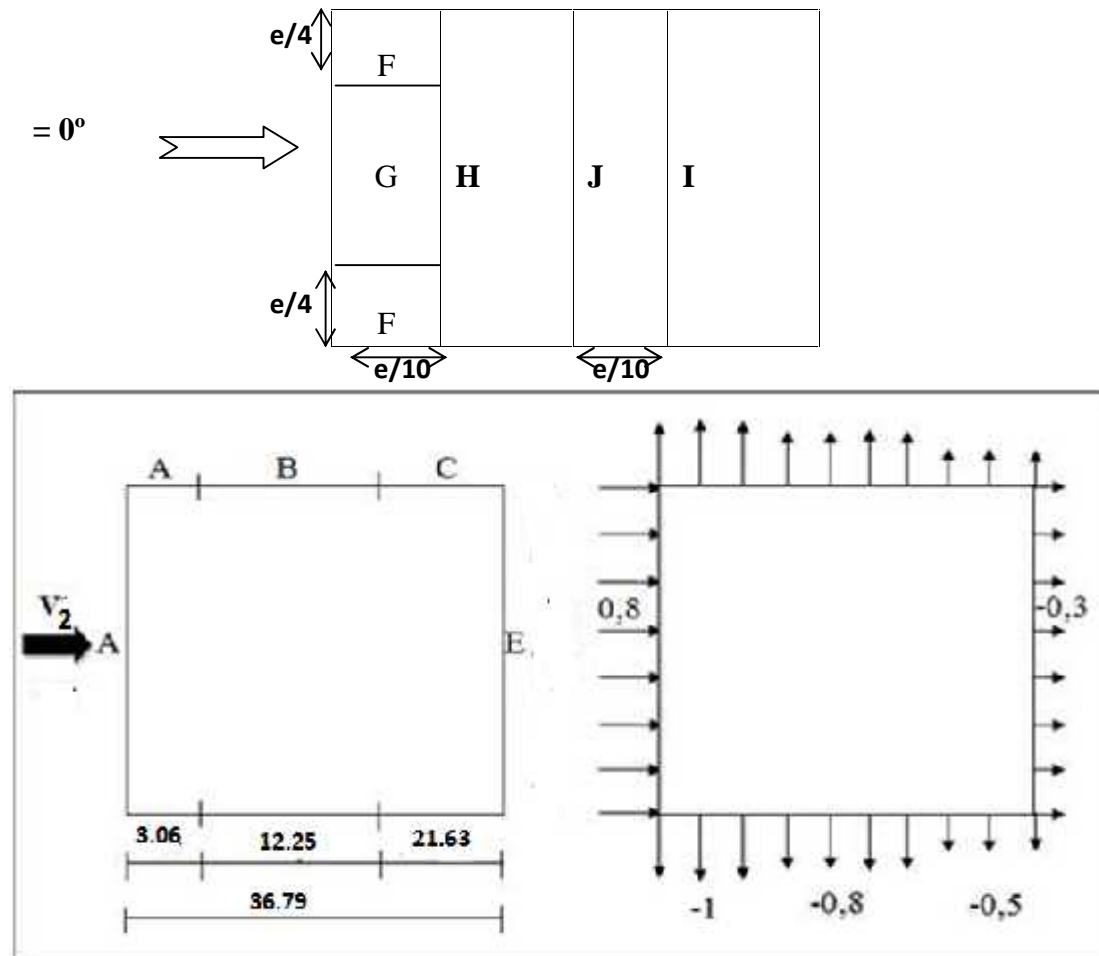


Figure II.7- vent (V2) sur la paroi BC

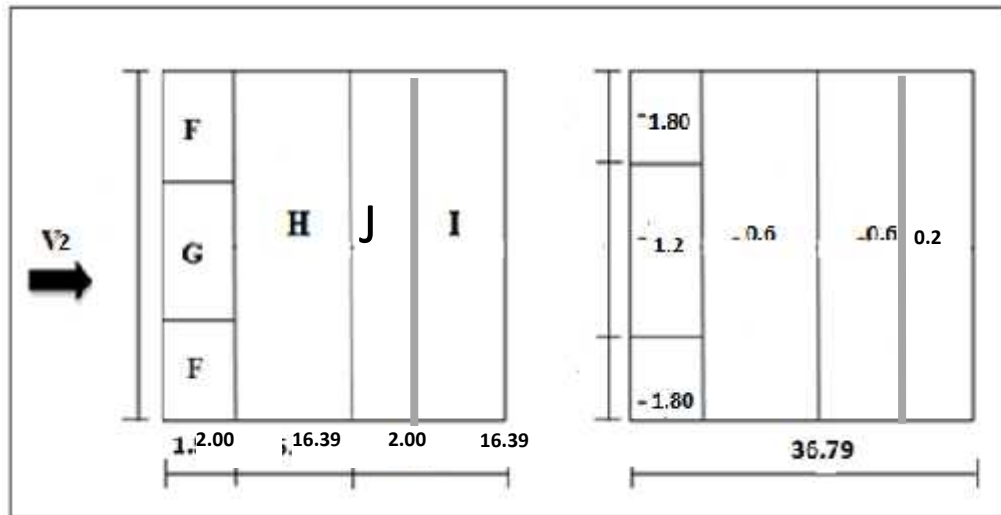


Figure II.8-Vent (V2) sur la toiture.

Zone	Cd	qref(kgf/m ²)	cpe	cpi	(cpe-cpi)	Ce(z)	qj(kgf/m ²)
A	1	43.5	-1.0	-0.3	-0.7	2.917	-88.82
B	1	43.5	-0.8	-0.3	-0.5	2.917	-63.578
C	1	43.5	-0.5	-0.3	-0.2	2.917	-25.37
D	1	43.5	+0.8	-0.3	+1.1	2.917	+139.57
E	1	43.5	-0.3	-0.3	0	2.917	0

Tableau II.3-Pression sur la paroi vertical direction V2

Zone	Cd	qref(kgf/m ²)	cpe	cpi	(cpe-cpi)	Ce(z)	qj(kgf/m ²)
F	1	43.5	-1.807	-0.3	-1.5	2.917	-191.22
G	1	43.5	-1.2	-0.3	-0.9	2.917	-63.44
H	1	43.5	-0.635	-0.3	-0.34	2.917	-43.04
I	1	43.5	-0.6	-0.3	-0.3	2.917	-37.98
J	1	43.5	+0.2	-0.3	+0.5	2.917	63.29

Tableau II. 4 -pression sur la toiture direction V2

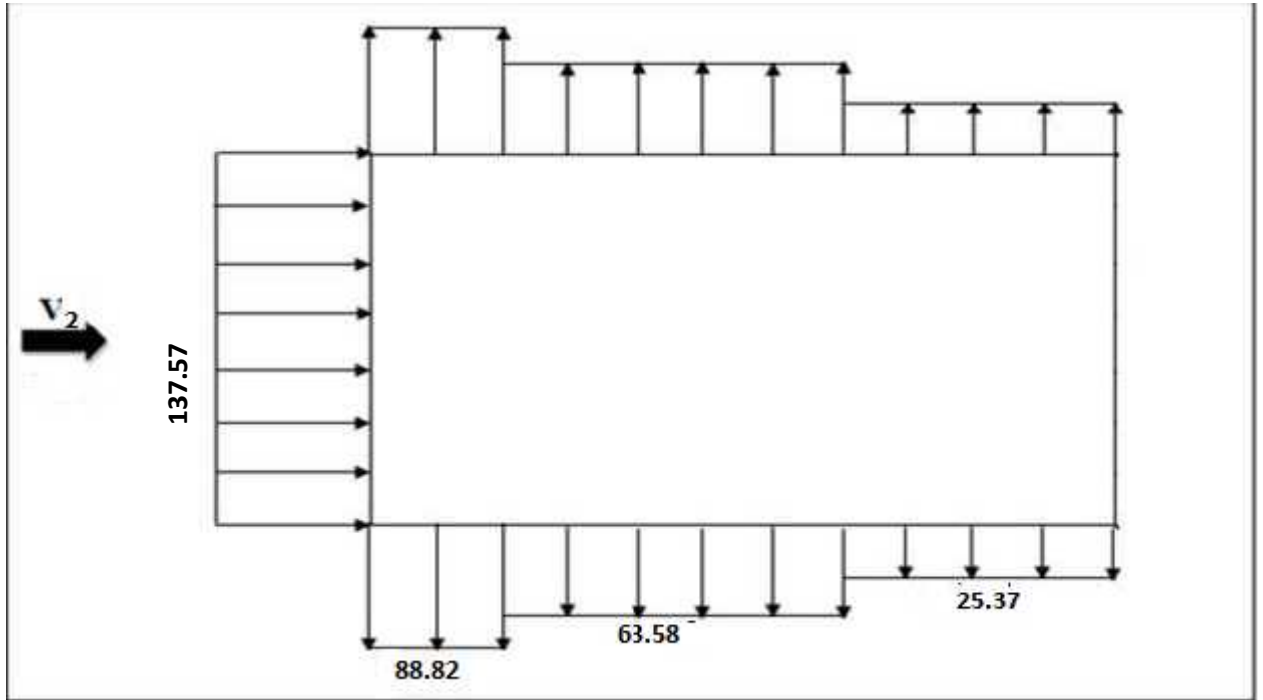


Figure II.9- pression du vent (V2) sur la paroi BC

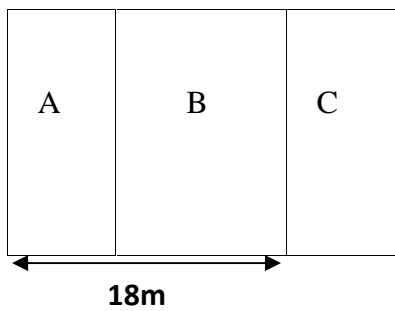
*Le sens v4 :

Parois vertical

$$e = \min (b ; 2h) = (80m ; 2 \times(9))$$

$$e = 18 m$$

$$d > e$$



	-1.0	-0.8	-0.5	
+0.8		0.8		-0.3
	-1.0	-0.8	-0.5	

Toiture :

$$e = \min (80m ; 2(10m)) = 20m$$

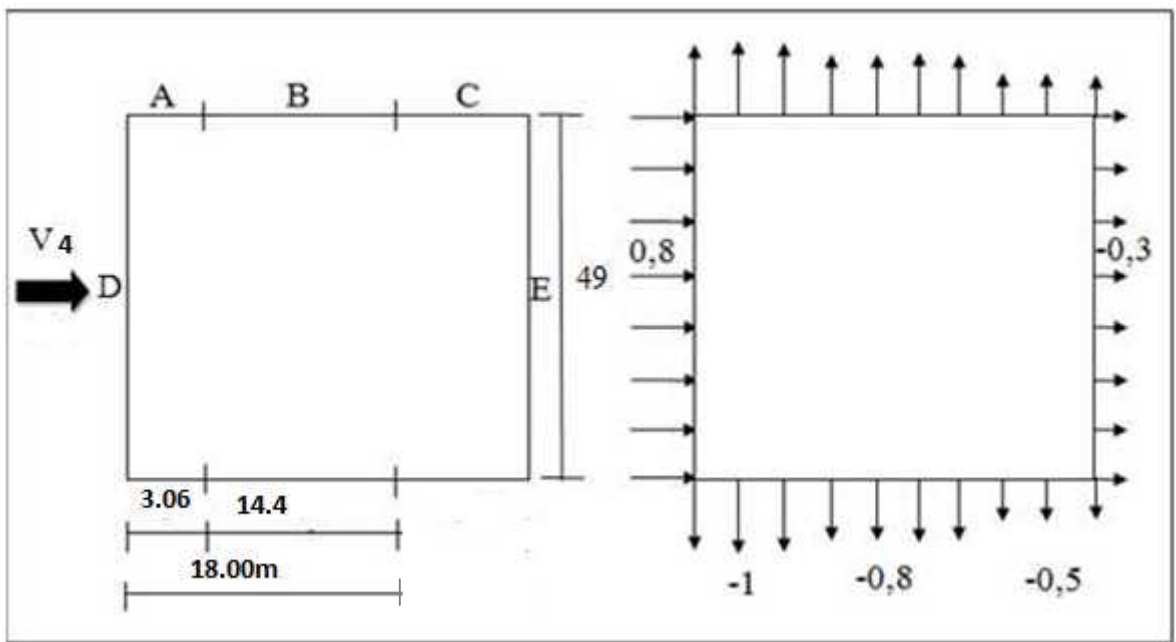
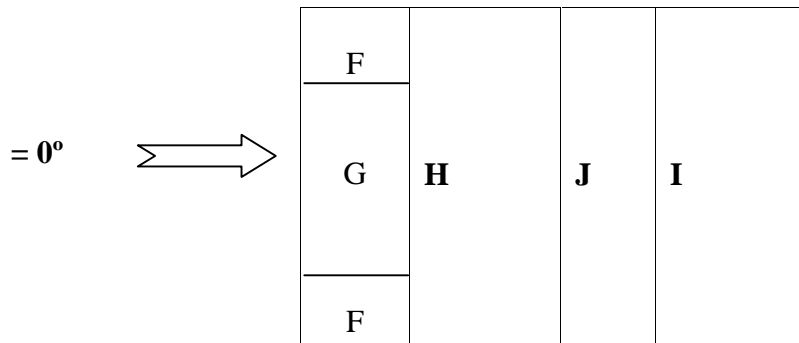


Figure II.10: vent (V4) sur les parois BC-AD

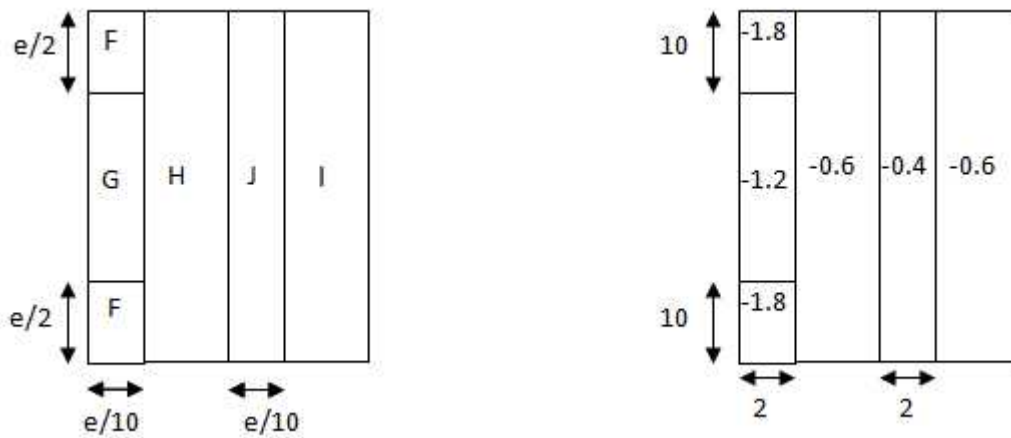


Figure II.11: Vent (V4) sur la toiture.

*Le sens V4 :

Zone	Cd	qref(kgf/m ²)	cpe	cpi	(cpe-cpi)	Ce(z)	qj(kgf/m ²)
A	1	43.5	-1.0	0.03	-1.03	2.917	-130.696
B	1	43.5	-0.8	0.03	-1.5	2.917	-105.318
C	1	43.5	-0.5	0.03	-0.935	2.917	-67.251
D	1	43.5	+0.8	0.03	-0.9	2.917	-97.707
E	1	43.5	-0.3	0.03	-0.1	2.917	-41.873

Tableau II.5: Pression sur les parois verticales direction V4

Zone	Cd	qref(kgf/m ²)	cpe	cpi	(cpe-cpi)	Ce(z)	qj(kgf/m ²)
F	1	43.5	-1.807	0.03	-1.777	2.917	-225.482
G	1	43.5	-1.2	0.03	-1.17	2.917	-148.460
H	1	43.5	-0.635	0.03	-0.605	2.917	-76.768
I	1	43.5	-0.492	0.03	-0.462	2.917	-58.662
J	1	43.5	-0.6	0.03	-0.52	2.917	-72.327

Tableau II. 6 : pression sur la toiture direction V4

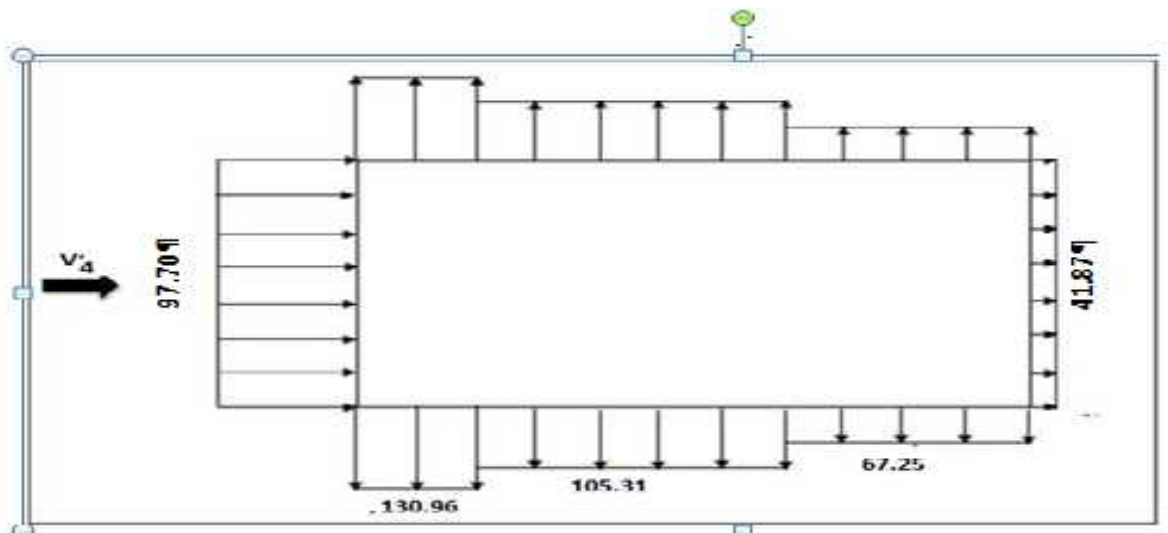


Figure II.12 : pression du vent (V4) sur les parois AD

Chapitre III

Dimensionnement des éléments secondaires

III.1 Chéneaux et descente des eaux pluviales

Le chéneau est un canal ménagé à la base du versant pour recevoir les eaux pluviales et éviter leur stagnation, donc assurer l'étanchéité de la toiture.

La section du chéneau sera déterminée à partir d'un abaque, en fonction de la surface en plan des combles desservis en m^2 et la pente.

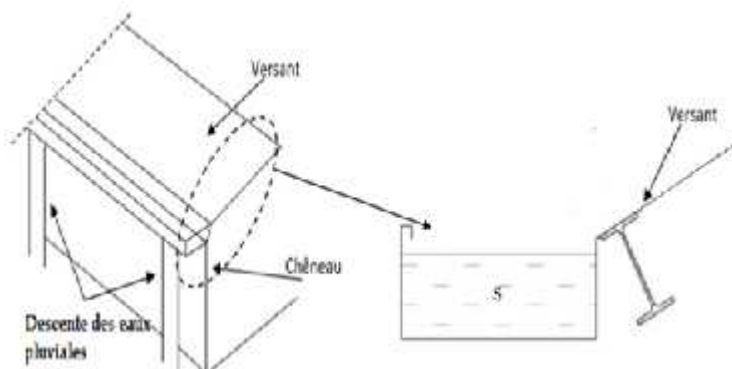


Figure III.1- Chéneau d'eau

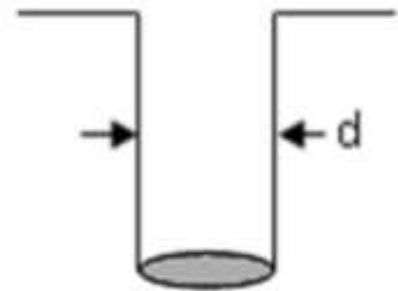


Figure III.2- Coupe transversale du chéneau

✓ III.1.1 Calcul de la Section et du Diamètre du Chéneau

✓ $S_{\text{versant}} = 18,39 \times 40 = 735,8 \text{ m}^2$

✓ Pente = 2mm/m

A partir des abaques :

$$S_{\text{chêneau}} = 600 \text{ cm}^2$$

$$d = 26$$

III.1.2 Caractéristiques de la tôle de couverture

La couverture est en tôle nervurée type TR35 d'épaisseur 1mm, de longueur 6,15m. Elle sera disposée de manière à utiliser son module de résistance maximale, (I/V) max.

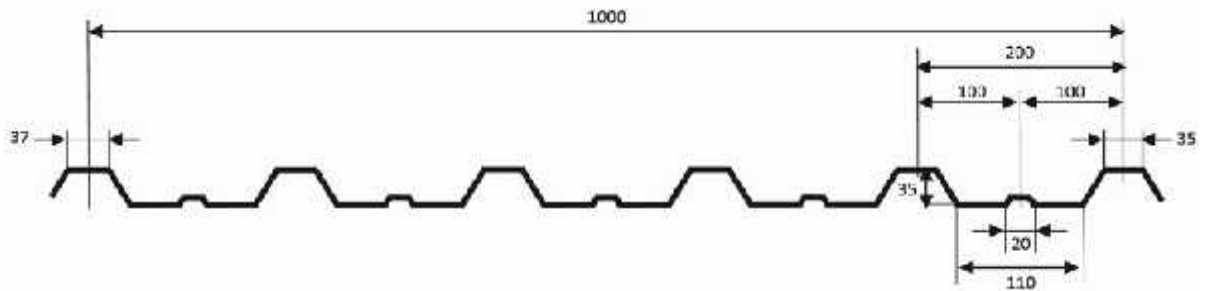


Figure III.3 - Tôle nervurée

✓ Poids propre (TR35 epaisseur=1mm)	$P = 9,81 \text{ Kg/m}^2$
✓ Contrainte de rupture	$f_u = 360 \text{ N/mm}^2$
✓ Contrainte élastique	$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
✓ Flèche admissible	$\text{max} = 1/200$
✓ Module de résistance	$w = 8,83 \text{ cm}^3/\text{ml}$
✓ Moment d'inertie	$I = 26,75 \text{ cm}^4/\text{ml}$

III.2. Calcul des pannes de Couverture

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. En outre, elles peuvent agir comme éléments comprimés en tant que partie du système de contreventement et participent à la stabilisation vis-à-vis du déversement de la traverse. Dans les bâtiments industriels, on utilise soit des profilés en I ainsi que des éléments formés à froid en Z, C, U, ou bien des treillis pour les portées supérieures à 18,422 m. Ils sont calculés suivant le CCM97. [3]

✓ Espacement entre pannes

L'espacement entre pannes est défini en fonction de la portée admissible de la couverture. On suppose que la couverture est d'une longueur de 6m, et appuyée sur 4 appuis ce qui donne un espacement moyen de 2,2m.

✓ III.2.1. Charges à prendre en considération

- ✓ Charge permanente (Poids propre de la couverture TR35) $G = 9,81 \text{ kg/m}^2$.
- ✓ Charge d'entretien (Placée en 1/3 et 2/3 de la longueur de la panne) $Q = 1 \text{ kN}$.
- ✓ Action de la neige $S = 0,0832 \times \cos(3,11^\circ) = 0,083 \text{ kN/m}^2$
- ✓ Action du vent $W = -1,931 \text{ kN/m}^2$

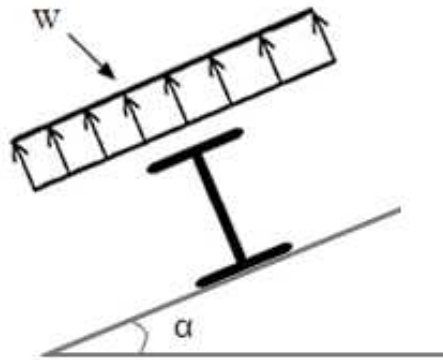


Figure III. 4 Cas de l'effet du vent

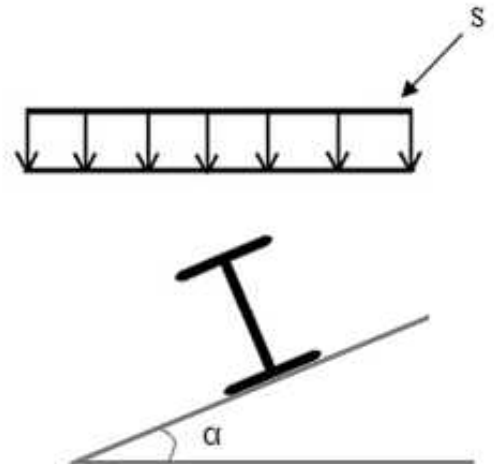


Figure III. 5 Cas de l'effet de neige

III.2.2. Combinaisons des charges et actions :

$$q_1 = 1,35 G + 1,5Q_{ent} = 1,35 \times (21,582 + 15,8) + 1,5 \times (2,2) = 53,765 \text{ daN/m}$$

$$q_2 = 1,35 G + 1,5 S = 1,35 \times (21,582 + 15,8) + 1,5 \times (15,808) = 74,17 \text{ daN/m}$$

$$q_3 = 1,35 G + 1,5 W = 1,35 \times (21,582 + 15,8) + 1,5 \times (-366,8) = -499,734 \text{ daN/m}$$

$$q = \max (q_1, q_2, q_3) = -499,734 \text{ daN/m}$$

III.2.3 Moment maximum pour une poutre continue sur 4 appuis simples :

Le moment maximum est déterminé suivant les calculs de la RDM par la méthode des abaques . Le diagramme résultant des moments fléchissants est montré ci-dessous en figure III.3.

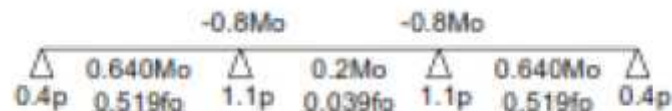


Figure III. 6 :Diagramme des moments fléchissant au niveau de la couverture.

$$M_{max} = 0,8 M_0 \quad \text{Avec} \quad M_0 = \frac{ql^2}{8} \quad \Rightarrow \quad M_{max} = 0,1ql^2$$

$$q = -499,734 \text{ daN/ml}$$

L : espacement entre pannes.

III.2.4 Calcul de l'espacement :

$$\begin{aligned} \frac{M_{max}}{W} \leq f_y &\Rightarrow M_{max} < f_y \times W \\ &\Rightarrow 0,1ql^2 < f_y \times W \end{aligned} \quad \left\{ \begin{array}{l} w \text{ (module de résistance)} \\ w = 8,83 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{ml} \end{array} \right.$$

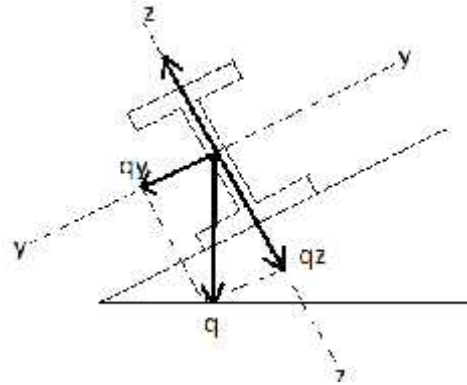
$$\Rightarrow 1 \frac{\overline{f_y \times w}}{0,1 \times q} \Rightarrow 1 \frac{235 \times 10^3 \times 8,83 \times 10^{-6}}{0,1 \times 4,99} = 2,03$$

On prend : $l = 2,20 \text{ m}$

La pente du versant :

$$\tan = \frac{1}{18,395} = 0,0543 \quad \Rightarrow \quad = 3,11$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \cos = 0,998 \\ \sin = 0,0542 \end{cases}$$



III.2.5 Dimensionnement des pannes

Charge permanente G :

$$\begin{cases} \text{Poids propre de la couverture : } G_c = 21,582 \text{ daN/ml} \\ \text{Poids propre de la panne : } G_p = 15,8 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

Charge d'entretien $Q = 100 \text{ daN/m}^2$

Neige (S) = 15,808 daN/ml

Vent (W) = -366,834 daN/ml

III.2.5.1 Combinaisons des charges À l'ELU

$$q_1 = 1,35G + 1,5Q_{\text{ent}} = 1,35 \times (21,582) + 1,5 \times (220) = 359,135 \text{ daN/m}$$

$$q_2 = 1,35G + 1,5S = 1,35 \times (21,582) + 1,5 \times (15,808) = 52,847 \text{ daN/m}$$

$$q_3 = 1,35G + 1,5W = 1,35 \times (21,582) + 1,5 \times (-366,834) = -521,115 \text{ daN/m}$$

$$q = \text{Max}(q_1, q_2, q_3) = 521,115 \text{ daN/m}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} q_y = q \cdot \sin = 521,115 \times 0,0542 = 28,244 \text{ daN/m} \\ q_z = q \cdot \cos = 521,115 \times 0,998 = 520,072 \text{ daN/m} \end{cases}$$

À l'ELS :

$$q_{s1} = G + Q_{\text{ent}} = 21,582 + 220 = 241,58 \text{ daN/m}$$

$$q_{s2} = G + S = 21,582 + 15,808 = 37,39 \text{ daN/m}$$

$$q_{s3} = G + W = 21,582 + (-366,834) = -345,25 \text{ daN/m}$$

$$q = \text{max}(q_{s1}, q_{s2}, q_{s3}) = -345,25 \text{ daN/m}$$

NB : Les sollicitations dues au vent sont susceptibles d'avoir une instabilité par **déversement**. Vu aussi l'amplitude de leur action, on peut dire que c'est le cas le plus défavorable.

$$\begin{cases} q_{sy} = q \times \sin \alpha = 345,252 \times 0,054 = 18,643 \text{ daN/m} \\ q_{sz} = q \times \cos \alpha = 345,252 \times 0,998 = 344,561 \text{ daN/m} \end{cases}$$

III.2.5.2 Calcul des moments sollicitant (ELU)

Les vérifications suivantes sont imposées par le **CCM 97** afin de dimensionner les pannes.

✓ **Plan (y-y) :**

$$M_{z,sd} = Q_y \times \frac{L_y^2}{8} = 28,244 \times \frac{6,15^2}{8}$$

$$M_{z,sd} = 133,532 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} \quad M_{zrd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{plz} = \frac{M_{zsd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$W_{plz} = \frac{133,532 \times 1,1}{235 \cdot 10^{-1}} = 6,25 \text{ cm}^3$$

✓ **Plan (z-z) :**

$$M_{y,sd} = Q_z \times \frac{L_z^2}{8} = 520,072 \times \frac{6,15^2}{8}$$

$$M_{y,sd} = 2458,802 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} \quad M_{zrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\Rightarrow W_{ply} = \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$W_{ply} = \frac{2458,802 \times 1,1}{235 \cdot 10^{-1}} = 115,092 \text{ cm}^3$$

III.2.6 Condition de flèche (ELS) :

$$\checkmark \text{ Plan (y-y) : } = \frac{5 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times I_z}$$

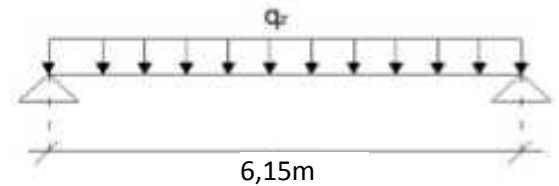
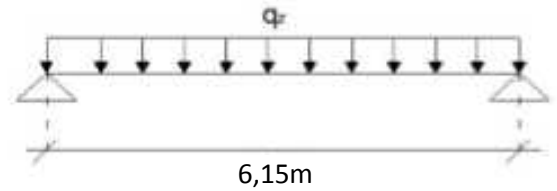
$$\max = \frac{L_y}{200} = \frac{615}{200} = 3,075 \text{ cm}$$

$$\max \quad \Rightarrow \quad I_z = \frac{5 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times \max}$$

$$\Rightarrow \quad I_z = \frac{5 \times 0,18643 \times 615^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 3,075}$$

$$\Rightarrow \quad I_z = 53,776 \text{ cm}^4$$

$$\checkmark \text{ Plan (z-z) : } = \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times I_y}$$



$$\max = \frac{I_z}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm}$$

$$\max \Rightarrow I_y = \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times \max}$$

$$\Rightarrow I_y = \frac{5 \times 3,44561 \times 615^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 3,075}$$

$$\Rightarrow I_y = 993,896 \text{ cm}^4$$

✓ Choix du profilé

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un IPE 180.

Profil	Poids	Section	Dimensionsc					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE180	18,8	23,9	180	91	8	5,3	146	1317	100,9	166,4	34,60	7,42	2,05

Tableau III. 1 Caractéristiques du profilé IPE180 de la panne

III.2.7 Condition de flèche avec poids propre inclus

$$q_1 = G+Q = (21,582+18,8) + 220 = 260,382 \text{ daN/m}$$

$$q_2 = G+S = (21,582+18,8) + 15,808 = 56,19 \text{ daN/m}$$

$$q_3 = G+W = (21,582+18,8) + (-366,834) = -326,452 \text{ daN/m}$$

$$q_{\max} = q_3 = -326,452 \text{ daN/m}$$

$$\begin{cases} q_y = q_{\max} \times \sin = -326,452 \times 0,0542 = -17,693 \text{ daN/m} \\ q_z = q_{\max} \times \cos = -326,452 \times 0,998 = -325,799 \text{ daN/m} \end{cases}$$

✓ Plan (y-y)

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

$$\max = 3,075 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} & \max \\ & = \frac{5 \times 17,693 \times 10^{-4} \times 615^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 100,9} = 0,015 < 3,075 \text{ cm} \end{aligned}$$

✓ Plan (z-z)

$$= \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\max = 3,075 \text{ cm}$$

$$\overset{\text{max}}{=} \frac{5 \times 325,799 \times 10^{-4} \times 615^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1317} = 0,021 < 3,075 \text{ cm}$$

Condition de flèche est vérifiée.

III.2.8 Classe du profilé IPE 180

III.2.8.1 Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} = 72 \quad \text{Avec : } = \frac{\overline{235}}{f_y}$$

$$\frac{146}{5,3} = 72 \frac{\overline{235}}{235} \Rightarrow 27,547 < 72 \Rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

III.2.8.2 Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b_z}{t_f} = 10 \varepsilon \Rightarrow \frac{45,5}{8} = 5,687 < 10 \Rightarrow \text{semelle est de classe I}$$

Donc la section du profilé est de **classe I**.

✓ III .2.9.Vérification des contraintes

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

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{y,pl,rd} / M_1}^\alpha + \frac{M_{z,sd}}{M_{z,pl,rd} / M_1}^\beta \leq 1$$

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

✓ $M_{y,sd}, M_{z,sd}$:

$$\begin{cases} M_{y,sd} = 2458,802 \text{ daN.m} \\ M_{z,sd} = 133,532 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } M_{y,pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{M_1} = \frac{166,4 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 3,9104 \times 10^7 \text{ N.mm}$$

$$M_{z,pl,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{M_1} = \frac{34,60 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 7,3918 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$\Rightarrow \frac{M_{y,sd}}{W_{ply} \times f_y / M_1}^2 + \frac{M_{z,sd}}{W_{plz} \times f_y / M_1}^1 \leq 1$$

$$\Rightarrow \frac{2458,802 \times 10^4}{3,9104 \times 10^7}^2 + \frac{133,532 \times 10^4}{7,3918 \times 10^6}^1 = 0,575 < 1$$

⇒ **Condition vérifiée**

Donc, les pannes en IPE180 vérifient les contraintes de la flexion déviée.

III.2.10 Résistance de la panne au déversement

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

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

$$M_{b,Rd} = \frac{m_1 \cdot w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_1}$$

Avec :

- ✓ $w = 1$ (Section de classe 1)
- ✓ $W_{ply} = 123,9 \text{ cm}^3$
- ✓ $f_y = 235 \times 10^2 \text{ N/cm}^2$
- ✓ $m_1 = 1.1$
- ✓ l_t (le facteur de réduction pour le déversement)

$$l_t = \frac{1}{\sqrt{1 + \lambda_{LT}^2}}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} l_t = 0,5 + \frac{1}{\sqrt{1 + \lambda_{LT}^2}} \\ l_t = 0,21 \quad \text{Pour les profilés laminés} \end{cases} \quad [3]$$

$$l_t = \frac{L \cdot i_z}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{L}{h/e_s} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

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

i_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie $i_z = 100,9 \text{ cm}^4$

$$h = 16 \text{ cm}$$

$$e_s = 0,74 \text{ cm}$$

$$L = 615 \text{ cm}$$

$$L_T = \frac{615 \cdot 2,05}{1,132^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{615 \cdot 2,05}{16 \cdot 0,74} \right)^2 \right]^{0,25}} = 156,173$$

$$i_1 = 93,9 \text{ cm} = 93,9$$

$$L_T = \frac{L_T}{i_1} \times \bar{w}$$

$$L_T = \frac{156,173}{93,9} \times \bar{w} = 1,66$$

$$L_T = 0,5 \cdot 1 + 0,21 \times (1,66 - 0,2) + 1,66^2 = 2,03$$

$$L_T = \frac{1}{(2,03 + 2,03^2 - 1,66^2)} = 0,25$$

$$M_{brd} = \frac{0,25 \times 1 \times 166,4 \times 235 \cdot 10^2}{1,1} = 888,727 \text{ kN.m}$$

- **Moment sollicitant**

$$M_{y,sd} = \frac{q_z \times l_z^2}{8} = \frac{520,072 \times 6,15^2}{8} = 2458,802 \text{ daN.m} \quad M_{brd} = 88872,7 \text{ daN.m}$$

Donc la stabilité au déversement est assurée.

III.2.11 Résistance au voilement par cisaillement

Si $\frac{d}{t_w} \leq 72 \frac{E}{f_y}$ Avec : $\lambda = 1,2$
alors il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement.

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

$$\text{On a : } \frac{d}{t_w} = \frac{146}{5,3} = 27,547 < 60$$

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

III.2.12 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

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

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

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

$$A_{fc} = b \cdot t_f = 91,8 \cdot 8 = 728 \text{ mm}^2 \text{ (aire de la semelle comprimée)}$$

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

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

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

$$\underline{\text{AN:}} \left\{ \begin{array}{l} K \times \frac{E}{I_{yt}} \times \frac{\overline{A_w}}{A_{fc}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \times \frac{869,2}{728} = 292,932 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{180 - 2(8)}{5,3} = 30,94 < 292,932 \end{array} \right.$$

Condition vérifiée

Conclusion

La section en IPE 180 assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité ; donc, il est convenable pour les pannes de notre structure.

III.3 Calcul des potelets

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

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

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

✓ III.3.1 Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé

a/ Charge permanente G (poids propre)

- ✓ Poids du bardage = 9,811 KN/m²
- ✓ Poids propre de la lisse = 16 kN/m
- ✓ Poids propre du potelet (à déterminer)

$$G = (9,81 \times 6) + (16) = 74,86 \text{ kN}$$

b/ Surcharge climatique du vent (W_1)

- ✓ $W_1 = 137,040 \text{ daN}$
- ✓ $W_1 = 0,137 \times 6 = 8,22 \text{ kN/ml}$

✓ **III.3.2 Dimensionnement du potelet**

✓ **Condition de flèche**

$$= \frac{5 \times q_w \times l^4}{384 \times E \times I} \quad \max = \frac{l}{200}$$

Profil	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 _{ply} ³ cm ³	W _{plz} ³ cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE270	36,1	45,95	270	135	10,2	6,6	219,6	5790	419,9	484	96,95	11,23	3,02

Tableau III. 2 Caractéristiques du profilé IPE270

$$\begin{aligned} \max \Rightarrow I &= \frac{1000 \times q_w \times l^3}{384 \times E} \\ \Rightarrow I_y &= \frac{1000 \times 822.04 \times 10^2 \times 800^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} \\ \Rightarrow I_y &= 5219.30 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux des sections ayant au moins la valeur de I_y supérieure ou égale à la valeur trouvée.

Ce qui correspond à un profilé **IPE 270**

III.3.2.1 Incidence de l'effort normal

$$N_{sd} = \min(0, 25 N_{pl, Rd}, 0,5 \frac{A_w \times I_y}{Y_{mo}})$$

$$N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times (74,86 + 36,1) = 149,79 \text{ kN (effort normal sollicitant)}$$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \cdot I_y}{Y_{Mo}} = \frac{4595 \times 235}{1.1} = 981,66 \text{ kN (effort normal plastique résistant)}$$

$$0,25 \cdot N_{pl, Rd} = 245,42 \text{ kN}$$

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 4595 - 2 \times (135 \times 10,2) = 1841 \text{ mm}^2$$

$$0,5 \cdot \frac{1841 \times 235}{1.1} = 196,65 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 149,79 \text{ kN} \quad \min(245,42; 196,65) = 196,65 \text{ kN}$$

⇒ **Condition vérifiée**

III.3.2.2 Classe du profilé IPE270

- **Classe de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} = 36$$

Avec :

$$\checkmark \quad = \frac{235}{f_y}$$

$$\checkmark \quad d = 219,6 \text{ mm}$$

$$\checkmark \quad t_w = 6,6 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219,6}{6,6} = 33,27$$

$$36 = 36 \frac{235}{235} = 36 \Rightarrow 33,27 < 36 \text{ Donc l'âme est de classe I}$$

▪ **Classe de la semelle :**

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

Avec :

$$\checkmark \quad c = \frac{b}{2} = 67,5 \text{ mm}$$

$$\checkmark \quad t_f = 10,2 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{67,5}{10,2} = 6,61$$

$$10 = 10 \frac{235}{235} = 10 \quad 6,61 < 10 \text{ Donc la semelle est de classe I}$$

Conclusion : La section globale est de classe I

III.3.2.3 Vérification des contraintes

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

$$M_{S,d} \quad M_{N,Rd}$$

Avec : $M_{S,d}$: Moment sollicitant

$$M_{S,d} = \frac{q_w \times l^2}{8} = \frac{1,5 \times 8,22 \times 8^2}{8} = 98,64 \text{ KN.m}$$

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

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

$$\text{Avec : } M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply,Rd} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484000 \times 235}{1,1} = 103,4 \text{ kN.m}$$

$$n = \frac{N_{S,d}}{N_{pl,Rd}} = \frac{149,79}{981,66} = 0,15$$

$$a = \min \frac{A_w}{A}; 0,5 \quad \text{avec} \quad A_w = A - 2 \cdot b_f \cdot t_f$$

$$\Rightarrow A_w = 4595 - 2 \times 135 \times 10,2 = 1841 \text{mm}^2 = 18,41 \text{cm}^2$$

$$a = \min \frac{18,41}{45,95}; 0,5 = 0,4$$

Donc:

$$M_{N,Rd} = \frac{103,4 \times (1 - 0,15)}{(1 - 0,5 \cdot 0,4)} = 109,86 \text{kN.m}$$

$$M_{Sd} = 98,64 \text{kN.m} \quad M_{N,Rd} = 109,86 \text{kN.m}$$

Condition vérifiée

III.3.2.4 Résistance au flambement

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$N_{b,Rd}$: Résistance au flambement

$\beta_A = 1$ Pour les sections de classe **I**

$m_1 = 1,1$

: Coefficient de réduction

: Elancement réduit

: $\frac{\lambda}{\lambda_1} = 0,93,9$

: Calculé à la base des caractéristiques de la section brute

$$\text{Avec: } \frac{h}{b} = \begin{cases} \frac{270}{135} = 2 > 1,2 \\ t_f = 10,2 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases}$$

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe a \rightarrow = 0,21

Axe (z-z) : courbe b \rightarrow = 0,34

✓ **Plan (y-y) :**

$$y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{L}{11,23} = \frac{800}{11,23} = 71,23 \quad y=0,75$$

✓ **Plan (z-z) :**

$$z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{L}{3,02} = \frac{150}{3,02} = 49,66 \quad z = 0,50$$

$$= \max(y, z) = 0,75$$

Est déterminé en fonction de et la courbe de flambement b :

$$\text{D'où } = 0,84$$

$$\text{D'où : } N_{b,Rd} = \frac{0,84 \times 4595 \times 235}{1,1} = 824,59 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } N_{sd} = 149,79 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 824,59 \text{ kN}$$

⇒ **Condition vérifiée**

Conclusion

L'IPE 270 convient comme potelet

III.4. Dimensionnement des lisses de bardage

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (UPN, UAP, UPE) ou de profils minces pliés. Étant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires. L'entre-axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage, pour notre structure un UPN à était adopté.

✓ Détermination du poids propre du bardage :

On adopte un panneau de bardage 35mm d'épaisseur ce qui donne un poids de 9.81 kg/m²

✓ Détermination de la portée maximale pour le bardage :

Dans notre cas la charge maximale du vent sur les parois verticale $W = -1,39 \text{ kN/m}^2$

On prend un entre-axe entre lisse $e = 1.5 \text{ m}$

Données de calcul :

- ✓ Chaque lisse repose sur deux appuis
- ✓ La portée entre axe des liesses $e = 1.5 \text{ m}$
- ✓ On dispose 4 lignes de lisse sur chaque paroi.
- ✓ longueur des lices : 6,15 m

✓ Détermination des charges et surcharges

✓ Les charges permanentes:

- ✓ Poids propre de bardage (tôle TR35) : 9.81kN/m²
- ✓ Poids propre de la lisse UPN140 est estimé : 18.8kN/ml

$$G = P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoires}} \times e$$

$$G = 9.81 \times 6.15 + 18.8 \times 1.5 = 118.69 \text{ daN/ml}$$

✓ **La surcharge climatique due au vent**

On calcul les lisses de bardage avec la valeur max sur long- pan

$$W = -1.39 \text{ kN/ml}$$

✓ Charges appliquées à L'ELU :

$$q_{z,sd} = 1.5W \times e = 1.5 \times 1.39 \times 1.5 = 3.127 \text{ kN}$$

✓ Charge appliquée à L'ELS :

$$q_{z,sd} = W \times e = 1.39 \times 1.5 = 2.085 \text{ kN}$$

✓ **Le dimensionnement se fait par la condition de limitation de la flèche :**

$$f_z = \frac{5 \times q_{s,z} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \quad f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3.075 \text{ cm}$$

$$I_y = \frac{5 \times 2.085 \times 615^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 3} = 601.42 \text{ cm}^4$$

On opte pour un UPN 140 de caractéristique suivante :


profile									
UPN 140	A	h	b	t_f	t_w	I_y	I_z	W_{ply}	W_{plz}
	Cm^2	mm	mm	mm	mm	Cm^4	Cm^4	cm^3	cm^3
MATERIAU ACIER S235	20	140	60	10	7	605	62.7	103	28.3

Tableau III.3.:Caractéristiques géométriques du profile UPN 140

✓ **Vérification de la sécurité structurelle dans le domaine élastique :**

✓ **Condition de résistance :**

$$\frac{M_y}{M_{ety}} + \frac{M_z}{M_{elz}} \leq 1 \dots \dots A$$

✓ En présence de l'action du vent dépression :

$$M_{ysd} = \frac{1.5W \times l^2}{8} = \frac{2.085 \times 37.82}{8} = 9.86 \text{ kN}$$

✓ Sous l'effet des charges verticales permanentes :

$$M_z = \frac{1.35G \times l^2}{8} = \frac{1.59 \times 37.82}{8} = 7.516 \text{ kN}$$

✓ **Détermination de la Classe :**

✓ Classe de l'âme fléchie:

$$\frac{d}{tw} = \frac{98}{7} = 14 \quad 72\varepsilon = 72 \quad \text{ame de classe 1}$$

✓ Classe de la semelle (comprimée) :

$$\frac{c}{tf} = \frac{b}{tf} = \frac{60}{10} = 6 \quad 10\varepsilon = 10 \quad \text{semelle de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

$$M_{ely,rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{86.4 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 18.458 \text{ kN.m}$$

$$M_{elz,rd} = \frac{W_{elz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{14.8 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 3.16 \text{ kN.m}$$

On remplace dans (A) :

$$\frac{9.86}{18,458} + \frac{7.51}{3,16} = 2.19 > 1 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Donc on adopte des liernes à mi- portée

$$M_{z,sd} = \frac{q_{uy} \cdot \frac{1}{2}^2}{8} = \frac{118 \times 9.45}{8} = 139.47 \text{ daN.m}$$

$$\frac{9.86}{18.458} + \frac{1.39}{3.16} = 0.97 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc la résistance est vérifiée.

✓ **Vérification de la flèche à ELS**

suisant (z-z)

$$f_z = \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5 \times 2.085 \times 615^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 605} = 3.00 < f_{adm} = 3.075 \text{ cm}$$

Suisant (y-y)

$$f_y = \frac{2.05 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$f_y = \frac{2.05 \times 0.38 \times 300^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 62.7} = 0.124 \text{ cm} < f_{adm} = 1.5 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{z,sd} \quad V_{pl,r,d} = \frac{A_{vz} \times f_y}{3 \times \gamma_{m0}}$$

Avec : $A_{vz} = 10.41 \text{ cm}^2$

$$V_{z,sd} = \frac{1.5WL}{2} = \frac{1.5 \times 3.12 \times 6.15}{2} = 14.39 \text{ kN}$$

$$V_{pl,r,d} = \frac{10.41 \times 2350}{3 \times 1.1} = 128.55 \text{ kN}$$

$V_{sd} \quad V_{pl,r,d}$ Le cisaillement est vérifié

✓ **Vérification au déversement**

La semelle comprimée sous l'action du vent en dépression est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre sur toute sa longueur.

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

$$M_{brd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{Art 5.5.2 5.48 CCM97}$$

Où $w = 1$ pour les sections de classe 1 ou 2

χ_{LT} : facteur de réduction pour le déversement

$$\lambda_{lt} = \frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}} \quad \text{Où } \lambda_{lt}: \text{L'élanement réduit}$$

Moment critique élastique de déversement donne par la formule suivante :

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

$$M_{cr} = 3117137,62 \text{ N.cm}$$

$$C_1 = 1.132$$

Annexe B. Tableau B.1.2 CCM97

Où C_1 : Facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement

$$G = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$$

$$I_t = 5.68 \text{ cm}^4 \quad (\text{Moment d'inertie de torsion})$$

$$I_z = \begin{cases} I_w = 1,8 \cdot 10^3 \text{ cm}^6 & (\text{Moment d'inertie de gauchissement}) \\ 62,7 \text{ cm}^4 & (\text{Moment d'inertie de flexion}) \end{cases}$$

$$L = 300 \text{ cm}$$

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

$$\lambda_{lt} = \frac{\sqrt{1 \times 235.10^2 \times 103}}{3117137.62} = 0.881$$

On calcul :

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

Avec : $\alpha_{lt} = 0,5 \times 1 + 0,2 \times \frac{1}{\lambda_{lt}^2} = 0,2 + \frac{1}{\lambda_{lt}^2}$

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

$$\alpha_{LT} = 0,5 \times 1 + 0,21 \times 0,881 - 0,2 + \frac{1}{0,881^2} = 0,959$$

Donc :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,959 + \sqrt{0,959^2 - 0,881^2}} = 0,751$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,751 \times 1 \times 103 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 16,52 \text{ KN.m}$$

$M_{y,sd} = 9,86$ $M_{b,rd} = 16,52 \text{ kN.m}$ **Condition non vérifiée**

Conclusion :

La section en UPN 140 assure une bonne résistance vis à vis des différents cas d'instabilité, donc il est convenable pour les pannes de notre structure.

Chapitre IV

Dimensionnement des éléments structuraux

IV.1 INTRODUCTION

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

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments. Il s'agit donc, de garantir le degré de sécurité souhaité et de vérifier que les contraintes et les déformations restent en-deçà des limites admissibles.

Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement "CCM97".

IV.2 VERIFICATION DES POTEAUX

Le poteau est sollicité (sous 1.35 G + 1.2 EX)

Les efforts défavorables sollicitant le poteau sont (:d'après l'outil de calcul) :

$$M_{ysd} = 262.2 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 96.5 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 292.9 \text{ kN}$$

Profile	Section	Dimensions				Caractéristiques			
	A Cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³
HEA320	97.6	310	300	15.5	9	22930	6985	1628	709.7

Tableau IV.1 - Caractéristiques du Poteau HEA 320

IV.2.1 Détermination de la de la classe du profile

Classe de la semelle (semelle comprimée) :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = 9.67 \leq 10\varepsilon = 10 \quad \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

Classe de lame (âme fléchie) :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{225}{9} = 25 \leq 72\varepsilon \quad \Rightarrow \text{l'âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 01

IV.2.2 Vérification de la section a la résistance

IV.2.2.1 Vérification de l'effort tranchant

Pour la vérification de l'effort tranchant on doit appliquer cette condition :

$$\text{Si } V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd} \quad \Rightarrow \quad M_{sd} \leq M_{c,rd}$$

$M_{c,rd}$: Moment résistant plastique

$$V_{max} = V_{sd} = 169.76 \text{ kN/ml}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = \frac{41.16 \cdot 2350 / \sqrt{3}}{1.1} = 507.74 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd} \Rightarrow 96.5 \text{ kN} \leq 253.87 \text{ kN}$$

\Rightarrow L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant est négligé

IV.2.2.2 Vérification de l'effort axial

On utilise la condition suivante.

$$\text{Si : } N_{sd} \leq \text{Min } 0.25N_{pl,rd}; 0,5 A_w \cdot f_y / \gamma_{m0}$$

Pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort axial

$$N_{sd} = 292.9 \text{ kN}$$

$$N_{pl,rd} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{97.6 \times 2350}{1.1} = 2085.05 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow 0.25N_{pl,rd} = 521.27 \text{ kN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = 124.4 \times 10^2 - 2 \times 3 \times (0.15) = 123.47 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \frac{0.5A_w \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = 1318.88 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow N_{sd} = 292.9 \leq 521.27 \text{ kN}$$

\Rightarrow L'indice de l'effort axial sur le moment fléchissant est négligé

IV.2.2.3 Vérification au moment fléchissant

$$M_{ysd} = 187.93 \text{ kN.m}$$

$$M_{c,rd} = M_{ply,rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{1628 \times 23.5}{1.1} = 347.80 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow 262.2 \leq 347.80 \text{ kN.m} \quad \text{Ok}$$

IV.2.2.4 Vérification d'élément au phénomène instabilité

Éléments comprimés et fléchis :

- ✓ Flexion composée sans risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_y \cdot M_{ysd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \quad \dots (1)$$

- ✓ Flexion composée Avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{ysd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,rd}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{plz,rd}} \leq 1.0 \quad \dots (2)$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement

$$\chi_{\min} = \text{Min } \chi_y, \chi_z$$

Flambement par rapport à l'axe (y-y) :

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}}$$

$$\phi_y = 0,5 \cdot 1 + b_y \bar{\lambda}_y - 0,2 + \bar{\lambda}_y^2$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \quad \bar{\beta}_A = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \quad \text{Avec : } \beta_A = 1 \quad (\text{classe 1})$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\lambda_y = \frac{0,5l_y}{i_y} = \frac{400}{13,58} = 29,45$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{29,45}{93,9} = 0,31$$

Courbe de flambement :

$$\frac{e}{b} = 1,03 < 1,2 \rightarrow y - y \rightarrow b \rightarrow b_y = 0,34$$

$$\phi_y = 0,5 \cdot 1 + 0,34 \cdot 0,31 - 0,2 + 0,31^2 = 0,56$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,56 + \frac{1}{0,56^2 - 0,31^2}} = 0,96$$

Flambement par rapport à l'axe (z-z)

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \frac{1}{\phi_z^2 - \lambda_z^2}}$$

$$\phi_z = 0,5 \cdot 1 + \alpha_z \bar{\lambda}_z - 0,2 + \bar{\lambda}_z^2$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \quad \bar{\beta}_A = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \quad \text{Avec : } \beta_A = 1 \quad \text{classe 01}$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\lambda_z = \frac{0,5l_z}{i_z} = \frac{400}{7,49} = 53,40$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{53,40}{93,9} = 0,56$$

Courbe de flambement :

$$\frac{e}{b} = 1,03 < 1,2 \rightarrow z - z \rightarrow c \rightarrow \alpha_z = 0,49$$

$$\phi_z = 0,5 \cdot 1 + 0,49 \cdot 0,56 - 0,2 + 0,56^2 = 0,75$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,75 + \frac{1}{0,75^2 - 0,56^2}} = 0,80$$

$$\Rightarrow \chi_{min} = 0.80$$

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement :

$$\lambda_{lt} = \frac{L \cdot i_z}{c_1^{0.5} \left(1 + \frac{1}{20} \frac{L \cdot i_z}{h \cdot t_f} \right)^{0.25}} = 79.59$$

Avec :

$$\text{HEA320: } t_f = 1.55 \text{ cm}; i_z = 7.49 \text{ cm}; \square = 31 \text{ cm}$$

$$K = 0.5 \quad C_1 = 1.788 \quad \text{Tableau B.1.1.CCM97}$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \cdot \beta_w^{0.5} \quad \varepsilon = \frac{\sqrt{235}}{f_y} = 1$$

$$\Rightarrow \lambda_{lt} = 79.59$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{79.59}{93,9} = 0,84 > 0.4$$

Il y a un risque de déversement

$$\alpha_{LT} = 0.34$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left(1 + \alpha_{LT} \bar{\lambda}_{LT} - 0,2 \right) + \bar{\lambda}_{LT}^2$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left(1 + 0.34 \cdot 0.84 - 0,2 \right) + 0.84^2 = 0.96$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.68 + \frac{1}{0.68^2 - 0.54^2}} = 0.69$$

Calcul de coefficient k :

$$\psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = \frac{65.76}{187.93} = 0.34$$

$$\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi = 1.8 - 0.7 \times 0.34 = 1.56$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 = 0.04 \leq 0.9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{0.04 \times 16979}{0.80 \times 98.8 \times 2350} = 0.99 \leq 1.5$$

On remplace dans (2)

$$\frac{16976}{0.80 \times 208505} + \frac{0.99 \times 18793.5}{0.69 \times 34780} = 0.87 \leq 1 \quad \text{ok}$$

Conclusion

Le profile choisi **HEA320** est convient comme poteau pour la structure

IV.3 JUSTIFICATION DES MEMBRURES SUPERIEURS (FERME PRINCIPALE)

IV.3.1 Charge répartie sur la traverse

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

IV.3.2.1 Caractéristiques de la membrure

Après introduction des charges sur la structure, le ROBOT nous a proposé comme cornière L150×150×15 pour les membrures, ses caractéristiques sont les suivantes

PROFIL	Section	Dimensions			Caractéristiques	
	A cm ²	H mm	t mm	r mm	I _y = I _z cm ⁴	W _{el-y} = W _{el-z} cm ³
L150×150×15	43	150	15	16	808.1	83.52

Tableau IV.2 -Caractéristiques du profilé L150×150×15

IV.3.2.2 Efforts sollicitants

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

- ✓ M_{sd}=66,14KN
- ✓ V_{sd}=20,48KN
- ✓ N_{sd}=74,31KN

IV.3.2.3 Classe de la section transversale de la membrure

$$\frac{h + b}{2t} \leq 11.5 = \frac{235}{f_y} = 1$$

$$\frac{150 + 150}{2 \times 15} = 10 \leq 11.5$$

Donc la section transversale **2L150×150×15** est de **classe I**

IV.3.2.4 Vérification de la flèche

$$\leq \max$$

La flèche admissible de la traverse est calculée par le logiciel **ROBOT** : =1,9 cm

$$\max = \frac{L}{200} = \frac{1783}{200} = 8.91 \text{ cm}$$

Avec : L : la longueur de la membrure

Donc : $\leq \max$ **Condition vérifiée**

IV.3.2.5 Condition de résistance de la membrure (moment fléchissant + effort tranchant + effort normal)

✓ Cisaillement

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

$$V_{pl,Rd} = A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right) / m_1$$

Avec : $A_v = \frac{2A}{\pi} = \frac{2 \times 4300}{3.14}$

$$A_v = 2738.85 \text{ mm}^2$$

D'où : $V_{pl,Rd} = \frac{2738.85 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}}$

$$V_{pl,Rd} = 337.818 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V_{sd} = 20.48 \text{ KN} < 50\% V_{pl,Rd} = 168.909 \text{ kN}$$

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

IV.3.2.6 Condition de résistance

il faut vérifier que : $\frac{M_{sd}}{M_{pl,Rd}} + \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}^2 \leq 1$

Avec :

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{m_0} = \frac{83520 \times 235}{1,1} = 178.42 \text{ kN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{m_0} = \frac{4300 \times 235}{1,1} = 918.636 \text{ kN}$$

D'où : $\frac{66.1}{178.4} + \frac{74.31}{918.636}^2 = 0.37 < 1$

Condition vérifiée

IV.3.2.7 Résistance au flambement

$$N_{b,Rd} = \frac{A \times A \times f_y}{M_1}$$

Avec :

- ✓ $N_{b,Rd}$: Résistance au flambement
- ✓ $\beta_A = 1$ (la section est de classe I)
- ✓ $m_1 = 1,1$
- ✓ χ : Coefficient de réduction
- ✓ $\bar{\lambda}$: Elancement réduit
- ✓ $\bar{\lambda} = \frac{l_f}{i_y} = 93,9$
- ✓ $\frac{h}{b} = 1,1$ $\left\{ \begin{array}{l} 1,1 \leq 1,2 \\ t_f = 15 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right.$

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

$$\text{Axe (y-y) : Courbe a} \quad \longrightarrow \quad \chi = 0,34$$

$$\text{Axe (z-z) : Courbe a} \quad \longrightarrow \quad \chi = 0,49$$

Plan (y-y)

$$y = \frac{l_f}{i_y} = 23.63 \Rightarrow y = 0,25$$

Plan (z-z)

$$z = \frac{l_f}{i_z} = 69.94 \Rightarrow z = 0,93$$

$$= \max (y, z) = 0,93$$

: Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b ($\chi = 0,86$)

$$\text{D'où : } N_{b,Rd} = \frac{0.86 \times 1 \times 4300 \times 235}{1,1} = 790.02 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 74.31 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 790.02 \quad \text{Condition vérifiée}$$

La membrure en **150×150×15** résiste au flambement

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement :

$$\lambda_{lt} = \frac{L i_z}{c_1^{0.5} \left(1 + \frac{1}{20} \frac{L i_z}{h t_f} \right)^{0.25}}$$

$$K = 0.5 \quad C_1 = 0.712 \quad \text{Tableau B.1.1.CCM97}$$

$$\lambda_{LT} = 37.20$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{37.20}{93.9} = 0,39 < 0,4 \quad \text{Condition vérifiée pas de déversement}$$

IV.4 JUSTIFICATION DES MEMBRURE INFERIEUR

IV.4.1 Classe de la section transversale de la membrure

$$\frac{h + b}{2t} \leq 11.5 = \frac{235}{f_y} = 1$$

$$\frac{150 + 150}{2 \times 15} = 10 \leq 11.5$$

Donc la section transversale **2L150×150×15** est de **classe I**

- ✓ $M_{sd} = 19.49 \text{ kN}$
- ✓ $V_{sd} = 20.67 \text{ kN}$
- ✓ $N_{sd} = 413,3 \text{ kN}$

1) éléments tendus

$$N_{sd} \quad N_{t,Rd} = \min (N_{pl,Rd}, N_{net, Rd}, N_{u, Rd})$$

IV.4.2 Résistance plastique de calcul de section brute

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \times f_y}{m_1} = \frac{4300 \times 235}{1.1} = 918.636 \text{ kN}$$

IV.4.3 Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations

$$N_{u, Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{m_2} = \frac{0.9 \times 3852 \times 360}{1.25} = 998,44 \text{ kN}$$

IV.4.4 Résistance plastique de calcul de section nette

$$N_{net, Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{m_0} = \frac{3852 \times 235}{1.1} = 822,93 \text{ kN}$$

$$N_{sd} \quad N_{t,Rd} = \min (918,636; 998,44; 822,93)$$

IV.4.5 Vérification

$$N_{sd} = 413.38 \text{ kN} \quad 822,93 \text{ kN} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.5 Justification de la Montant

On choisit un double profilé en **2CAE 70x7** et on vérifie sa résistance.

PROFIL	Secti on	Dimensions			Caractéristiques	
	A cm ²	H mm	t mm	r m m	I _y = I _z cm ⁴	W _{el-y} = W _{el-z} cm ³
L70×70×7	9.40	70	7	9	42.30	8.41

Tableau IV.3- Caractéristiques du profilé L70×70×7

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

Avec : $N_{c,sd} = 174,702$ kN (obtenue par l'outil de calcul)

IV.5.1 Les éléments comprimés

IV.5.1.1 Vérification au flambement

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot A \cdot f_y}{m_0}$$

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

$\chi = 1$ (la section es de classe I)

$m_0 = 1,1$

: Coefficient de réduction

: Elancement réduit

: $(\lambda / \lambda_1) \cdot \bar{\chi} = 193,9$

: calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe b $\rightarrow \chi = 0,34$

Axe (z-z) : courbe c $\rightarrow \chi = 0,49$

✓ Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{l}{i_y} = 40,09 \Rightarrow \bar{\chi}_y = 0,42$$

✓ Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{l}{i_z} = 50 \Rightarrow \bar{\chi}_z = 0,532$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\chi}_y, \bar{\chi}_z) = 0,532$$

: Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement c :

$$= \min(0,94 ; 0,93) = 0,93$$

D'où :

$$N_{c,Rd} = \frac{0,93 \times 940 \times 235}{1,1}$$

$$N_{c,Rd} = 185,96 \text{ kN}$$

$$N_{c,sd} = 174,702 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 185,96 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

IV.5.1.2 Les éléments tendus

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$$

Avec : $N_{t,sd} = 77,54 \text{ kN}$ (Calculé par l'outil de calcul)

IV.5.1.2.1 Résistance ultime

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{A_{net} \times F_u}{\gamma_{m1}}$$

$$A_{net} = 8,14 \text{ cm}^2 \text{ (tableau des sections)}$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{814 \times 360}{1,1} = 239,76 \text{ kN}$$

IV.5.1.2.2 Résistance plastique de calcul de la section nette

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{814 \times 235}{1,1} = 173,9 \text{ kN}$$

IV.5.1.2.3 Résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{940 \times 235}{1,1} = 200,82 \text{ kN}$$

IV.5.1.2.4 Vérification

$$\min(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}, N_{net,Rd}) = 173,9 \text{ kN} \geq N_{t,sd} = 77,54 \text{ kN}$$

condition vérifiée

Conclusion :

Le palée de stabilité en **2CAE 70x7** résiste aux phénomènes d'instabilité.

IV.6 JUSTIFICATION DU DIAGONAL

On choisit un double profilé en **2CAE 90x9** et on vérifie sa résistance.

PROFIL	Secti on	Dimensions			Caractéristiques	
	A cm ²	H mm	t mm	r m m	I _y = I _z cm ⁴	W _{el-y} = W _{el-z} cm ³
L90×90×9	15,5	90	9	11	115,8	17,93

Tableau IV.4 Caractéristiques du profilé L90×90×9

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

Avec : $N_{c,sd} = 63,97$ kN (obtenue par l'outil de calcul)

IV.6.1 Les éléments comprimés

IV.6.1.1 Vérification au flambement

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot A \cdot f_y}{m_1}$$

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

$\chi = 1$ (la section es de classe I)

$m_1 = 1,1$

: Coefficient de réduction

: Elancement réduit

$$\lambda_{rel} = \frac{l_{eff}}{i} = 93,9$$

: calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe b $\rightarrow \alpha = 0,34$

Axe (z-z) : courbe c $\rightarrow \alpha = 0,49$

✓ **Plan (y-y) :**

$$\lambda_y = \frac{l_{eff}}{i_y} = 45,13 \Rightarrow \lambda_{rel,y} = 0,48$$

✓ **Plan (z-z) :**

$$\lambda_z = \frac{l_{eff}}{i_z} = 45,13 \Rightarrow \lambda_{rel,z} = 0,48$$

$$\lambda_{rel} = \max(\lambda_{rel,y}, \lambda_{rel,z}) = 0,48$$

: Est déterminé en fonction de λ_{rel} et la courbe de flambement c : $\alpha = 0,89$

D'où :

$$N_{c,Rd} = \frac{0.89 \times 1550 \times 235}{1.1}$$

$$N_{c,Rd} = 294,71 \text{ kN}$$

$$N_{c,sd} = 63,97 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 294,71 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

IV.6.1.2 Les éléments tendus

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$$

Avec : $N_{t,sd} = 177.54 \text{ kN}$ (Calculé par l'outil de calcul)

Résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1550 \times 235}{1.1} = 331,136 \text{ kN}$$

IV.6.1.3 Vérification

$$N_{pl,Rd} = 331,136 \text{ kN} \geq N_{t,sd} = 177.54 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

Conclusion : CIRC 101x6.3 résiste aux phénomènes .

IV.7 Justification des ciseaux

On choisit un double profilé en **CAE 90x11** et on vérifie sa résistance.

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

Avec : $N_{c,sd} = 133,58 \text{ kN}$ (obtenue par l'outil de calcul)

IV.6.1 Les éléments comprimés

IV.6.1.1 Vérification au flambement

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi_{A} \cdot A \cdot f_y}{m_0}$$

Avec :

$N_{c,Rd}$: Résistance au flambement

$$\chi_A = 1 \quad (\text{la section est de classe III})$$

$$m_1 = 1,1$$

: Coefficient de réduction

: Elancement réduit

$$(\lambda / \lambda_1)_{\overline{A}} = 193,9$$

: calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe b \longrightarrow =0,34

Axe (z-z) : courbe c \longrightarrow = 0,49

✓ **Plan (y-y) :**

$$y = \frac{h}{i_y} = 69,85 \Rightarrow y=0,47$$

✓ **Plan (z-z) :**

$$z = \frac{h}{i_z} = 69,85 \Rightarrow z=0,74$$

$$\bar{\lambda} = \max (y, z) = 0,74$$

: Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement c :
 $=\min(0,77 ; 0,71) = 0,71$

$$\text{D'où : } N_{c,Rd} = \frac{0,71 \times 1710 \times 235}{1,1}$$

$$N_{c,Rd} = 259,375 \text{ kN}$$

$$N_{c,sd} = 133,58 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 259,375 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

IV.6.1.2 Les éléments tendus

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$$

Avec : $N_{t,sd} = 157.64 \text{ kN}$ (Calculé par l'outil de calcul)

IV.6.1.2.1 Résistance ultime

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{A_{net} \times F_u}{\gamma_{m1}}$$

$$A_{net} = 14,03 \text{ cm}^2 \text{ (tableau des sections)}$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{1403 \times 360}{1,1} = 413,247 \text{ kN}$$

IV.6.1.2.2 Résistance plastique de calcul de la section nette

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1403 \times 235}{1,1} = 299,731 \text{ kN}$$

IV.6.1.2.3 Résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1710 \times 235}{1,1} = 365,318 \text{ kN}$$

IV.6.1.2.4 Vérification

$$\text{Min} (N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}, N_{net,Rd}) = 299,73 \geq N_{t,sd} = 157.64 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

Conclusion : CAE 90x11 résiste aux phénomènes d'instabilité

Chapitre V

Etude sismique

V.1. ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ces caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre amorti. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme. Le calcul sismique se fait selon le "Règlement parasismique Algérien" RPA99/version 2003- (D.T.R-B.C-2.48), qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

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

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

V.2 .Principe de la méthode

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

V.3. Modélisation de la structure

La modélisation est l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle, ceci sera suivi par certaines modifications afin d'approcher le comportement de la structure d'origine maximum

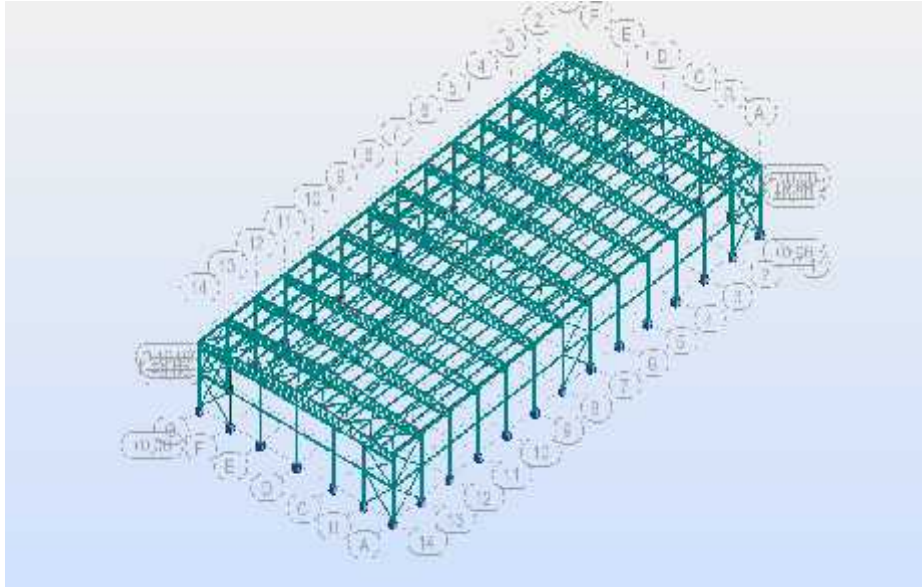


Figure V.1. Modèle de la structure en 3D

V.4. Spectre de réponse de calcul

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

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

Avec

- ✓ A : coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment,
- ✓ η : facteur de correction d'amortissement,
- ✓ T1 et T2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

Site meuble S3 :

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$$

- ✓ R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du Système de contreventement : Ossature contreventée par palée triangulées en V ou en X,
- ✓ Q : Facteur de qualité donné par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$.

Critère q	P _q	
	Suivant X	Suivant Y
1. Conditions minimales sur les files de Contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0.05	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0.05	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1
	Q _x = 1.2	Q _y = 1.15

Tableau V.1. Facteur de qualité suivant les deux sens.

V.5. Analyse modale spectacle

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

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

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- ✓ Zone sismique IIb (wilaya d'AIN TEMOUCENT),
- ✓ Groupe d'usage 1A (ouvrages de grande importance),
- ✓ Site meuble (S3),
- ✓ Pourcentage d'amortissement ($\gamma = 5\%$),
- ✓ Coefficient de comportement ($R = 4$ pour la direction de Y),
- ✓ Coefficient de comportement ($R = 3$ pour la direction de X),
- ✓ Facteur de qualité Suivant X ($Q_x = 1,2$),
- ✓ Facteur de qualité Suivant Y ($Q_y = 1,15$)

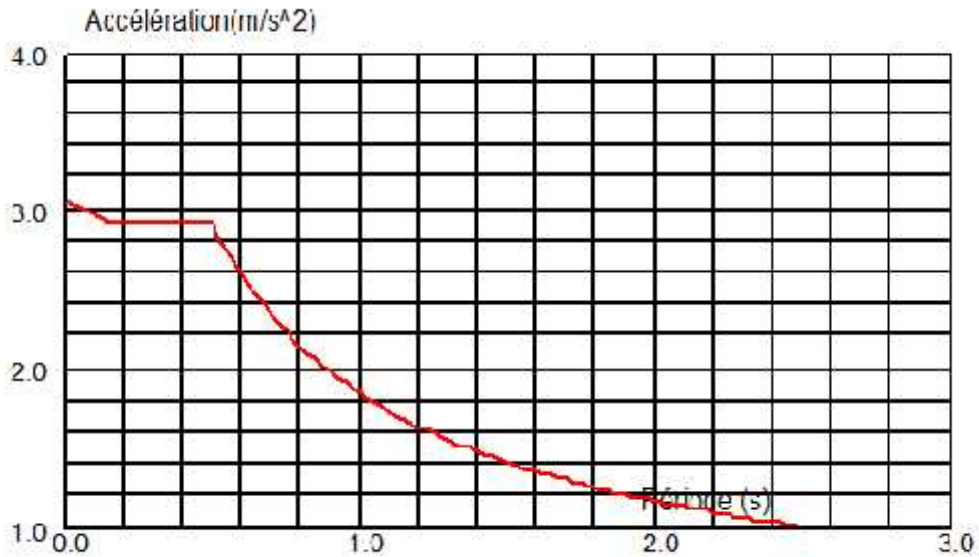


Figure V.2. Spectre de réponse suivant X.

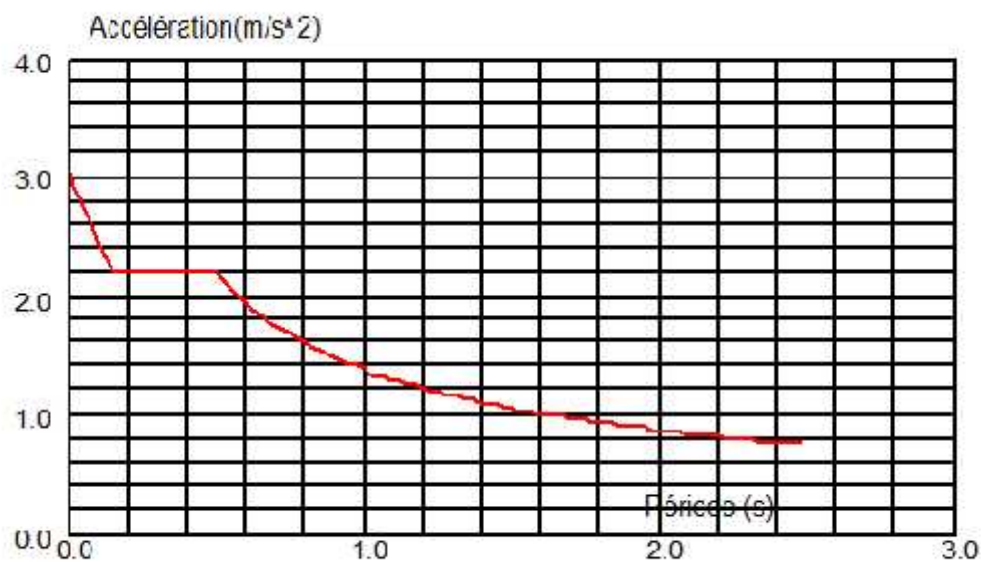


Figure V.3. Spectre de réponse suivant Y.

V.6. VERIFICATION DE LA STRUCTURE

V.6.1. Vérification de la période fondamentale de la structure

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

La période fondamentale obtenu par le logiciel ROBOT : $T = 0,61s$

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]
8/ 1	1,64	0,61
8/ 2	1,68	0,60
8/ 3	1,68	0,59

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

Avec :

- ✓ C_t : Coefficient donnée en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, pour des contreventements assurés par des palées triangulés

$$C_t = 0,085$$

- ✓ h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_N = 10\text{m}$$

$$\text{D'où : } T = 0,085 \times 10^{3/4} = 0,48\text{s}$$

Donc

$$T = 0,61\text{s} < 130\% \times T = 1,3 \times 0,47 = 0,624\text{ s}$$

Condition vérifiée.

V.6.2. Vérification de la force sismique à la base

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

$$V_t > 0,8 V$$

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

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

Avec

- ✓ A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,30$
- ✓ D : facteur d'amplification dynamique moyen $D = 2,5 \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,05$

$$T_2 = T = 3,0\text{s}$$

- ✓ Q : le facteur de conception d'amortissement (quand l'amortissement est différents de 5%)

$$Q = \sqrt{7/2 + \xi} = 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique $\xi = 5\%$

- ✓ Q : Facteur de qualité $Q = 1 + P_q$

- ✓ Q_x : Facteur de qualité Suivant X ($Q_x = 1,2$)
- ✓ Q_y : Facteur de qualité Suivant Y ($Q_y = 1,15$)
- ✓ Coefficient de comportement ($R = 3$ pour la direction de X)
- ✓ Coefficient de comportement ($R = 4$ pour la direction de Y)
- ✓ W : poids total de la structure (outil de calcul)

$$W = 243948 \text{ daN}$$

Donc :

- ✓ $V_x = \frac{0,15 \times 2,05 \times 1,2}{3} \times 243948 = 30005,6 \text{ daN}$
- ✓ $V_y = \frac{0,15 \times 2,05 \times 1,15}{4} \times 243948 = 21566,53 \text{ daN}$

	$V_i(KN)$	$V(KN)$	$80\% V (KN)$	$\epsilon_i > 80\% V$
V_x	457,89	300	240	Vérifiée
V_y	490,88	215,66	172,53	Vérifiée

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

V.6.3. Vérification des déplacements

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

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

- ✓ 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.

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]
10/ 1	0,0	4,9

Etage	$\delta_{ek}(cm)$	R	$\delta_k(cm)$	$1\% h_k(cm)$	Condition
	4,9	4	1,96	10	Vérifiée

Tableau V.3: Déplacements résultants suivant Y.

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]
9/ 1	5,2	0,0

Etage	$\delta_{ek}(cm)$	R	$\delta_k(cm)$	$1\% h_k(cm)$	Condition
	5,2	3	1,56	10	Vérifiée

Tableau V.4. Déplacements résultants suivant X.

Chapitre VI

Calcul des assemblages

VI.1. INTRODUCTION

L'importance du calcul des assemblages en construction métallique est comme celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction.

Les nœuds entre les éléments résistants sont le point de passage des sollicitations d'un profilé à un autre donc l'assemblage doit être fait correctement pour assurer la continuité de matière. Un mauvais assemblage peut mettre en cause le fonctionnement global de la structure.

Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants :

- ✓ Les abouts des éléments structurels attachés.
- ✓ Les pièces accessoires de liaison.
- ✓ Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence.

Les dessins techniques et autres détails sont représentés dans l'ANNEXE D.

VI.2. ROLE DES ASSEMBLAGES

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces.

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- ✓ Les assemblages articulés qui transmettent uniquement les efforts normaux et les tranchants.
- ✓ Les assemblages semi-rigides qui transmettent en outre les divers moments.

VI.3. CALCUL DES ASSEMBLAGES

VI.3.1. Assemblage poteau –poutre(HEA320– HEA140)

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes percages qui sont effectués sur l'aile du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assemblés.

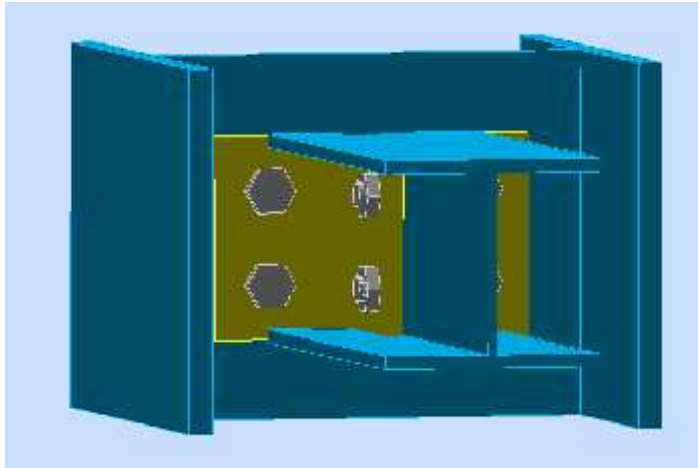


Figure VI.1. Assemblage poteau-sablière.

VI.3.1.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage :

$$V_{sd} = 14745,17 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 16336,56 \text{ daN}$$

VI.3.1.2. Soudure de la platine

✓ Cordon de soudure

Epaisseur de la platine : $e_p = 20 \text{ mm}$ $a_{\min} = 5 \text{ mm}$ $a_{\max} = 14 \text{ mm}$

Epaisseur de la semelle HEA140: $t_f = 8,5 \text{ mm}$ $a_{\min} = 3 \text{ mm}$ $a_{\max} = 8 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme HEA140: $t_w = 5,5 \text{ mm}$ $a_{\min} = 3 \text{ mm}$ $a_{\max} = 5 \text{ mm}$

On prend une valeur commune: $a = 5 \text{ mm}$

✓ Vérification de la soudure de la semelle a la traction

$$N_d \leq F_{w,rd}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times l \times f_u}{3 \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

✓ La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\left. \begin{array}{l} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{array} \right\}$

✓ La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $l = 547,5 \text{ mm}$

$N_{sd} = 16336,56 \text{ daN} < F_{w,rd} = 56897,86 \text{ daN}$ Condition vérifiée.

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

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

✓ La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\beta_w = 0.8$
 $\gamma_{mw} = 1.25$

✓ La longueur totale des cordons de soudure de l'âme $l = 800 \text{ mm}$

$$F_{v,rd} = \frac{5 \times 800 \times 360}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} = 83138,43 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 14745,17 \text{ daN} < F_{v,rd} = 83138,43 \text{ daN}$ Condition vérifiée.

VI.3.1.3. Disposition constructive

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

On prend deux files de 4 boulons 16 classe 4.8

L'épaisseur la plus mince : $t = \min(t_f ; t_{\text{platine}}) = \min(16 ; 20) = 16 \text{ mm}$

$d_0 = t + 2 = 18 \text{ mm}$

✓ **Entraxes (p_1)**

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 60 \text{ mm}$.

✓ **Pinces (e_1)**

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 35 \text{ mm}$.

VII.3.1.4. Calcul de la hauteur de la partie comprimé

$$x = t_f \times \frac{\bar{b}}{t_w} = 8,5 \times \frac{140}{5,5} = 42,884 \text{ mm}$$

L'axe neutre se trouve au-dessous de la dernière rangée de boulons ce qu'il fait que tous les boulons travaillent à la traction.

VI.3.1.4. Vérification a la traction

$F_{t,sd} < F_{t,Rd}$ avec $F_{t,sd}$ l'effort de traction du boulon le plus sollicité

$$F_{t,Rd} \times 4 = 8 \times 0.9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 4 \times 0.9 \times \frac{157 \times 400}{1.5} = 15072 \text{ daN}$$

$$F_{t,Sd} = 11096,8 \text{ daN} < F_{t,Rd} = 15072 \text{ daN} \text{ Condition vérifiée.}$$

VI.3.1.5. Vérification au poinçonnement de la platine

$$F_{t,Sd} \quad B_{p,Rd}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0.6 \times 3.14 \times 25.86 \times 20 \times 360}{1.25} = 28077,09 \text{ daN}$$

$$F_{t,Sd} = 11096,8 \text{ daN} < B_{p,Rd} = 28077,09 \text{ daN} \text{ Condition vérifiée.}$$

VI.3.1.6. Vérification au cisaillement

$$V_d \quad n F_{v,Rd} \quad \text{Avec : } n \text{ le nombre de boulons } n = 4$$

$$4 \times F_{v,Rd} = 4 \times 0.5 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 4 \times 0.5 \times \frac{157 \times 400}{1.25} = 10048 \text{ daN}$$

$$V_d = 9106.16 \text{ daN} < 4 \times F_{v,Rd} = 10048 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3.1.7. Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{sd}}{n} \quad F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} = \min \{0,64; 0,86; 1,11; 1\} = 0,64$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0,64 \times 360 \times 18 \times 20}{1.25} = 13996,8 \text{ daN}$$

$$\frac{V_d}{4} = 2276,54 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 13996,8 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3.1.8. Vérification de la combinaison traction cisaillement

$$\frac{V_d}{n \times F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \times F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{9106.16}{10048} + \frac{11096.8}{1.4 \times 15072} = 0.95 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3.2. Assemblage poteau – membrure sup (HEA 320 – 2CAE 150×15) :

Le principe de cet assemblage est de souder une platine en bout de la console de la poutre de roulement pour qu'elle soit boulonnée par la suite avec le poteau. Le jarret qui figure sous cette console permet de renforcer l'assemblage, pour pouvoir développer une meilleure résistance vis-à-vis du moment de flexion et de l'effort tranchant.

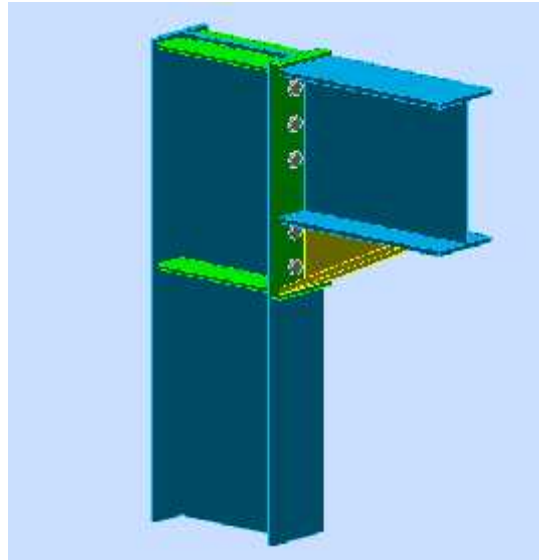


Figure VI.2 - Assemblage poteau-membrure sup.

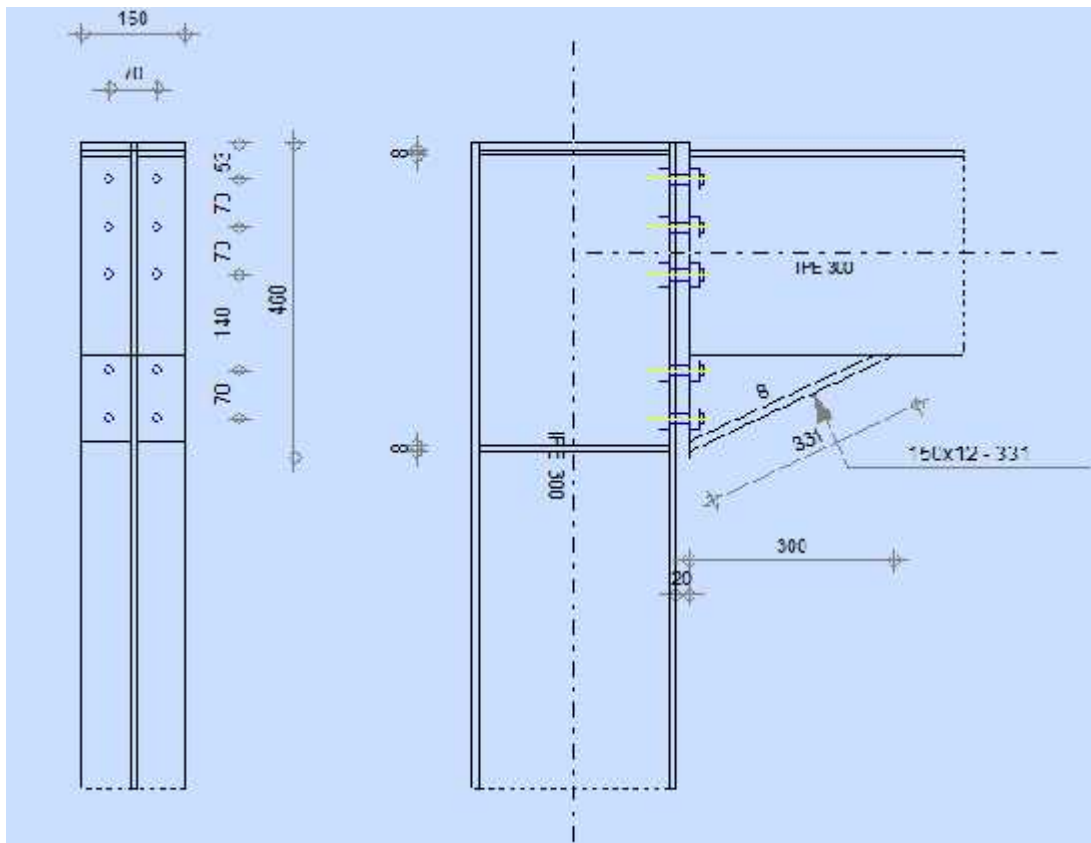


Figure VII.3 - Détail et 3D de l'assemblage Poteau-membrure sup (HEA 320 – 2CAE 150×15)

VII.4.1 Efforts Sollicitants :

Les efforts sollicitants sur la liaison « Poteau-Console » les plus défavorables calculés par l'outil de calcul sont :

- ✓ $N_{sd} = 1768,88 \text{ daN}$
- ✓ $V_{sd} = 6097,92 \text{ daN}$

✓ $M_{sd} = 5000 \text{ daN.m}$

VII.4.2 Soudure de la platine

- ✓ Epaisseur de la platine : $t = 20 \text{ mm}$
- ✓ On prend un cordon de soudure d'épaisseur $a = 7 \text{ mm}$

VII.4.2.1 Soudure de la semelle tendue :

$$N_d \quad R_S$$

Avec :

✓ $N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{5000}{0.310} + 1768,88 = 17897,9 \text{ daN}$

✓ $R_S = \frac{0,7 \times f_y \times a \times \bar{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 7 \times \bar{2} \times 547,5}{1,1} = 81053,23 \text{ daN}$

$N_d = 17897,9 \text{ daN} < R_S = 81053,23 \text{ daN}$ *Condition vérifiée*

VII.4.2.2 Soudure de l'âme

$$V_{sd} \quad R_S$$

$$R_S = \frac{0,7 \times f_y \times a \times \bar{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 7 \times \bar{2} \times 800}{1,1} = 118433,95 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 6097,92 \text{ kN} < R_S = 118433,95 \text{ daN}$ *Condition vérifiée*

VII.4.3 Disposition constructives

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 5 boulons 10.9 16mm.

VII.4.3.1 Pince longitudinale e1

$$1,2d_0 \quad e_1 \quad 12t$$

Avec :

$$d_0 = \quad + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$t = 20 \text{ mm}$$

$$21,6 \text{ mm} \quad e_1 \quad 240 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 60 \text{ mm}$

VII.4.3.2 Pince transversale e2

$$1,5d_0 \quad e_2 \quad 12t$$

$$27 \text{ mm} \quad e_2 \quad 240 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 50 \text{ mm}$

VII.4.4 Calcul des boulons sollicités en traction :

$$M_{sd} \quad M_R$$

$$\triangleright T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 400 \times 10^{-1} \times 157 = 5024 \text{ daN}$$

$$\triangleright M_R = 2T_R \cdot 0,27 + 0,20 + 0,08 = 13816 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 5000 < M_R = 13816 \text{ daN.m} \quad \textit{Condition vérifiée}$$

VII.4.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

$$V_d \quad V_R / M_1$$

Avec :

$$V_R = 0,4 \times f_{ub} \times A_s = 0,4 \times 400 \times 10^{-1} \times 157 = 2512 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{10} = \frac{6097,92}{10} = 609,792 \text{ daN}$$

$$V_d = 609,792 \text{ daN} < V_R / M_1 = 2283,636 \text{ daN} \quad \textit{Condition vérifiée}$$

VII.4.6 Vérification de la pression diamétrale :

$$V_d \quad L_R / M_1$$

Avec :

$$L_R = 2,4 \times f_u \times d \times t = 2,4 \times 360 \times 18 \times 20 \times 10^{-1} = 31104 \text{ daN}$$

$$V_d = 2283,636 \text{ daN} < L_R / M_1 = 28276,36 \text{ N} \quad \textit{Condition vérifiée}$$

VI.3.3. Assemblage des contreventements**VI.3.3.1 Contreventement en X :**

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de la barre du contreventement avec le gousset soudé avec le poteau.

Les deux barres qui forment un X sont boulonnées avec un gousset au milieu.

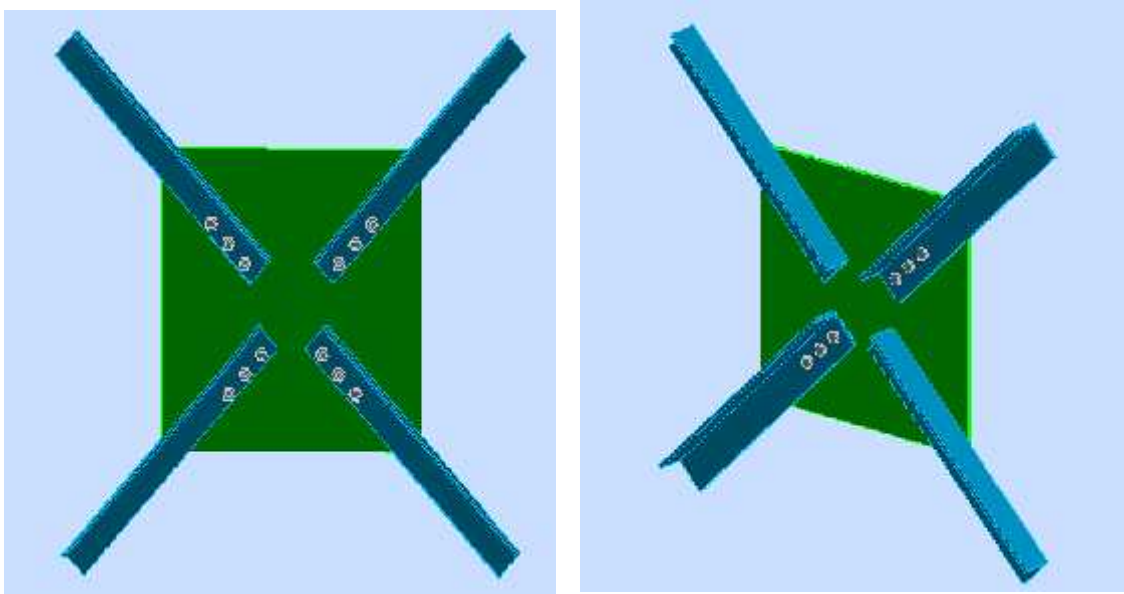


Figure VI.4. Assemblage contreventement X.

VI.3.3.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage:

$$N_{sd} = 20410,34 \text{ daN}$$

VI.3.3.2. Epaisseur du gousset

- La dimension du gousset : gousset central $660 \times 660 \text{ mm}^2$
Gousset de rive $300 \times 300 \text{ mm}^2$
- Le gousset est sollicité en traction
- La longueur du plan de traction $l = 220 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou $d_0 = 18 \text{ mm}$

$$N_{sd} \leq N_{u,Rd} = \frac{t(l - d_0) \times f_y}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq N_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - d_0) \times f_y} = 20410,34 \times \frac{1,25}{(220 - 18) \times 235} = 5,37 \text{ mm}$$

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

VI.3.3.3. Soudure du gousset

✓ Cordon de soudure

Epaisseur du gousset : $\text{ép} = 10 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme HEA 320 : $t_w = 9 \text{ mm}$

On prend une valeur commune : $a = 5 \text{ mm}$

✓ Vérification de la soudure a la traction (cordon oblique)

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

$$F_{w,Rd} = \frac{\alpha \times l \times f_u}{3 \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

✓ La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\beta_w = 0.8$
 $\gamma_{mw} = 1.25$

✓ La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $l = 247,5 \text{ mm}$

$$F_{w,Rd} = \frac{5 \times 247,5 \times 360}{3 \times 0.8 \times 1.25} = 25720,95 \text{ daN}$$

$N_{sd} = 20410,34 \text{ daN} < F_{w,Rd} = 25720,95 \text{ daN}$ Condition vérifiée.

VI.3.3.4. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file de 3 boulons 16 classe 4.8 dans chaque côté de la barre.

$$t = \min(t_w ; t_{\text{gousset}}) = \min(7 ; 10) = 7 \text{ mm}$$

$$d_0 = + 2 = 18 \text{ mm}$$

✓ **Entraxes (p_1)**

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 60 \text{ mm}$.

✓ **Pinces (e_1)**

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 40 \text{ mm}$.

VI.3.3.5. - Vérification au cisaillement

$\frac{V_{sd}}{2} \leq n F_{v,Rd}$ Avec : n le nombre de boulons $n = 3$

$$3 \times F_{v,Rd} = 3 \times 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 3 \times 0.6 \times \frac{157 \times 400}{1.25} = 9043,2 \text{ daN}$$

$\frac{V_{sd}}{2} = 3762,09 \text{ daN} < 3 \times F_{v,Rd} = 9043,2 \text{ daN}$ Condition vérifiée.

VI.3.3.6. Vérification de la pression diamétrale

$$F_{b,Rd} = \frac{\frac{V_{sd}}{n} \times F_{b,Rd}}{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t \times \gamma_{mb}}$$

Avec : $\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = \min(0.74 ; 0.86 ; 1.7 ; 1) = 0.74$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.74 \times 360 \times 16 \times 16}{1.25} = 13639.63 \text{ daN}$$

$\frac{V_{sd}}{3} = 2508,06 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 13639.63 \text{ daN}$ Condition vérifiée.

VII.5 Les pieds de poteaux

Cette partie, traite les liaisons en pieds de poteaux, qui sont encastrés. Ces liaisons impliquent donc la transmission d'un effort vertical de compression ou de soulèvement suivant les combinaisons de cas de charges considérées, un moment flechissant, et un effort horizontal.

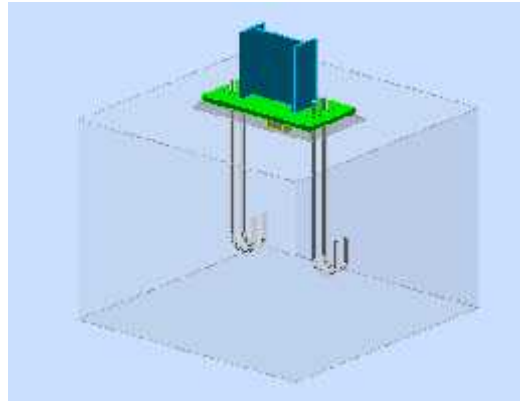


Figure VII. 5. 3D de la jonction poteau-fondation

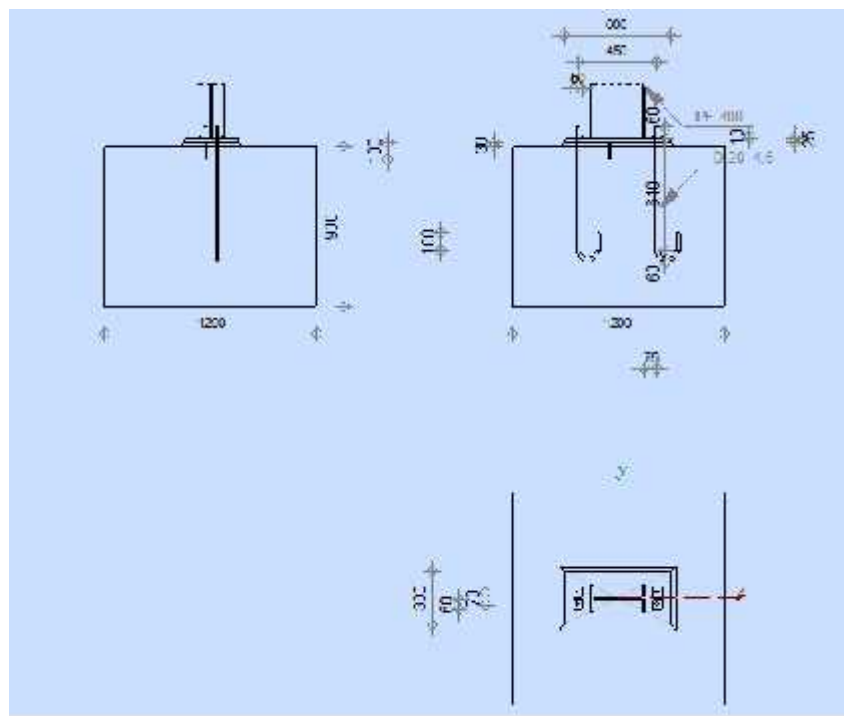


Figure VII.6 - Détail de jonction poteau-fondation

VII.5.1 Efforts sollicitants:

Les efforts sollicitants sur la liaison « Pieds de poteau » les plus défavorables calculés par l'outil de calcul sont :

$$\begin{aligned} \checkmark N_{sd} &= 4862 \text{ daN} \\ \checkmark M_{sd} &= 6384 \text{ daN.m} \\ \checkmark V_{sd} &= 1973 \text{ daN} \end{aligned}$$

VII.5.2 Dimensionnement de la plaque d'assise

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau.

VII.5.2.1 Cordons de soudure

$$\begin{aligned} \text{Semelle } a_s &= 0,7 \times t_f = 0,7 \times 15,5 = 10,85 \text{ mm} && \text{On prend } a_s = 12 \text{ mm} \\ \text{Ame } a_a &= 0,7 \times t_w = 0,7 \times 9 = 6,3 \text{ mm} && \text{On prend } a_a = 10 \text{ mm} \end{aligned}$$

VII.5.2.2 Surface de la platine

$$\begin{aligned} a &= 240 + (2 \cdot 20) = 280 \text{ mm} && \text{On prend } a = 500 \text{ mm} \\ b &= 230 + (2 \cdot 20) = 270 \text{ mm} && \text{On prend } a = 500 \text{ mm} \end{aligned}$$

VII.5.2.3 Epaisseur de la platine

$$t \leq U \frac{3}{e}$$

Avec :

$$\begin{aligned} U &= 70 \text{ mm} \\ &= \frac{N}{a \times b} = \frac{4862}{500 \times 500} = 1,94 \cdot 10^{-2} \text{ daN/mm}^2 \\ t &= 70 \frac{3 \times 0,0194}{24} = 3,44 \text{ mm} \end{aligned}$$

L'épaisseur est faible et pour des raisons pratiques on opte pour une épaisseur $t = 25$ mm.

VII.5.3 Vérification de la contrainte de compression sur la semelle

$$\begin{aligned} &< \sigma_b \\ = \frac{N}{a \times b} &= \frac{4862}{2500} = 1,86 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_b = 80 \text{ daN/cm}^2 && \text{Condition vérifiée} \end{aligned}$$

On doit vérifier aussi que :

$$. b \frac{U^2}{2} M_e$$

avec :

✓ M_e est Le moment résistant élastique de la platine

$$M_e = \frac{I}{e} \frac{U^2}{2} \quad \text{et} \quad \frac{I}{V} = \frac{b \cdot t^2}{6}$$

$$\Rightarrow \frac{b \cdot U^2}{2} = 1,94 \times 50 \frac{7^2}{2} = 2376,5 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$\Rightarrow M_e = \frac{b \cdot U^2}{2} = 24 \times \frac{500,25^2}{6} = 125000 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

Condition vérifiée

VII.5.4 Vérification de la tige d'ancrage :

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \times \frac{20 + 19,2 + 7}{1 + \frac{d_1}{2}} \right) \frac{N}{6}$$

Avec :

- ✓ $g_c = 350 \text{ Kg/m}^3$ (Dosage du béton)
- ✓ $r = 3$
- ✓ $l_1 = 20$
- ✓ $l_2 = 2$
- ✓ d_1 : la distance la plus petite de l'axe de la tige à une paroi du massif en béton ($d_1 = 42 \text{ mm}$)

$$\Rightarrow 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \times \frac{20 + 19,2 + 7}{1 + \frac{42}{2}} \right) \frac{N}{6} = 6077,5 N$$

D'où l'on tire :

$$d_1^2 - 21,95 d_1 - 460,87 = 0$$

$$d_1 = 48,22 \Rightarrow 35,08 \text{ mm}$$

On adopte $d_1 = 36 \text{ mm}$

VII.5.5 Condition d'équilibre du BAEL :

$$\frac{N}{4} F_A = T_{su} \cdot L_1$$

Avec :

- ✓ $L_1 = 20$
- ✓ $T_{su} = 0,6 \cdot s^2 \cdot f_{tj}$
- ✓ $s = 1$ (Rond lisse)
- ✓ $f_{tj} = 0,06 \cdot f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ Mpa}$

$$F_A = \pi \times 1,26 \times 33 \times 20 \times 33 = 86214,09 N$$

Donc :

$$\frac{N}{4} = 12155 \text{ N} < F_A = 86214,09 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

Chapitre VII

Etude de l'effet diaphragme

VII. 1.INTRODUCTION A L'EFFET DIAPHRAGME

Une expérience très simple peut être réalisée pour expliquer ce que l'on appelle « l'effet diaphragme ». On construit à cet effet un cadre en bois ou métal, dont les quatre coins sont laissés articulés (Figure VII.1). Si une force « P » agissante au coin du cadre, tout en tenant en place le côté inférieur, le cadre s'effondre immédiatement. Si par contre, on colle une simple feuille de papier le long des quatre bords du cadre, sa rigidité en est considérablement augmentée.

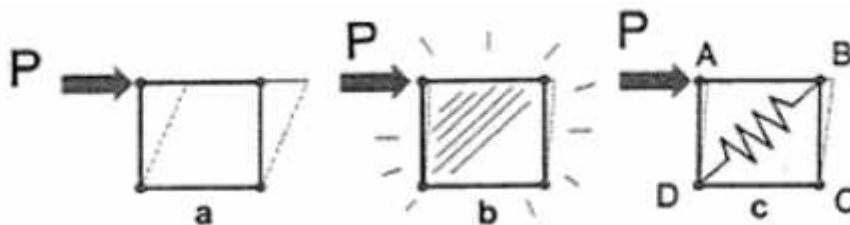


Figure VII.1 - Effet diaphragme d'un cadre raidi par une feuille de papier collée sur ses bords

On peut aussi remarquer, que si la feuille de papier n'est fixée que le long de deux bords opposés du cadre, la rigidité du modèle reste appréciable.

L'effet diaphragme est donc la faculté que possède un cadre plan, fut-il articulé, de résister à des efforts situés dans son plan s'il est couvert d'une « **peau** » fixée sur ses bords ; appelons un tel cadre, un « diaphragme élémentaire ». On peut le modéliser, du point de vue fonctionnel, en remplaçant sa peau par un **ressort diagonal**, de raideur appropriée.

VII.2.L'EFFET DIAPHRAGME POUR UNE STRUCTURE METALLIQUE DE TYPE HALLE INDUSTRIELLE

Si l'on considère maintenant une structure métallique de type halle industrielle couverte et bardée, on peut imaginer que chacune des parois planes de son enveloppe constitue un diaphragme élémentaire, ou un ensemble de diaphragmes élémentaires juxtaposés. Le rôle de la feuille de papier est joué par les panneaux métalliques. On comprend évidemment qu'un effet diaphragme appréciable sera obtenu dans le cas des panneaux vissés directement à la sous-structure et vissés entre eux.

La Figure VII.2 montre un bâtiment rectangulaire à trois travées. Les diaphragmes élémentaires y existants sont indiqués et numérotés sur son enveloppe. Chacun de ces diaphragmes possède une rigidité dans son plan, et est susceptible de résister à des efforts extérieurs, suivant son orientation.

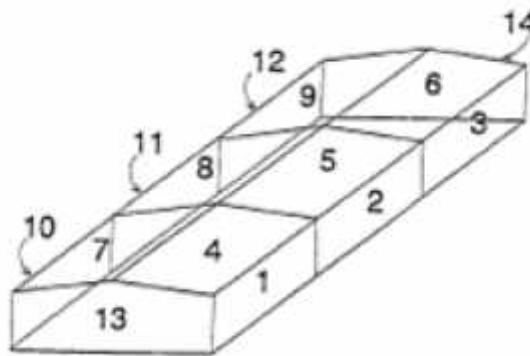


Figure VII.2 - Diaphragmes élémentaires d'un bâtiment

VII.2.1.Effet de diaphragme du bardage

Ainsi par exemple, si le vent agit sur le pignon avant du bâtiment de la Figure VII.3, ce qui est schématisé par les deux forces appliquées aux points A, les deux longs pans ABCD lui opposent leur rigidité. On peut à nouveau modéliser cela en considérant que les parois ABCD sont des cadres raidis par un ressort diagonal DB.

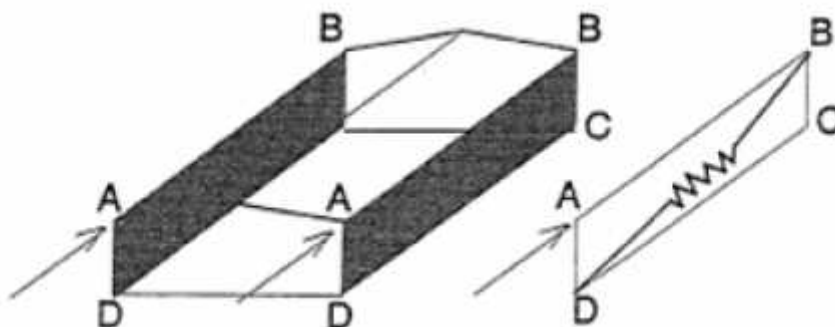


Figure VII.3 - Effet diaphragme lorsque le vent agit sur un pignon d'un bâtiment bardé

On voit ici que moyennant un calcul approprié, les contreventements normalement situés dans les longs-pans du bâtiment pourraient être supprimés, les panneaux remplissant cette fonction par leur effet diaphragme.

VII.2.2.Effet de diaphragme de la toiture « Plate »

On considère maintenant le bâtiment à toiture plate de la Figure VII.4, soumis à l'action du vent sur son long-pan gauche. On suppose par simplification que les pignons sont indéformables. Sous l'effet de la force P , la ferme BC , de même que la ferme EF , se déplacerait, si elle était seule, d'une quantité Δ . Cependant, les côtés AD et GH étant fixes, par hypothèse, les diaphragmes $ABCD$ et $EFGH$ s'opposent dans une certaine mesure, à ces déplacements. Il en résulte que les fermes se déplacent d'une quantité δ bien inférieure à Δ .

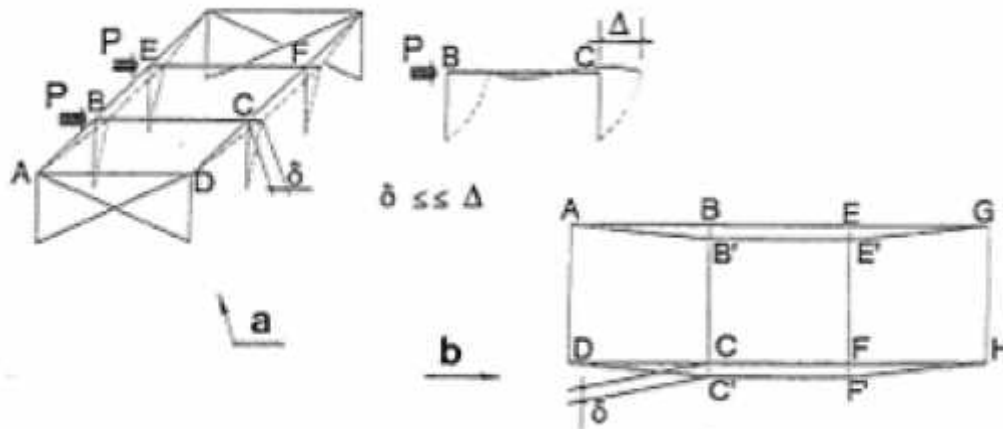


Figure VII.4 - Effet diaphragme dans une toiture plate

Dans ce dernier exemple tout se passe comme si la toiture $AGHD$ agissait comme une grande poutre au vent (Figure VII.4.b), appuyée à ses extrémités AD et GH . Cette poutre au vent accuse une déformée que l'on peut assimiler à une parabole, et la valeur maximale du déplacement, Δ , au milieu de la parabole, tend vers la quantité Δ si la longueur du bâtiment augmente.

VII.2.3.Effet de diaphragme de la toiture « Brisée »

Le cas du bâtiment à toiture brisée Figure VII.5 n'est pas très différent, les deux versants de la toiture jouant chacun le rôle de poutre au vent. Les forces P n'étant pas situées dans le plan des versants de la toiture, l'effet diaphragme de ceux-ci est cependant moindre que dans la toiture plate.

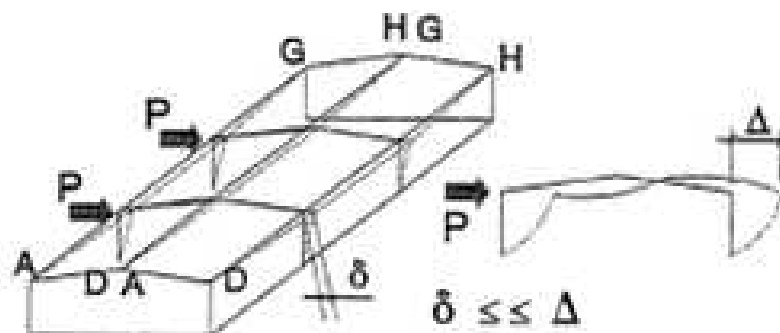


Figure VII.5 - Effet diaphragme dans une toiture à deux versants

Les déplacements réels des fermes sont donc un peu plus importants que dans le bâtiment à toiture plate. Si la pente de la toiture augmente, l'effet diaphragme qu'elle oppose aux actions du vent sur le long-pan diminue toujours, jusqu'à devenir négligeable.

Cette influence de la pente de la toiture est inversée si l'on considère les déplacements sous l'effet de la neige ou des charges gravitaires en général. Puisque l'effet diaphragme n'intervient que pour les charges qui sont dans le plan des diaphragmes, les versants de la toiture réduiront d'autant plus les déformations du bâtiment sous les charges verticales, que leur pente est importante.

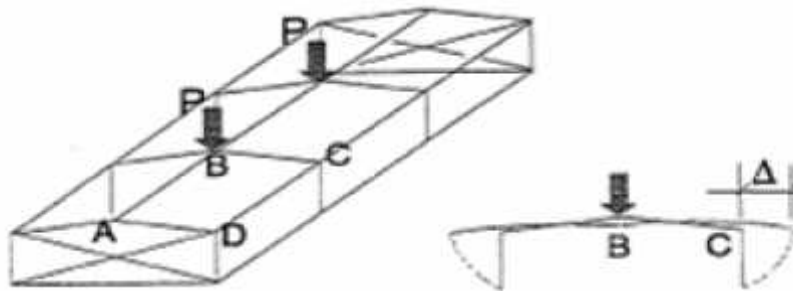


Figure VII.6 - Effet diaphragme de la toiture pour les charges verticales

En effet, dans le bâtiment de la Figure VII.6 soumis aux charges P simulant la neige, le coin C de la ferme subirait un déplacement si cette ferme résistait seule à sa charge P. Le côté AD du diaphragme ABCD étant fixe (hypothèse du pignon fixe), l'effet diaphragme s'oppose à l'allongement de la diagonale AC, et réduit ainsi le déplacement du point C. Cet effet est évidemment inexistant pour un bâtiment à toiture plate.

Il faut donc absolument retenir qu'un diaphragme développe son effet pour les efforts qui agissent dans son plan, ou pour les composantes de ces efforts qui sont dans son plan, pas pour les composantes perpendiculaires à ce plan.

VII.3. Etude de cas « Structure Métallique type Halle »

Aux chapitres précédents, nous avons pré-dimensionné les éléments de notre structure métallique de type halle et nous avons vérifié la résistance et l'instabilité de ses composants structuraux. Maintenant, nous allons nous intéresser sur l'apport de l'effet du diaphragme sur la résistance et la flexibilité de notre bâtiment. Pour cela, vu la très faible pente des deux versants de la toiture, nous allons la modéliser dans un premier temps sans diaphragme à l'aide d'un logiciel sap2000 et après on a appliqué l'effet diaphragme sur la toiture qui peut être abordé par le logiciel.

Après avoir accompli l'analyse des deux variantes de notre structure (sans effet de diaphragme et avec effet de diaphragme), nous avons comparé les éléments principaux de réponse des deux structures (caractéristiques dynamiques, déplacements et sollicitations) (voir Tableau VII.1).

Tableau VII.1 Etude comparative de la structure avec et sans diaphragme

Information	Structure avec toiture sans diaphragme	Structure avec diaphragme en toiture	Différence entre les deux cas
<i>Les 3 premiers périodes de vibration (sec)</i>	T1=0.729 s T2=0.705 s T3=0.691 s	T1=0.294 s T2=0.293 s T3=0.293 s	T1%=-59% T2%=-58% T3%=-57%
<i>Périodes propres fortes (sec)</i>	T1=0.729s(pm =59%/x) T10=0.422s(pm=79% Y) T11=0.366s(pm=24%/Z)	T1=0.294s(pm =18%/Z) T10=0.258s(pm=98%X) T22=0.187s(pm=74%/Z)	T1%=-59% T10%=-64% T11,22%=-48%
<i>Force sismique à la base (50 modes de vibrations)</i>	Vx=303.018 kN (sx) Vy=443.49 kN (sy)	Vx=570.06 kN (sx) Vy= 457.06 kN (sy)	Vx% = +88% Vy% = +33%
<i>Déplacement en tête due à l'action sismique</i>	x= 26.0 mm (sx) y=14.7 mm (sy)	x= 4.8 mm (sx) y=1.8 mm (sy)	x% = -81% y% = -87%
<i>Effet du vent en déplacement</i>	V ₁ =1.4 mm /x V ₂ =3.3 mm /x V ₃ =0.4 mm /y V ₄ =5.5 mm /y	V ₁ =0.2 mm /x V ₂ =0.4 mm /x V ₃ =9.5×10 ⁻³ /y V ₄ =94×10 ⁻⁴ /y	V ₁ %=-85% V ₂ %=-87% V ₃ %=-97% V ₄ %=-99%
<i>Sollicitation Poteau (G+Q+1.2EX)</i>	Nsd=-100.86 kN Msd=-104 kN.m Vsd=-28.318 kN	Nsd=-97.07 kN Msd=-39.16 kN.m Vsd=-12.00 kN	Nsd%=-3% Msd%=-62% Vsd% = -57%
<i>Sollicitation Membrure inférieure de la poutre treillis (G+Q+1.2EX)</i>	Nsd=-118.96 kN Msd=-24.247 kN.m Vsd=-28.318 kN	Nsd=-46.843 kN Msd=-13.970 kN.m Vsd=-14.208 kN	Nsd%=-60% Msd%=-42% Vsd% = -39%
<i>Sollicitation Membrure supérieure de la poutre treillis (G+Q+1.2EX)</i>	Nsd=-97.721 kN Msd=-3.945 kN.m Vsd=-4.456 kN	Nsd=-252.223kN Msd=-3.465 kN.m Vsd=-4.190 kN	Nsd% =+158% Msd%=-42% Vsd% = -39%
<i>Sollicitation Montant de la poutre treillis (G+Q+1.2EX)</i>	Nsd=-88.607 kN Msd=-1.311 kN.m Vsd=-2.331 kN	Nsd=-69.618 kN Msd=-1.113 kN.m Vsd=-2.026 kN	Nsd%=-21% Msd%=-42% Vsd% = -39%
<i>Sollicitation Diagonale de la poutre treillis (G+Q+1.2EX)</i>	Nsd=+105.113kN Msd=-0.0515 kN.m Vsd=-0.065 kN	Nsd=+92.667kN Msd=-0.049 kN.m Vsd=-0.036kN	Nsd%=-11% Msd%=-42% Vsd% = -39%
<i>Panne (ELU)</i>	Nsd=-1.574kN Msd=-2.534 kN.m Vsd=-2.271 kN	Nsd=0.00kN Msd=-2.519 kN.m Vsd=-2.267 kN	Nsd%=-1% Msd%=-0.79% Vsd% = -17%

VII.3.2 COMMENTAIRE

Comme première remarque concernant les périodes propres de vibration T_1, T_2 et T_3 , on remarque qu'elles ont diminué approximativement de -58% après l'effet diaphragme avec un changement de direction de vibration ;

Les périodes propres de vibration les plus fortes ont diminué avec une participation massique plus importante (T_{10} : participation massique = 98% par rapport à l'axe x à l'effet diaphragme et une participation massique de 59% sans cet effet) ;

L'effet diaphragme en toiture augmente fortement la force sismique à la base avec un grand pourcentage de +88% suivant x par rapport au cas sans diaphragme ;

Le déplacement en tête due à l'action sismique a diminué de -81% dans la direction x et de -87% dans la direction y ;

Les déplacements dus au vent dans les 4 directions (V_1, V_2, V_3 et V_4) sont plus faibles ;

Pour les sollicitations du poteau, on remarque que le moment fléchissant M_{sd} et l'effort tranchant V_{sd} ont diminué de manière très significative, de -62% et -57% respectivement ;

Les sollicitations de la membrure inférieure de la poutre treillis, dans le cas de combinaison la plus défavorable ($G+Q+1,2.E_x$), l'effort normal sollicitant, le moment fléchissant et l'effort tranchant ont diminué respectivement de -60%, -42% et -39% ;

Par contre les sollicitations de la membrure supérieure de poutre treillis a subi une forte augmentation dans l'effort normal (+ 100%) et reste presque les mêmes valeurs dans les autres sollicitations ;

Montant et diagonale ont une variation moyenne à faible dans les 3 sollicitations (N_{sd}, V_{sd}, M_{sd}) (-21%, -15%, -13%) ;

En fin les pannes le changement est remarquable au niveau de l'effort normal car il devient nul après l'effet diaphragme.

VII.3.2 Synthèses des résultats :

L'effet de diaphragme apporte une rigidité très appréciable à la structure d'où la diminution des périodes propres de vibration mais aussi les modes propres de vibration qui sont conditionnés par le diaphragme en toiture ;

Cette rigidité supplémentaire a pour conséquence d'augmenter la force sismique de base lors du calcul en analyse modale spectrale ;

Cette rigidité aussi fait diminuer les déplacements de la toiture par rapport aux charges horizontales (séisme et vent) ;

Le poteau voit ses sollicitations diminuer d'une intensité très importante. Cette diminution nous suggère de pouvoir optimiser sur la section adoptée ;

La membrure inférieure de la poutre en treillis a aussi des sollicitations plus faibles ;

Vu que la membrure supérieure de la poutre en treillis est attachée au diaphragme, l'effort normal sollicitant augmente énormément. Mais les autres sollicitations M_{sd} et V_{sd} diminuent. ;

Les montants, diagonales travail en traction et compression donc après l'effet diaphragme le mouvement longitudinale et transversale sera bloqué a cause de l'effet diaphragme

CONCLUSION :

Le premier avantage que présente l'effet de diaphragme est certainement celui de considérer le comportement réel du bâtiment par opposition aux schéma plus classique d'analyse des structures à barre. Il n'est pas possible de développer ici tous les avantages de la collaboration de cette paroi , mais les résultats apportés pa cette étude comparative sont très significatives.

L'idée reçue, largement répandue dans la profession, consistant à dire que l'on peut ignorer l'effet de diaphragme est en partie fausse. La prise en compte de l'effet de diaphragme optimise le nombre et la résistance des fixations. Les bénéfices de ce concept sont clairs, ils produisent une économie et assurent dans certains cas une plus grande sécurité. Les codes européens se dotent de normes qui permettent de prendre en compte l'effet ue diaphragme.

Conclusion Générale

D'une manière générale, dans une discipline bien définie, la formation d'un étudiant n'est jamais complète, elle est toujours à parfaire. D'autre part, il nous a donné l'occasion pour mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant le cursus de formation de master, appliquer les règlements et utiliser intelligemment les logiciels de calcul disponibles.

Cette expérience nous a permis de mieux comprendre le domaine de la construction en charpente métallique, aussi d'approfondir nos connaissances en analyse et en calcul de structure à la fois pour le calcul nécessitant des logiciels qui nous ont permis de nous familiariser avec les différents outils informatiques (SAP 2000 ; ROBOT) ainsi qu'avec les différents règlements régissant les principes de conception et de calcul d'ouvrages dans ce domaine du génie civil.

La conception d'une structure métallique repose sur le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères telles que les surcharges d'exploitation, la température, la neige, le vent et le séisme. Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion ou partie sensible de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs et vérifications d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction sont requises.

Concernant la partie recherche l'effet diaphragme en toiture joue un rôle très important dans la rigidité de la structure on se voit ça dans les résultats obtenus de l'étude comparative qui a été faite à l'aide d'un outil de calcul (SAP2000).