

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU (UMMTO)

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master

Option : construction métallique

Thème

*Etude d'un hangar métallique
a usage commercial*

Réalisé par :

AIT SI ALI Amine

Devant le jury composé de :

M^r Y.BOUAFIA _____ Président

M^r M.LABIOD _____ Promoteur

M^r S.IILOULI _____ Examineur

Promotion : 2023 / 2024



Remerciements

Je tiens tout d'abord à exprimer ma profonde gratitude envers MR.LABIOD , pour sa guidance experte, son soutien constant et ses précieux conseils tout au long de l'élaboration de ce mémoire. Sa patience et son engagement ont été essentiels à la réussite de ce travail.

Mes remerciements vont également à MR.DAHMANI pour ses remarques éclairées et ses suggestions pertinentes qui ont grandement enrichi ce travail de recherche.

Je suis reconnaissant envers le staff administratifs du département genie civil de l'université MOULOUD MAMMARI de TIZI-OUZOU, pour avoir mis à ma disposition les ressources nécessaires à la réalisation de cette étude.

Un merci particulier à ma famille et à mes amis pour leur soutien indéfectible et leurs encouragements constants.

Enfin, je souhaite exprimer ma reconnaissance envers tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce mémoire



Dédicaces

Au fil de ce parcours académique, chaque page écrite est le fruit de dévouement, de persévérance et de passion. À mes professeurs pour leur guidance précieuse, à ma famille pour leur soutien indéfectible, et à mes amis pour leur encouragement constant. Ce mémoire est dédié à toutes les personnes qui ont illuminé mon chemin vers la réussite

Sommaire

Introduction générale

CHAPITRE I : Généralité

I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation du projet.....	1
1.3. La géométrie de l'ouvrage.....	1
1.4. Matériaux.....	2
I.5 Toiture	3
I.6 Les façades.....	3
I.7.Normes et règlement utilisés.....	3
I.8 Charges d'actions.....	4
I.8.1 Actions permanent G_i	4
I.8.2 Actions variables Q_i	4
I.8.3 Actions climatiques	4
I.8.4 Actions accidentelles E_i	4

CHAPITRE II : Etude climatique selon RNV2013

II.1 Introduction.....	5
II.2 Action du vent.....	5
II.2.1 Effet de la région.....	5
II.2.2 Effet de site	6
II.2.3 Coefficient de topographie.....	6
II.2.4 pression aérodynamique du vent.....	6
II.2.4.1 Calcul de pression dynamique de pointe.....	6
II.2.4.2 Détermination de coefficient d'exposition au vent	6
II.2.4.3 Coefficient de rugosité	7
II.2.4.4 intensité de turbulence	7
II.2.4.5 Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe}	7
II.2.4.4.1 parois verticales.....	7
III.2.4.5 Détermination de coefficient de pression interieur C_{pi}	14
II.3 calcul de la force de la force de frottement F_{fr}	19
II.3.1 calcul de l'air de frottement	20
II.4 action de'ensemble	21
II.4.1 Direction du vent V_1	21
II.5 Calcul de la stabilité d'ensemble	22
II.5.1 stabilité d'ensemble	22

Sommaire

II.5.2 Stabilité trasversal.....	23
II.6 Action de neige	23
II.6.1 Charge de la neige.....	23
II.6.2 Charge de la neige sur la toiture	23
II.6.3 calcul du coefficeint de forme μ	24
II.6.3 Charge de neige répartie avec redistributionpar le vent.....	24
CHAPITRE III : Etude des élément secondaire	
III.1. Introduction	26
III.2 La panne	26
III.2.1 dimensionnement des pannes	26
III.2.2 evaluation de charge et surcharge.....	27
III.2.3 Entretien	27
III.2.4 surcharge climatique.....	28
III.2.5 combinaison de charge les plus défavorables.....	28
III.2.6 Verification de la résistance.....	29
III.2.6.1 Calcul d'élencement réduit	29
III.2.7 Conclusion.....	31
III.3 Les liernes.....	32
III.3.1 Calcule de l'effort maximal revenant aux liernes.....	33
III.3.2 évaluation des efforts dans les liernes	33
III.3.3 Dimensionnement des liernes.....	33
III.4 dimensionnement des échantignolles	34
III.4.1 Calcul des charges revnant a l'échantingnolle	34
III.4.2 Calcul du moment de renversement	35
III.4.3 Dimensionnement de l'échantignolle	35
III.4.4 calcul de l'épaisseur de l'échantignolle.....	35
III.5 Calcul des lisse de bardage.....	35
III.5.1 hypothèse de calcul	35
III.5.2 vérification de la lisse sur long pan	36
III.5.3 Vérification à L'ELU	36
III.5.4 verification au cisaillement.....	37
III.5.5 Verification aux diversement.....	37
III.5.6 verification a l'ELS	38
III.5.6.1 Verification a la flèche (flèche vertical).....	38
III.5.7 Conclusion.....	38

Sommaire

III.5.8 Vérification de la lisse sur pingon	38
III.5.8.1 Vérification à L'ELU	38
III.5.8.2 vérification au cisaillement	39
III.5.8.3 Vérification aux diversement	39
III.5.8.4 vérification a l'ELS.....	39
III.5.8.4.1 Vérification a la flèche (flèche vertical).....	39
III.6 vérification des potelet	39
III.6.1 Détermination de sollicitation	40
III.6.2Vérification à l'ELU.....	41
III.6.3 Vérification aux instablesés.....	42
III.6.4 conclusion.....	43
CHAPITRE IV : Etude des éléments structuraux	
IV.1 introduction.....	44
IV.2 Effort sollicitant le portique	44
IV.2.1 charges permanentes	45
IV.2.2 Effet de neige	45
IV.3 Etude au vent	45
IV.4 Calcul des effort internes	49
IV.4.1 Charges verticales vers le bas : (cahrge permanentes et surcharge de neige)	50
IV.4.2 Charges verticales vers le haut : (vent de soulèvement).....	50
IV.4.3 Vent horizontal (pression).....	51
IV.4.4 Vent horizontal (dépression)	52
IV.4.5 Tableau récapitulatifs	53
IV.5 Cacul de l'imperfection géométrique globale.....	56
IV.5.1 Modélisation avec imperfection.....	57
IV.5.2 Calcul des efforts internes additionnels	58
IV.5.3 combinaisons à l'ELU avec prise en compte de $H_{eq} = P$	59
IV.6 Choix de la méthode d'analyse.....	60
IV.6.1 Détermination du facteur d'éloignement critique minimum	60
IV.6.2 Moments maximaux sollicitant la traverse	61
IV.7 Dimensionnement de la traverse.....	61
IV.7.1 Vérification a la flèche (IPE450).....	61
IV.7.2 Vérification de l'IPE550 pour la traverse a (l'ELU)	62
IV 7.3 Conclusion.....	69
IV.8 vérification des poteaux	69

Sommaire

IV.8.1 vérification de la résistance au flambement.....	69
IV.8.2 vérification au déversement.....	71
IV.8.3 conclusion.....	72
IV.9 conclusion générale	73
CHAPITRE V : Calcul de contreventement	
V.1 Introduction.....	74
V.2 Dispositions des contreventements	74
V.3 Calcul de la poutre au vent en pignon.....	74
V.4 Effort du vent sur les pignons	74
V.5 Effort dans les diagonals	75
V.5.1 Section de la diagonale	76
V.5.2 vérification de la section à la résistance	76
V.6 vérification des montants de la poutre au vent.....	77
V.6.1 effort du vent sur le pignon.....	77
V.6.1.1 Vérification de la section à la résistance	77
V.6.1.2 Vérification de l'élément aux instabilités.....	79
V.7 Calcul de la palée de stabilité en long pan	86
V.8 Conclusion	88
CHAPITRE VI : Etude sismique	
VI.1.Introduction.....	89
VI.2 Méthode statique équivalente.....	89
VI.2.1 Condition d'application.....	89
VI.2.3 Calcule de la force sismique totale.....	89
V.2.3.1 Détermination du coefficient d'accélération de zone.....	89
VI.2.3.2 Calcul Facteur de qualité Q	90
VI.2.3.3 Coefficient de comportement de global de la structure R	91
VI.2.3.4 Calcul Facteur d'amplification dynamique D.....	91
VI.2.3.5 Calcul du Poids de la structure W	93
VI.3 conclusion	96
CHAPITRE VII : Calcul des assemblages	
VII.1 Introduction.....	97
VII.2 Calcul des assemblages par boulons	97
VII.3 Assemblage de rive (Poteau-Traverse).....	97
VII.3.1 Calcul du moment résistant.....	99

Sommaire

VII.3.1.1 l'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut.....	99
VII.3.2 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue	100
VII.3.2 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée.....	101
VII.3.3 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée.....	103
VII.4 Vérification de la résistance de l'âme raidie du poteau	104
VII.4.1 Assemblage de fûtage.....	104
VII.4.2 moment résistant effectif de l'assemblage	105
VII.4.2.1 vérification de la résistance de l'assemblage	105
VII.5 Calcul des bases des poteaux	106
VII.5.1 Résistance du béton a la compression.....	108
VII.5.2 estimation de l'aire de la plaque d'assise.....	108
VII.5.3 choix du type de la plaque d'assise.....	108
VII.5.3.1 vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise	108
VII.5.3.2 vérification de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant	110
VII.5.3.3 Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de plaque d'assise	111
VII.5.3 Tiges d'ancrages	111
VII.5.3.1 Résistance des tiges d'ancrage au cisaillement	112
VII.5.3.2 Dimensionnement des bêche de cisaillement.....	112
VII.5.3.3 Résistance des tiges d'ancrage a l'effort de soulèvement	112
VII.5.3.4 Résistance des tiges d'ancrage	112
VII.5.3.5 Vérification de la tige d'ancrage a l'adhérence.....	113
VII.6 Conclusion :	114
CHAPITRE VII : Etude des fondations	
VIII.1 Introduction	115
VIII.2 Le rôle des fondations	115
VIII.2.1 étude des semelles	116
VIII.3 Calcul des longrines.....	118
VIII.3.1 Dimensionnement des longrines.....	118
VIII.3.2 Calcul du ferrailage.....	118
VIII.3.3 Calcul d'armatures transversales	118
VIII.3.4 Calcul d'espacement des cadres :	119

Conclusion générale

Bibliographie

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1 : Présentation de l'ouvrage en (vue 3D logiciel ; robots).....	2
Figure I.2 Panneau sandwich.....	3

CHAPITRE II

Figure II.1 : direction du vent V1 et V2.....	5
Figure II.2: légende pour les parois verticales	8
Figure II.3 : dimension de la zone verticale sous vent.....	9
Figure II.4 : valeur de C_e pour la toiture de la direction V1.....	11
Figure II.5 valeur de C_{pe} pour les parois vertical direction V2 du vent.....	12
Figure II.6 : valeur de C_e pour la toiture de la direction V2.....	13
Figure II.7 Coefficient de pression interieur pour les batiment sans cloisons intérieur	14
Figure II.8 La pressions sur les parois verticales V1.....	16
Figure II.9 répartition des pression sur a toiture V1.....	17
Figure II.10 La pressions sur les parois verticales V2.....	18
Figure II.11 répartition des pression sur a toiture V2.....	19
Figure II.12 force de frottement et air de frottement	19
Figure II.13 prise en compte des effet de frottemet.....	20
Figure II.14 stabilité logitudinal.....	22
Figure II.15 Stabilité trasversal	23
Figure II.16 charge de neige répartie sans redistributioon par le vent	24
Figure II.17 cahрге de neige répartie avec redistribution par le vent	25

CHAPITRE III

Figure III.1 disposition d'une panne sur un versant.....	26
Figure III.2 Coupe transversale des liernes.....	32
Figure III.3 efforts de traction dans les liernes.....	32
Figure III.4 : Disposition d'un échantignolle sur une panne.....	34
Figure III.5 Disposition des potelets.....	40

CHAPITRE IV

Figure IV.1 portique traverse	44
Figure IV.2 Effort sollicitant les portique.....	44
Figure IV.3 presison statique du vent sur le portique de rive	47

LISTE DES FIGURES

Figure IV.4 pression statique du vent sur le portique intermédiaire	47
Figure IV.5 pression statique du vent équivalente	48
Figure IV.6 Schéma statique du portique étudié.....	49
Figure IV.7 charges verticales vers le bas (efforts internes).....	50
Figure IV.8 charges verticales vers le haut (vent soulèvement).....	51
Figure IV.9 Vent horizontal (pression).....	52
Figure IV.10 Vent horizontal (dépression).....	53
Figure IV.11 imperfection géométrique	56
Figure IV.12 effort horizontale en tête du poteau.....	59
CHAPITRE V	
Figure V.1 poutre au vent.....	74
Figure V.2 l'effort F_d dans la diagonale d'extrémité.....	76
Figure V.3 Schéma statique de palée de stabilité en long pan	87
CHAPITRE VII	
Figure VII.1 Assemblage poteau-poutre.....	98
Figure VII.2 détails d'assemblage.....	98
Figure VII.3 la hauteur de la zone compromise.....	99
Figure VII.4 : Résistance âme du poteau dans la zone tendue.....	100
Figure VII.5 : Résistance âme du poteau dans la zone comprimée.....	102
Figure VII.6 Résistance âme du poteau dans la zone cisillée.....	103
Figure VII.7 assemblage traverse-traverse	104
Figure VII.8 : Détails sur l'assemblage.....	105
Figure VII.9 base de poteau.....	106
Figure VII.10 pied de poteau articulés.....	107
Figure VII.11 pied de poteau encastés.....	107
Figure VII.12 détails sur l'assemblage.....	107
Figure VII.13 : dimensions de la plaque d'assise	110
Figure VII.14 types de tige d'ancrage.....	111
Figure VII.15 tige d'ancrage.....	113
CHAPITRE VIII	
Figure VIII.1 diagramme des contraintes agissant sur les fondation.....	116

Liste des tableaux

CHAPITRE II

Tableau II.1 : pression extérieur de zone vertical.....	8
Tableau II.2 coefficients de pression extérieurs.....	10
Tableau II.3 coefficient de pression extérieures (toiture à deux versants).....	12
Tableau II.4 pression aérodynamique du vent avec pression intérieure.....	15
Tableau II.5 pression aérodynamique du vent avec dépression intérieure.....	16
Tableau II.6 pression aérodynamique du vent avec pression intérieure.....	17
Tableau II.7 pression aérodynamique du vent avec dépression intérieure.....	18
Tableau II.8 valeur de force horizontales et verticales : direction du vent ($\theta = 0^0$).....	21
Tableau II.9 valeur de force horizontales et verticales : direction du vent ($\theta = 90^0$).....	22

CHAPITRE III

Tableau III.1 Caractéristique de L'acier (S235).....	27
Tableau III.2 caractéristique de l'IPE140.....	27
Tableau III.3 caractéristique de l'IPE180.....	30
Tableau III.4 caractéristique de l'IPE140.....	36
Tableau III.5 caractéristique de l'IPE300.....	41

CHAPITRE IV

Tableau IV.1 pression aérodynamique du vent avec pression intérieure.....	45
Tableau IV.2 réaction d'appuis sous charges unitaires.....	53
Tableau IV.3 valeur des moment sous charges unitaires.....	54
Tableau IV.4 Réaction d'appuis sous charges réelles.....	54
Tableau IV.5 valeurs des moment sous charges réelles.....	55
Tableau IV.6 combinaison à l'ELU réaction d'appuis.....	55
Tableau IV.7 combinaison à l'ELU pour les moment.....	56
Tableau IV.8 effort de poteaux aux ELU.....	57
Tableau IV.9 prise en compte des défauts d'aplomb.....	57
Tableau IV.10 effort équivalent en tête poteaux.....	58
Tableau IV.11 combinaison à l'ELU pour les réaction d'appuis avec pris en compte de H_{eq}	59
Tableau IV.12 combinaison à l'ELU pour les moments avec pris en compte de H_{eq}	60

Liste des tableaux

Tableau IV.13 caractéristique de l’IPE450.....62

CHAPITRE V

Tableau V.1 coefficient minoteurt β_2 et β_3 77

CHAPITRE VI

Tableau VI.1 : coefficient d’accélération de zone A.....90

Tableau VI.2: valeurs des pénalités P_q90

Tableau VI.3 : valeurs du coefficient de comportement R.....91

Tableau VI.4 : Valeurs de ξ (%).....92

Tableau VI.5 : valeurs du coefficient C_T93

Tableau VI.6 : Valeurs de T1 et T2.....93

Tableau VI.7 : valeurs du coefficient de pondération β94

Tableau VI.8 charge permanentes.....95

CHAPITRE VIII

Tableau VIII.1 l’effort normal.....116

Liste des symboles utilisés

A_{Aire} Aire de la section brute.

A_{net} Aire de la section nette.

A_{eff} Aire de la section efficace.

A_v Aire de cisaillement.

H Hauteur de la section transversale.

b Largueur des semelles.

r Rayon du congé de raccordement.

t_f Epaisseur des semelles.

t_w Epaisseur de l'âme.

I_y, Z Moment d'inertie.

$i_{y,z}$ Rayon de giration de la section.

I_w Facteur de gauchissement.

I_t Moment d'inertie de torsion.

$W_{ply,z}$ Module plastique de la section.

$W_{ely,z}$ Module élastique de la section.

W_{eff} Module élastique efficace de la section.

N_{pl} Effort normal résistant plastique.

N_u Effort normal ultime de la section nette.

N_{net} Effort normal résistant de la section nette.

$M_{ply,z}$ Moment résistant plastique de la section.

$M_{ely,z}$ Moment résistant élastique de la section.

$M_{eff,z}$ Moment résistant de la section efficace.

M_{cr} Moment critique de déversement.

$\lambda_{y,z}$ Elancement réduit pour le mode de flambement.

λ_{cr} Elancement critique d'Euler.

$\chi_{y,z}$ Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.

ϕ Diamètre d'une armature transversale.

ν Coefficient de poisson (nu).

Liste des symboles utilisés

μ_s Moment ultime à L'ELS (μ).

μ_b Moment réduit à L'ELU

α Facteur d'imperfection pour le flambement.

λ_{LT} Elancement réduit pour le déversement.

χ_{LT} Coefficient de réduction pour le déversement

α_{LT} Facteur d'imperfection pour le déversement

$\beta_{M,LT}$ Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$\beta_{M,y,z}$ Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

f_y Résistance limite d'élasticité

f_u Résistance limite de rupture

V_u Effort tranchant de calcul ultime

G Action permanente.

Q Action d'exploitation

e L'excentricité de l'effort normal

l_f Longueur de flambemen

Introduction générale

Le domaine de construction est très vaste, il est envisagé en plusieurs manières de conception et d'exécution, il diffère selon les matériaux constitutifs et les types des structures, mais le but de ces études reste le même qui est de concevoir des bâtiments capables de résister aux efforts qui sont lui appliqués, et aux multiples phénomènes naturels (séisme, vent extrême.....etc).

La structure assure principalement le cheminement des efforts extérieurs appliqués jusqu'aux fondations. La connaissance de ce cheminement est essentielle quant à l'étude d'éléments constitutifs de la structure ainsi que de leurs liaisons.

Pour ces nouvelles techniques de construction, l'acier est le matériau le plus utilisé et cela pour ses nombreux avantages à savoir : la fiabilité, la capacité portante, la rapidité d'exécution et ces propriétés mécaniques qui nous permettent de concevoir des poutres de très grande portée.

Les ossatures et les toitures en charpente métalliques sont généralement souples et constituées de barres élancées ou d'éléments minces. Ces caractéristiques spécifiques sont à garder présents à l'esprit lors des études, les problèmes de flexibilité, voilement, déversement de poutres fléchies et flambement d'éléments comprimés étant déterminants dans la justification et le dimensionnement des structures métalliques.

Afin d'exploiter nos connaissances acquises durant notre formation on s'est intéressé à l'étude d'un hangar en charpente métallique à usage commercial implanté à Freha wilaya de Tizi-Ouzou, et ce en utilisant les règles de construction actuellement en vigueur en Algérie, Le but de ce projet est d'être conforme à une situation professionnelle concrète et réelle

CHAPITRE I

Généralité

I.1. Introduction

La charpente métallique est une branche de la construction métallique, qui reste à nos jours la solution la plus convenable, pour la construction des ouvrages et équipements industriels. L'étude d'un projet s'élabore en nous prenons compte des aspects fonctionnelles, ce qui oblige l'ingénieur en génie civil de connaître le comportement des matériaux utilisés, ainsi leurs caractéristiques mécaniques et nous prenons les paramètres suivante :

- l'usage.
- la résistance.
- les exigences esthétiques.
- les conditions économiques

Dans le cadre de notre formation nous sommes amenés à réaliser un projet de fin d'étude dans le but d'être confronté à une situation professionnelle concrète à ce projet constitue à dimensionner les éléments d'un hangar métallique de forme rectangulaire destinée au commerce

I.2. Présentation du projet

Notre projet consiste à l'étude d'un hangar en construction métallique a usage commercial, qui est implantée dans la zone de Tizi Ouzou Freha sur un site plat, qui est classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) comme zone de moyenne sismicité (IIa).

Notre hangar possède 3 entrées, 5 fenêtres sur façade principale et une porte avec une toiture composée de deux versants symétriques . vu la complexité de ce projet m'ont permis de mener bien une large palette d'étude énumérées ci-dessous

- étude climatique
- étude de l'ossature secondaire (panne lisse de bardage liernes potelet...ect)
- étude sismique
- étude et dimensionnement du portique
- étude des assemblages
- étude numérique du portique et des assemblages

1.3. La géométrie de l'ouvrage

Longueur total de hangar 40,8m

Largeur total de hangar 29,25m

Hauteur total de hangar 12m

Hauteur des poteaux 10,46m

Nombre des portiques

Sens longitudinal 7

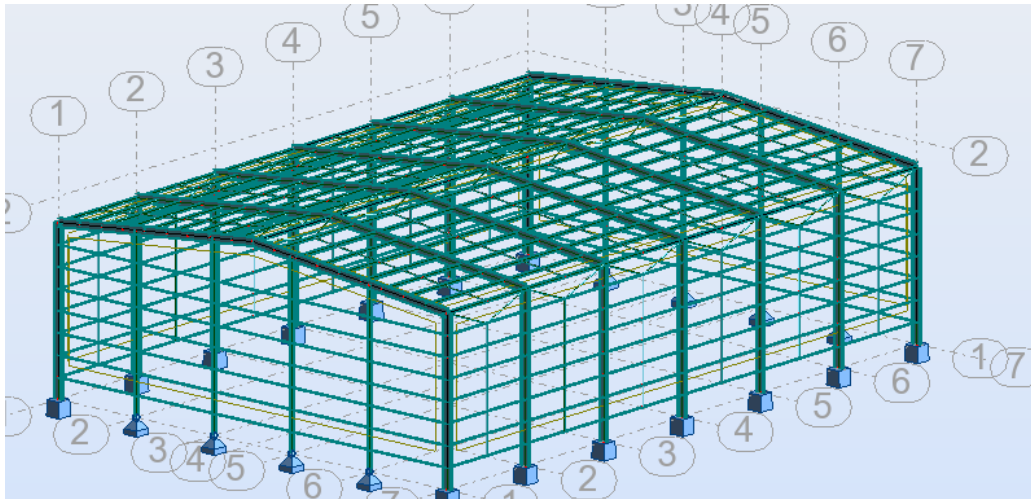


Figure I.1 : Présentation de l'ouvrage en (vue 3D logiciel ; robots)

1.4. Matériaux

Pour notre projet, on a choisi les matériaux de construction suivant :

Aciers de construction :

Pour la réalisation de notre projet on a utilisé des aciers de construction laminés à chaud. La nuance d'acier utilisée pour tout le projet est l'acier Fe360, dont les principales caractéristiques mécaniques sont :

- résistance limite d'élasticité..... $f_y=2350 \text{ daN/cm}^2$
- Résistance à la traction..... $f_u =3600 \text{ daN/cm}^2$
- module d'élasticité longitudinale..... $E =2.1 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2$
- module de cisaillement..... $G =0.81 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2$
- Masse volumique $\rho =7850 \text{ kg/m}^3$

Béton armé :

Pour réalisation des fondation , le béton est un mélange de sable , ciment , gravier et d'eau. Sa composition diffère selon la résistance voulue . le béton est un matériau économique qui résiste bien à la compression

- La résistance caractéristique à la compression : $F_{c28}=25 \text{ MPa}$
- La résistance caractéristique à la traction: $F_{t28} = 0.06F_{c28} + 0.6 = 2.1 \text{ MPa}$
- Poids volumique : $p=2500 \text{ Kg/m}^3$
- Module d'élasticité : $E=32164200 \text{ Mpa}$

Boulonnerie :

Les boulons choisis pour les assemblages des éléments principaux de la structure seront de type à haute résistance de classe 10.9. La limite d'élasticité (F_{yb}) et la résistance à la traction (F_{ub}) pour ces boulons sont:

$F_{yb}= 900 \text{ Mpa}$

$F_{ub}= 1000 \text{ Mpa}$

Les boulons d'ancrage des colonnes seront en acier de nuance S355-JR avec une limite d'élasticité $\sigma_e = 355\text{Mpa}$

I.5 Toiture

La toiture est en charpente métallique à deux versants . Elle est constituée de bacs de couverture reposant sur des pannes en IPE , et de poutre au vent . la couverture sera réalisée par des panneaux sandwich

- De deux toles de parement intérieur et extérieur
- D'une âme en mousse isolante
- De profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réaliser des assemblages aisés .

Les panneaux sandwich nous offrent plusieurs avantages , on citera :

- Le par vent
- L'isolation et l'étanchéité
- Une bonne capacité portante
- Un gain de temps appréciable au montage

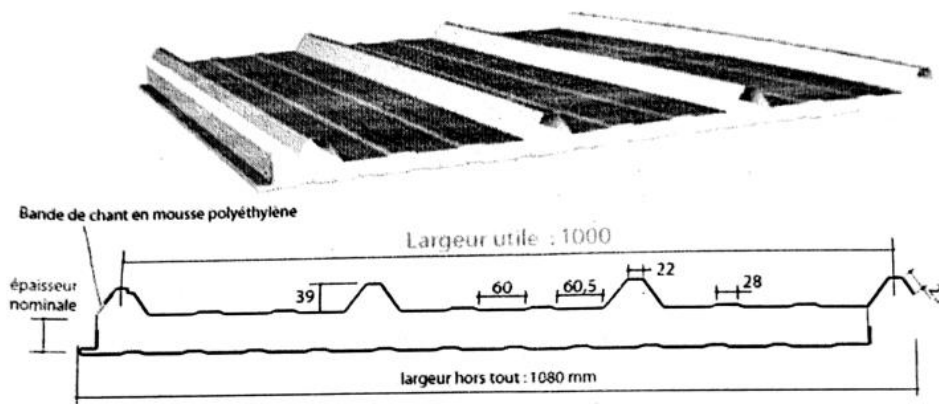


Figure I.2 Panneau sandwich

I.6 Les façades

Les façades extérieures sont réaménagées avec des panneaux sandwichs fixés aux lisses de bardages

I.7. Normes et règlement utilisés

Afin de garantir la sécurité de l'ouvrage , notre conception es essentiellement basée sur les codes et normes suivants :

- DTR.BC.2.2 : charge permanentes et charge d'exploitations
- DTR.BC.2.2.48 : règles parasismique Algeriennes RPA99/version 2003

- DTR.BC.2.44 Règles de conception des structures en acier << CCM97 >>
- DTR.C.2.47 Règlement neige et vent << RNV2013 >>
- BAEL91 calcul des structures en béton
- Eurocode 3 calcul des structures métallique

Les états limites :

Un état limite est un état au-delà duquel la structure ne satisfait plus aux exigences pour lesquelles elle a été conçue. En distingue état limite :

État limite Ultime (E.L.U.)

- Les états limites ultimes sont associés à la ruine de la structure, ils comprennent
- La perte d'équilibre de la structure ou de l'une de ses parties
- La ruine de la structure ou de l'un de ses éléments

État limite de Service (E.L.S.)

Les états limites de service correspondent aux dépassements des critères spécifiés D'exploitation, ils comprennent :

Les déformations et les flèches affectant l'aspect ou l'exploitation de la construction, où Provoquant des dommages à des éléments non structuraux Les vibrations incommodes les occupants, endommageant le bâtiment ou son contenu.

I.8 Charges d'actions :**I.8.1 Actions permanent G_i**

- Poids propre des éléments de la construction
- Poids propre des équipements fixes

I.8.2 Actions variables Q_i

- Charges d'exploitation
- Charges appliquées en cours d'exécutions

I.8.3 Actions climatiques

- Vent (W)
- Neige (S)

I.8.4 Actions accidentelles E_i

- Le Séisme

CHAPITRE II

Etude climatique selon RNV2013

II.1 Introduction :

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ce, dans toutes les directions possibles. Les calculs seront menés conformément au règlement neige et vent RNV 2013. Les valeurs de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs :

- De la région
- De site d'implantation.
- De la hauteur de la construction.
- De la forme géométrique de la construction.
- De la rigidité de la construction.
- Des ouvertures (ou de la perméabilité à l'air) de la construction Selon le sens du vent et l'état des ouvertures, quatre cas ont été envisagés ;
- Vent sur long-pan avec surpression intérieure
- Vent sur long-pan avec dépression intérieure
- Vent sur pignon avec surpression intérieure
- Vent sur pignon avec dépression intérieure

II.2 Action du vent

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur les parois et la toiture pour un vent perpendiculaire:

- au long pan V1
- au pignon V2

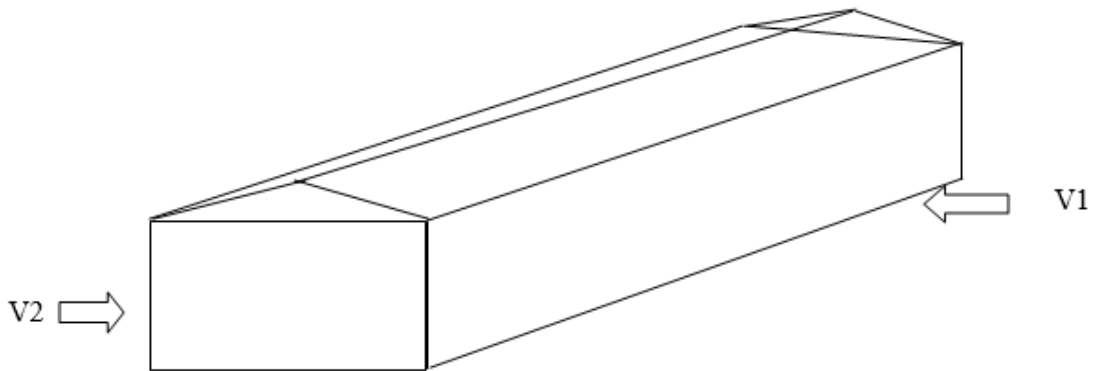


Figure II.1 : direction du vent V1 et V2

II.2.1 Effet de la région

Notre structure est située dans la zone I, dont la pression de référence est donnée par RNV 2013 tableau 1

$$q_{erf} = 37.5 \text{ daN/m}^2$$

II 2.2 Effet de site

La structure est implantée en zone industrielle , donc la catégorie du terrain est III tableau 2

Le facteur de terrain $K_t = 0,215$

Le paramètre de rugosité $Z_0 = 0.3\text{m}$

La hauteur minimale $Z_{min} = 5\text{m}$

II.2.3 Coefficient de topographie

Le coefficient de topographies $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du Vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines, les dénivellations isolées .etc. Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$ tableau 3

II.2.4 pression aérodynamique du vent

La pression aérodynamique du W_e agissant sur les parois extérieures en (daN/m^2) a la hauteur z_e est donnée par la formule suivante :

$$W_e = q_p(z_e) \times c_{pe}$$

La pression aérodynamique du W_i agissant sur les parois intérieures en (daN/m^2) a la hauteur z_i est donnée par la formule suivante :

$$W_i = q_p(z_i) \times c_{pi}$$

Où

$q_p(z)$: pression dynamique de pointe calculée à la hauteur z considérée en (daN/m^2)

c_{pe} : coefficient de pression extérieure

c_{pi} : coefficient de pression intérieure

z : la hauteur de référence qui égale a z_e pour les action extérieures et z_i pour les action intérieures. Généralement ($z = z_e = z_i$)

II.2.4.1 Calcul de pression dynamique de pointe

La pression dynamique de pointe $q_p(z)$ s'exerce sur élément de surface au niveau de la hauteur z est donnée par la relation :

$$q_p(z) = q_{ref} \times c_e(z)$$

q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour la construction permanentes en fonction de la zone du vent

$c_e(z)$: est le coefficient d'exposition au vent

II.2.4.2 Détermination de coefficient d'exposition au vent

Notre structure est peu sensible aux excitation dynamique dont on a :

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

d'où $C_t = 1$ et $K_t = 0,215$

I_v = l'intensité de la turbulence

II.2.4.3 Coefficient de rugosité

Le coefficient de rugosité C_r traduit l'influence de la rugosité et la hauteur sur la vitesse moyen du vent . la rugosité du sol engendre des frottement qui ralentissent le vent à la basse altitude . il est défini par la loi suivante :

$$C_r(z) = k_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{pour} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m}$$

$$C_r(z) = C_r(z_{\min}) \quad \text{pour} \quad z < z_{\min}$$

Dans notre cas on a

$$z_0 = 0,3\text{m} , z_{\min} = 5\text{m} \text{ donc on } z_{\min} < z < 200\text{m}$$

$$z = 12\text{m}$$

$$C_r(z) = k_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = C_r(z) = 0,215 \times \ln\left(\frac{12}{0,3}\right) = 0,793$$

II.2.4.4 intensité de turbulence

L'intensité de la turbulence es définie come étant l'ecart type de la turbulence divisé par la vitesse myenne du vent et est donné par la relation suivante :

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour} \quad z > z_{\min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} \quad \text{pour} \quad z \leq z_{\min}$$

D'où on a $Z = 12\text{m} > Z_{\min} = 5$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{12}{0,3}\right)} = 0,271$$

Donc

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)] = 1^2 \times 0,793^2 \times [1 + 7 \times 0,271] = 1,822$$

$$q_p(z) = q_{ref} \times c_e(z) = 37,5 \times 1,822 = 68,32\text{daN/m}^2$$

II.2.4.5 Détermination de coefficient de pressison extérieure Cpe

Construction a la base rectangulaire

Les coefficients de pression extérieure C_e des constructions base rectangulaire et de leurs élément s constitutifs individuela dimension dépendant de la surface chargée.

Pour des Surface chargée de 10m^2 et plus le coefficient C_e départ des tableaux ci-dessous

II.2.4.4.1 parois verticales

Tableau II.1 : pression extérieure de zone vertical

A		B		C		D		E	
Cpe10	Cpe1	Cpe10	Cpe1	Cpe10	Cpe1	Cpe10	Cpe1	Cpe10	Cpe1
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5	-0.5	+0.8	1.0	-0.3	-0.3

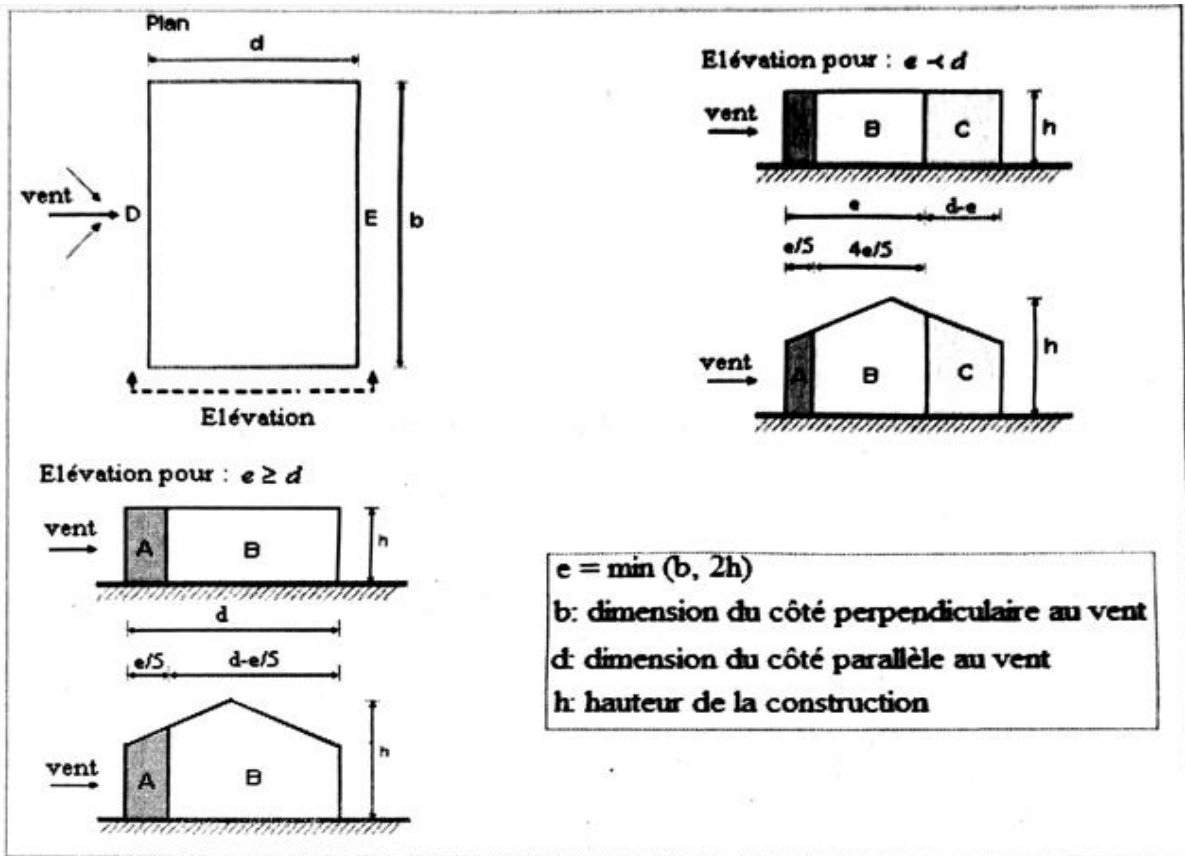


Figure II.2: légende pour les parois verticales

A. Vent perpendiculaire au long pan V1 ($\theta = 0^0$)

On a : $b = 40,8\text{m}$; $d = 29.25\text{m}$; $h = 12\text{ m}$

$e = \min (b ; 2h) = \min (40,8 ; 24)$

et on a $e < d$ donc on utilise la l'élévation suivante

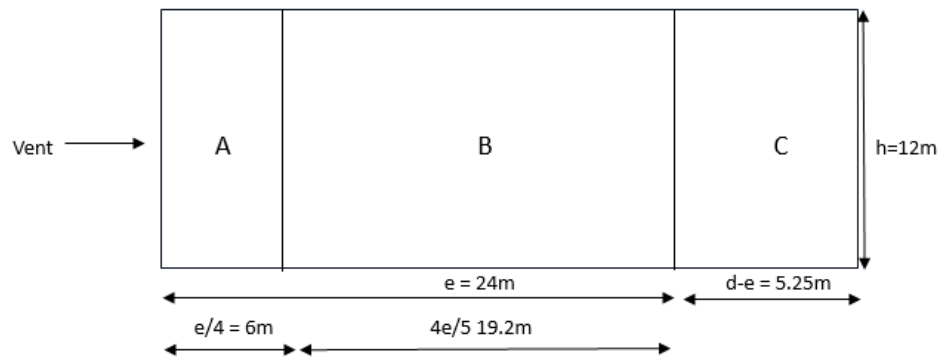
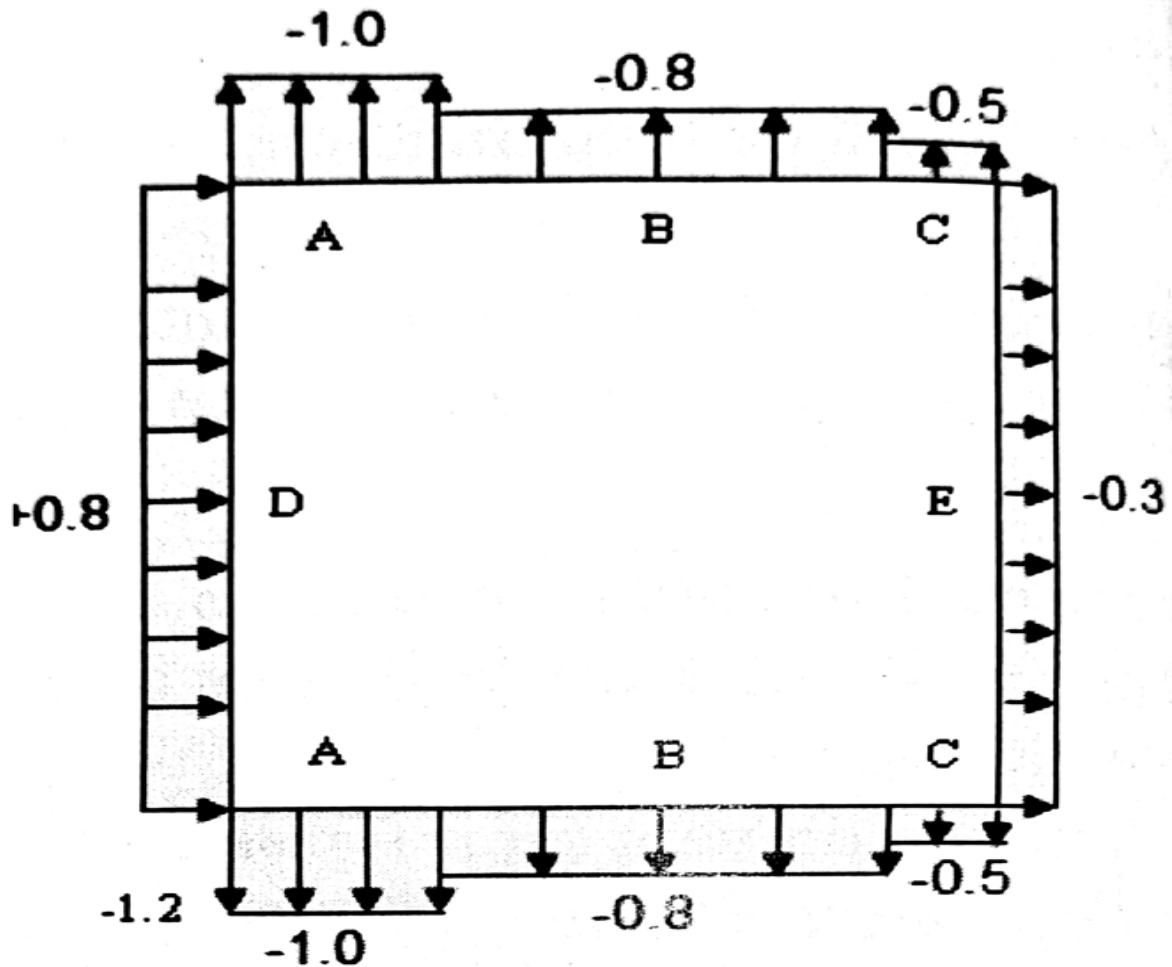


Figure II.3 : dimension de la zone verticale sous vent

Dans notre cas toutes les surfaces sont supérieures à 10m^2 donc $C_{pe} = C_{pe10}$

On a donc la figure suivante :



Versants de toiture

$$\text{tg}\alpha = \frac{1.54}{14.625} = 0.1009 \quad \text{donc} \quad \alpha = 5.77$$

$$e/10 = 2.4\text{m}$$

$$e/4 = 6\text{m}$$

la direction du vent rst définie par un angle θ

$\theta = 0^0$ pour un vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices

$\theta = 90^0$ pour un vent dont la direction est parallèle aux génératrices

Pour $\alpha = 5.77$; direction du vent $\theta = 0^0$

On a les coefficients de pression extérieurs (toiture a deux versant) sue le tableau ci-dessous

Tableau II.2 coefficients de pression extérieurs

Pente α	Zone pour vent de direction $\theta = 0^0$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$
5°	-1.7	-2.5	-1.2	-2.0	-0.6	-1.2	-0.6		-0.6	
									+0.2	
15°	-0.9	-2.0	-0.8	-1.5	-0.3		-0.4		-1.0	-1.5
	+0.2		+0.2		+0.2					
30°	-0.5	-1.5	-0.5	-1.5	-0.2		-0.4		-0.5	
	+0.7		+0.7		+0.4					
45°	+0.7		+0.7		+0.6		-0.2		-0.3	
60°	+0.7		+0.7		+0.7		-0.2		-0.3	
75°	+0.8		+0.8		+0.8		-0.2		-0.3	

La valeur de C_{pe} pour $\alpha = 5.77$ s'obtienne par interpolation linéaire la valeur de $C_{pe} = -1,7$ pour $\alpha = 5^0$ et la valeur de $C_{pe} = -0,9$ pour $\alpha = 15^0$

interpolation linéaire : $f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1)-f(x_0)}{x_1-x_0} \cdot (x-x_0)$

action vers le haut :

zone F : $C_{pe} = -1,7 + \frac{-0,9+1,7}{15-5} \cdot (5,77- 5) = -1.64\uparrow$

zone G : $C_{pe} = -1,2 + \frac{-0,8+1,2}{15-5} \cdot (5,77- 5) = -1.17\uparrow$

zone H : $C_{pe} = -0,6 + \frac{-0,3+0,6}{15-5} \cdot (5,77- 5) = -0,58\uparrow$

zone I : $C_{pe} = -0,6 + \frac{-0,4+0,6}{15-5} \cdot (5,77- 5) = -0,58\uparrow$

zone J : $C_{pe} = -1 + \frac{-1+0,6}{15-5} \cdot (5,77- 5) = -0,63\uparrow$

action vers le bas : ↓

zones F, G et H : $C_{pe} = 0 + \frac{0,2+0}{15-5} \cdot (5,77- 5) = 0,015\downarrow$

zone I : $C_{pe} = 0\downarrow$

zone J : $C_{pe} = +0,2 + \frac{0+0,2}{15-5} \cdot (5,77- 5) = 0,215\downarrow$

direction du vent $\theta = 0^\circ$

Zone F : $C_{pe} = -1.64\uparrow$; $C_{pe} = +0,015\downarrow$

Zone G : $C_{pe} = -1.17\uparrow$; $C_{pe} = +0,015\downarrow$

Zone H : $C_{pe} = -0,58\uparrow$; $C_{pe} = +0,015\downarrow$

Zone I : $C_{pe} = -0,58\uparrow$; $C_{pe} = 0\downarrow$

Zone J : $C_{pe} = -0,63\uparrow$; $C_{pe} = +0,215\downarrow$

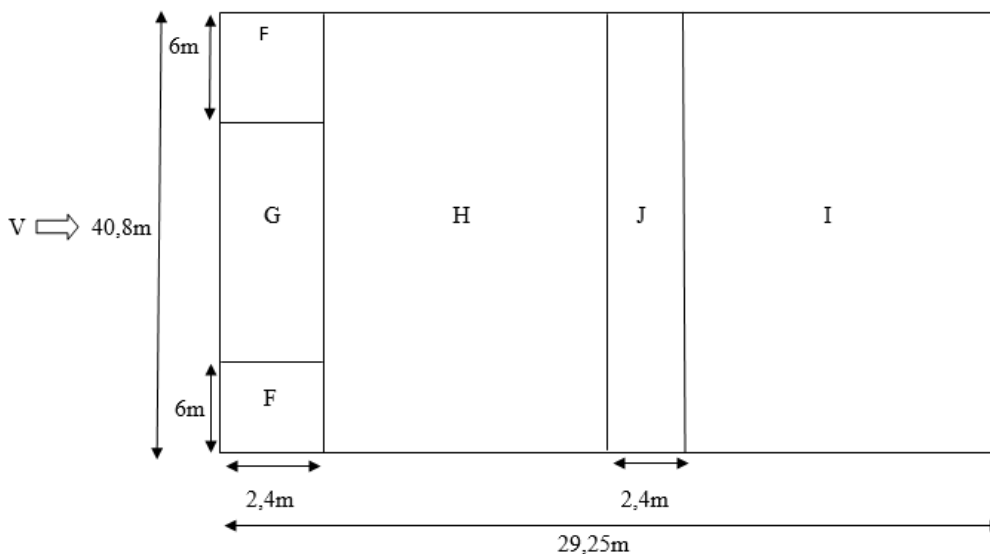


Figure II.4 : valeur de C_e pour la toiture de la direction V1

B. Vent perpendiculaire à la petite face V2 ($\theta = 90^\circ$)

On a : $b = 29,25\text{m}$; $d = 40,8\text{m}$; $h = 12\text{ m}$

$e = \min (b ; 2h) = \min (29,25 ; 24)$

$e/4 = 6\text{m}$ et $e/10 = 2,4\text{m}$

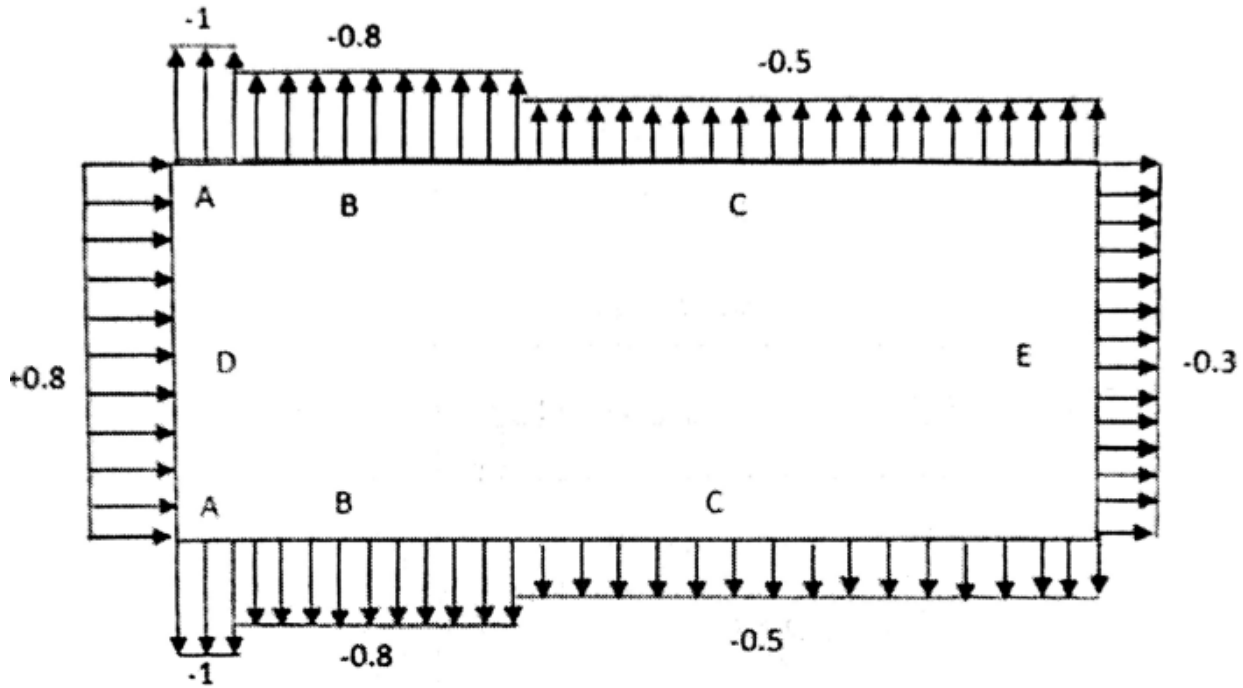


Figure II.5 valeur de C_{pe} pour les parois vertical direction V2 du vent

Tableau II.3 coefficient de pression extérieures (toiture à deux versants)

Pente α	Zone pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$
5°	-1.6	-2.2	-1.3	-2.0	-0.7	-1.2	-0.6	
15°	-1.3	-2.0	-1.3	-2.0	-0.6	-1.2	-0.5	
30°	-1.1	-1.5	-1.4	-2.0	-0.8	-1.2	-0.5	
45°	-1.1	-1.5	-1.4	-2.0	-0.9	-1.2	-0.5	
60°	-1.1	-1.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.0	-0.5	
75°	-1.1	-1.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.0	-0.5	

interpolation linéaire : $f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1)-f(x_0)}{x_1-x_0} \cdot (x-x_0)$

action vers le haut : ↑

$$\text{zone F : } C_{pe} = -1,6 + \frac{-1,3+1,6}{15-5} \cdot (5,77-5) = -1,58\uparrow$$

$$\text{zone G : } C_{pe} = -1,3 + \frac{-1,3+1,3}{15-5} \cdot (5,77-5) = -1,3\uparrow$$

$$\text{zone H : } C_{pe} = -0,7 + \frac{-0,6+0,7}{15-5} \cdot (5,77-5) = -0,69\uparrow$$

$$\text{zone I : } C_{pe} = -0,6 + \frac{-0,5+0,6}{15-5} \cdot (5,77-5) = -0,59\uparrow$$

direction du vent $\theta = 90^\circ$

$$\text{Zone F : } C_{pe} = -1,58\uparrow$$

$$\text{Zone G : } C_{pe} = -1,3\uparrow$$

$$\text{Zone H : } C_{pe} = -0,69\uparrow$$

$$\text{Zone I : } C_{pe} = -0,59\uparrow$$

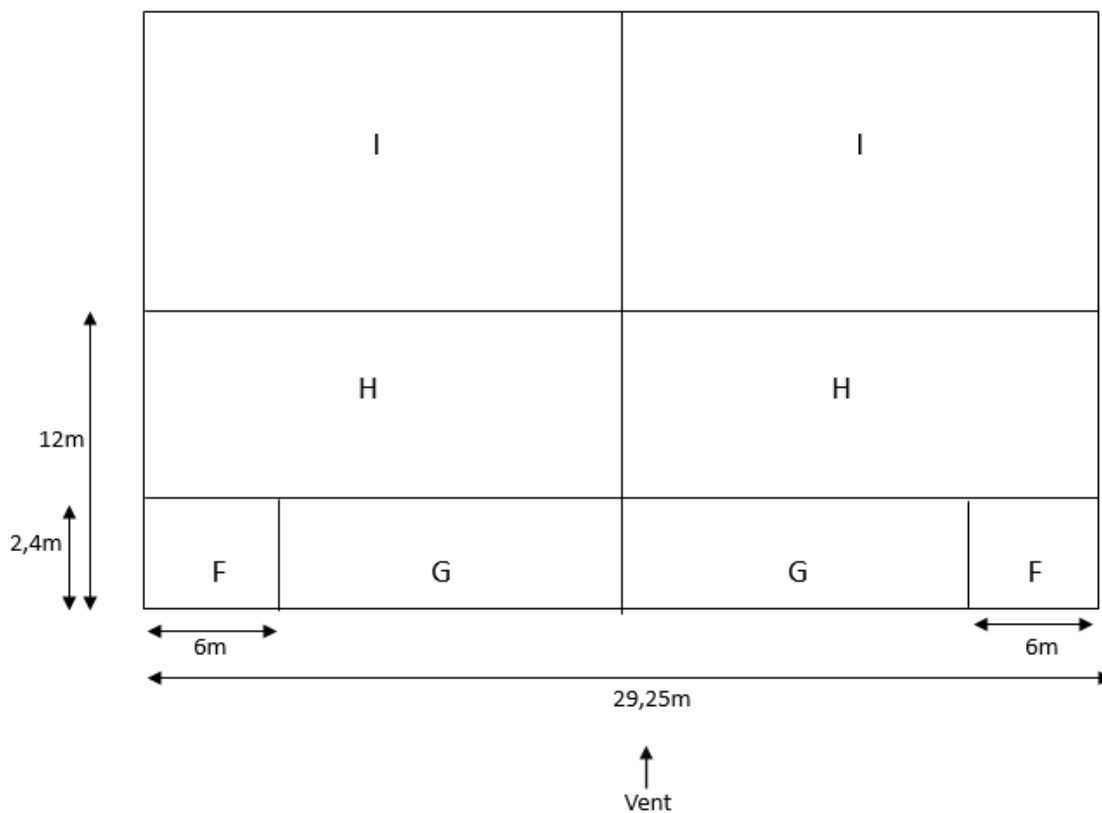


Figure II.6 : valeur de C_e pour la toiture de la direction V2

III.2.4.5 Détermination de coefficient de pression intérieure C_{pi}

Le coefficient de pression intérieure : est en fonction de l'indice de perméabilité μ_p qui est définie par

$$\mu_p = \frac{\Sigma \text{ des surfaces des ouvertures sou le vent et parallele au vent}}{\Sigma \text{ des surfaces de tout ouverture}}$$

donc on peut déterminer le coefficient de pression intérieure C_{pi}

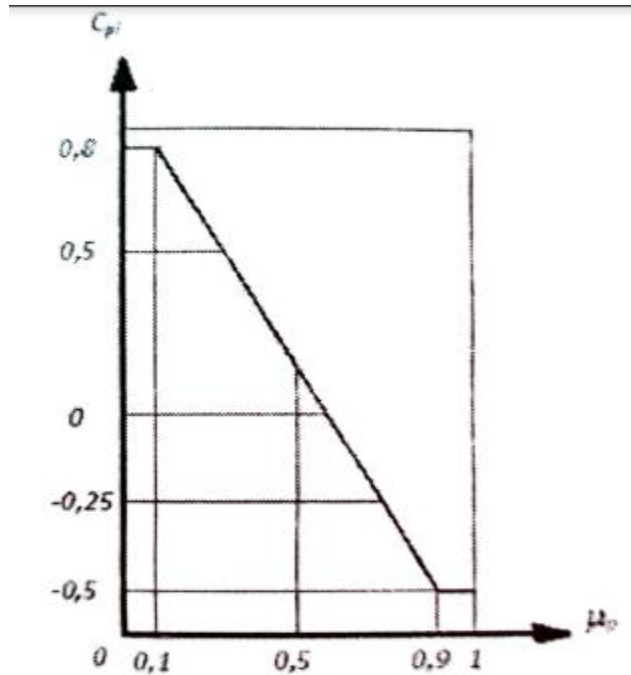


Figure II.7 Coefficient de pression intérieure pour les bâtiments sans cloisons intérieures

Vent perpendiculaire au long pan V1

Notre hangar possède :

5 fenêtres de dimension (2,2×4,3) long pan

1 porte de dimension (2,2×4,08) long pan

2 portes de dimension (2,2×4,08) pignon

$$\mu_p = \frac{2 \cdot (2 \times 4,08)}{3 \cdot (2,2 \times 4,08) + 5 \cdot (2,2 \times 4,3)} = \frac{17,952}{74,228} = 0,24$$

$$\frac{h}{d} = \frac{12}{30,5} = 0,4 \text{ et on a } 0,25 < \frac{h}{d} < 1$$

$$C_{pi} = 0,33 + \frac{0,32 - 0,33}{0,75} (0,4 - 0,25) = 0,33$$

Vent perpendiculaire au pignon V2

$$\mu_p = \frac{(2 \times 4,08) + 5 \times (2,2 \times 4,3)}{3 \cdot (2,2 \times 4,08) + 5 \cdot (2,2 \times 4,3)} = \frac{55,56}{74,228} = 0,75 \text{ avec } \frac{h}{d} = \frac{12}{41,8} = 0,29$$

$$C_{pi} = -0,15 + \frac{-0,25 - 0,15}{0,75} (0,76 - 0,25) = -0,22$$

Calcul de la pression aérodynamique du vent

$$W(z) = q_p(z) \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad \text{et} \quad q_p(z) = 68,32 \text{ daN/m}^2$$

V1 : $\theta = 0^0$

Tableau II.4 pression aérodynamique du vent avec pression intérieure

(Direction du vent $\theta = 0^0$) avec pression intérieure de +0,33							
Parois verticales				Versants de toiture			
ZONE	C _{pe}	C _{pi}	W(z) (daN/m ²)	Zone	C _{pe}	C _{pi}	W(z) (daN/m ²)
D	+0,8	+0,33	+32,11	F	-1,64	+0,33	-134,52
					+0,015		-21,52
A	-1,0	+0,33	-90,86	G	-1,17	+0,33	-102,48
					+0,015		-21,52
B	-0,8	+0,33	-77,2	H	-0,58	+0,33	-62,17
					+0,015		-21,52
C	-0,5	+0,33	-56,7	I	-0,58	+0,33	-62,17
					0		-22,54
E	-0,3	+0,33	-43,04	J	-0,63	+0,33	-65,58
					+0,215		-7,85

Tableau II.5 pression aérodynamique du vent avec dépression intérieure

(Direction du vent $\theta = 0^\circ$) avec dépression intérieure de -0,22							
Parois verticales				Versants de toiture			
ZONE	Cpe	Cpi	W(z) (daN/m ²)	Zone	Cpe	Cpi	W(z) (daN/m ²)
D	+0,8	-0,22	+69,68	F	-1,64	-0,22	-97,01
					+0,015		+16,05
A	-1,0	-0,22	-53,29	G	-1,17	-0,22	-64,90
					+0,015		+16,05
B	-0,8	-0,22	-39,62	H	-0,58	-0,22	-24,60
					+0,015		+16,05
C	-0,5	-0,22	-19,12	I	-0,58	-0,22	-24,60
					0		+15,03
E	-0,3	-0,22	-5,46	J	-0,63	-0,22	-28,011
					+0,215		+29,71

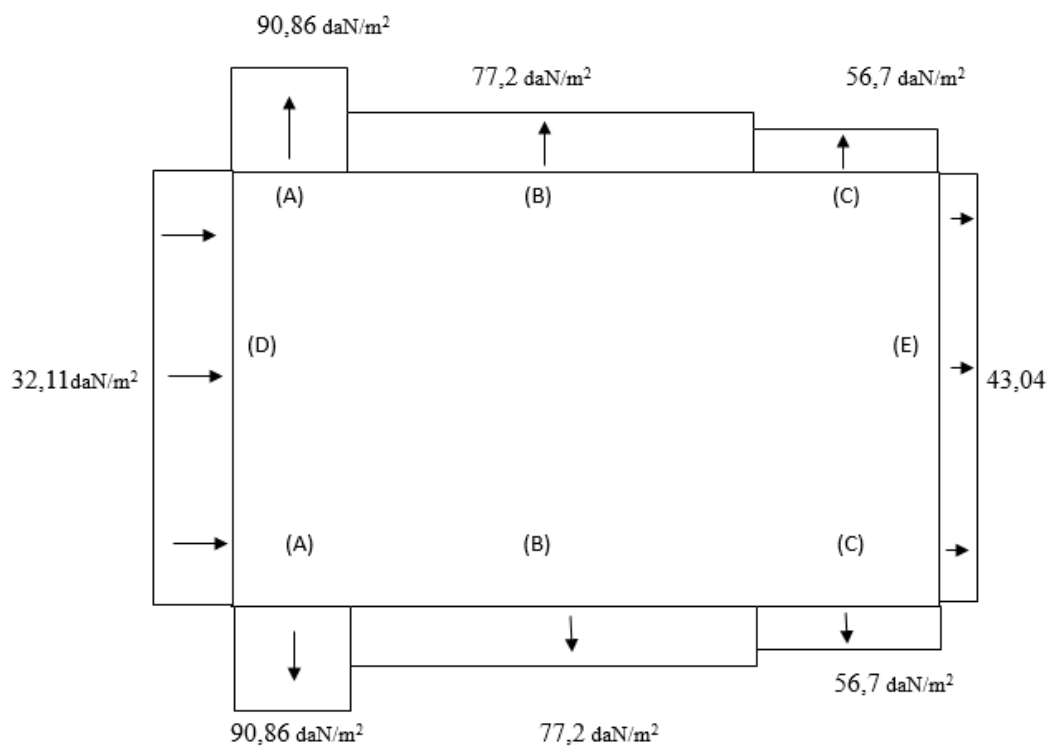


Figure II.8 La pressions sur les parois verticales V1

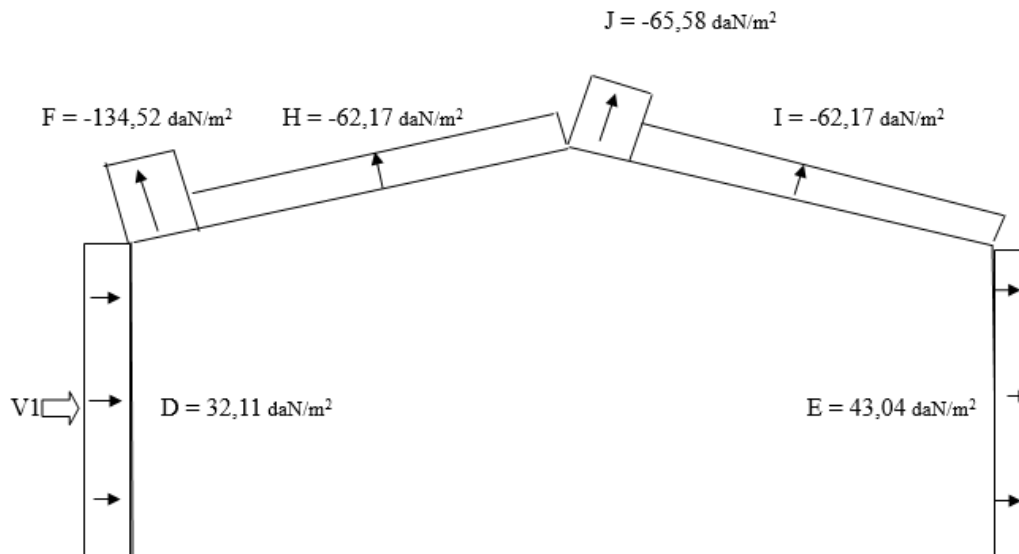


Figure II.9 répartition des pression sur a toiture V1

V2 : $\theta = 90^0$

Tableau II.6 pression aérodynamique du vent avec pression intérieure

(Direction du vent $\theta = 90^0$) avec pression intérieur de +0,33							
Parois verticales				Versants de toiture			
ZONE	Cpe	Cpi	W(z) (daN/m ²)	Zone	Cpe	Cpi	W(z) (daN/m ²)
D	+0,8	+0,33	+32,11	F	-1,58	+0,33	-130,5
A	-1,0	+0,33	-90,86	G	-1,3	+0,33	-111,36
B	-0,8	+0,33	-77,2	H	-0,69	+0,33	-69,68
C	-0,5	+0,33	-56,7	I	-0,59	+0,33	-62,85
E	-0,3	+0,33	-43,04				

Tableau II.7 pression aérodynamique du vent avec dépression intérieure

(Direction du vent $\theta = 90^0$) avec dépression intérieur de -0,22							
Parois verticales				Versants de toiture			
ZONE	Cpe	Cpi	W(z) (daN/m ²)	Zone	Cpe	Cpi	W(z) (daN/m ²)
D	+0,8	-0,22	+69,69	F	-1,58	-0,22	-92,91
A	-1,0	-0,22	-53,28	G	-1,3	-0,22	-73,78
B	-0,8	-0,22	-39,62	H	-0,69	-0,22	-32,11
C	-0,5	-0,22	-19,12	I	-0,59	-0,22	-25,28
E	-0,3	-0,22	-5,46				

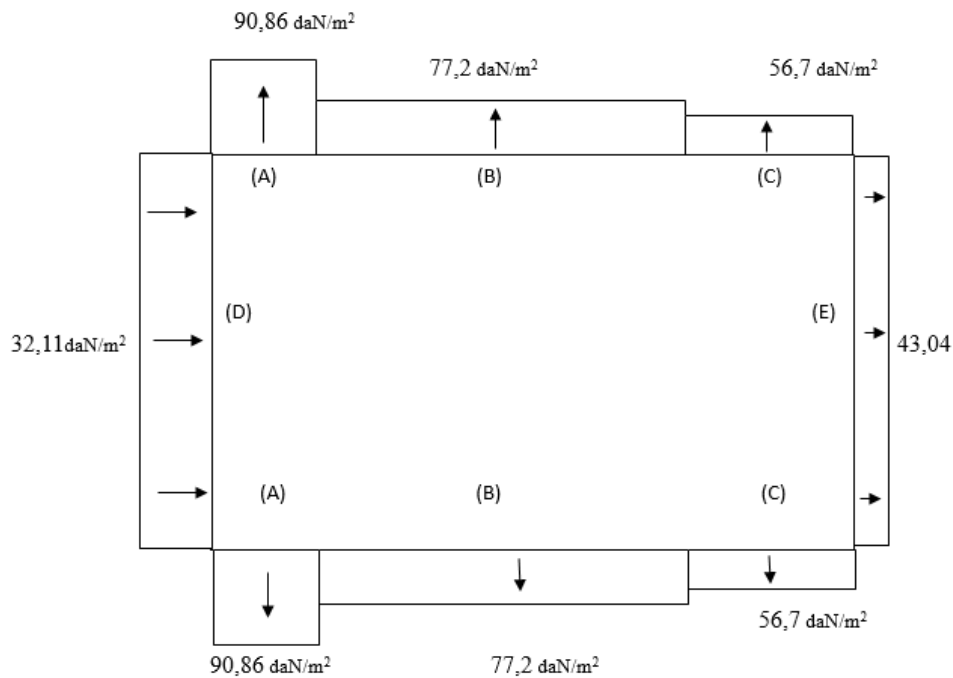


Figure II.10 La pressions sur les parois verticales V2

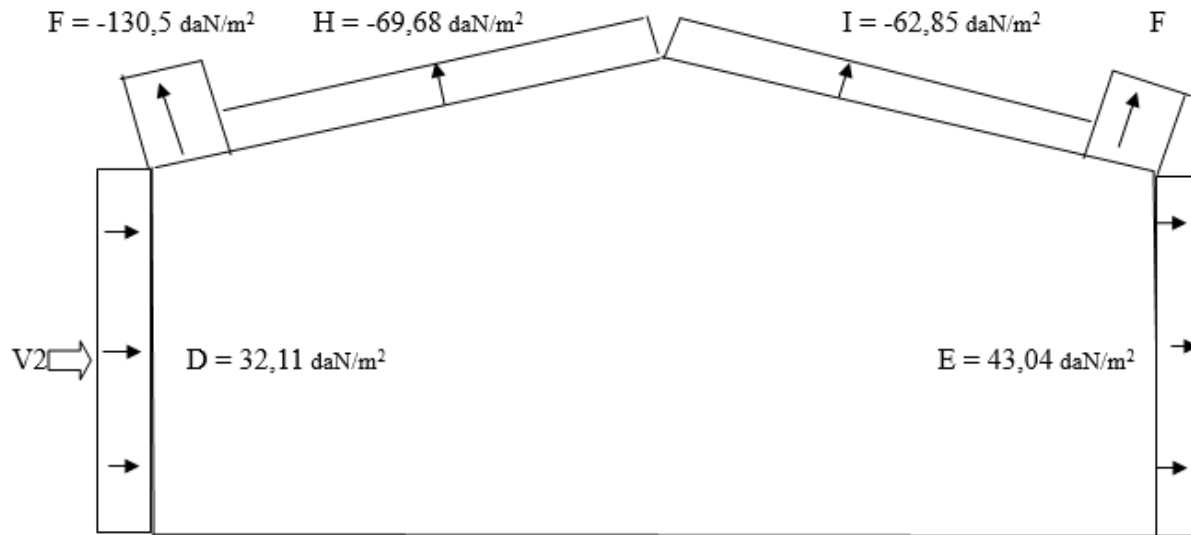


Figure II.11 répartition des pression sur a toiture V2

II.3 calcul de la force de la force de frottement F_{fr}

Dans le cas des structures allongées ou élancées, on tient compte d’une force complémentaire due aux frottements qui s’exerce sur les parois parallèles à la direction du vent au-delà d’une distance des bords au vent égale à la plus petite des valeurs (2b) et (4h)avec:

- d: dimension (en m) de la construction parallèle au vent.
- b: dimension (en m) de la construction perpendiculaire au vent
- h: hauteur (en m) de la construction

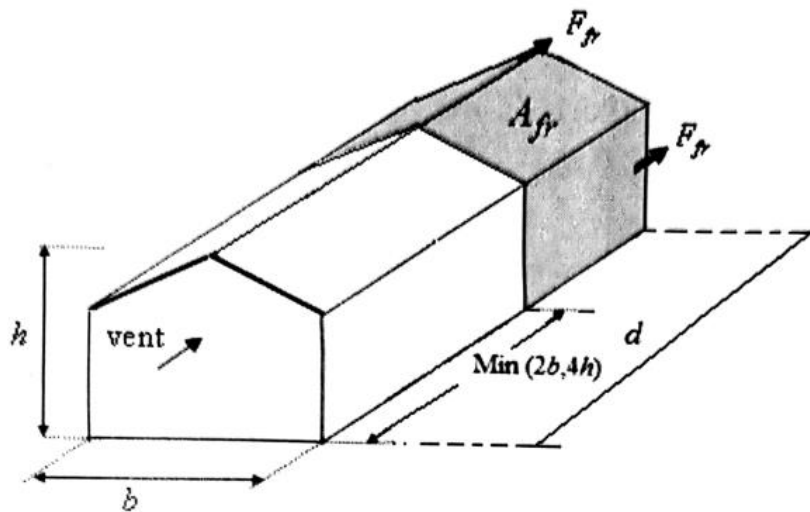


Figure II.12 force de frottement et air de frottement

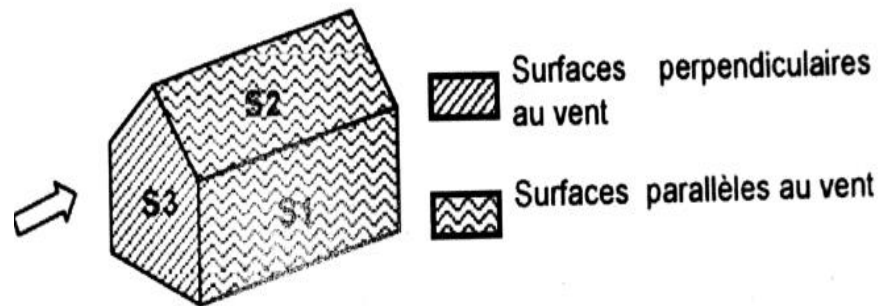


Figure II.13 prise en compte des effet de frottement

La force de frottement est négligable si : $S2+S1 \leq 4S3$

\sum aire totale des surface // au vent $\leq 4 \sum$ aire totale des surface est sous vent

$$S1 + S2 = (40,8 \times 10,46) + (40,8 \times 14,625 / \cos 5,77) = 432 + 633,03 = 1065,02 \text{ m}^2$$

$$S3 = (29,25 \times 10,46) + (2 \times 14,62 \times 1,54 / 2) = 342,52 \text{ m}^2$$

$$4 \times S3 = 1370,08 \text{ m}^2$$

$S2+S1 \leq 4S3$ donc la force de frottement n'est pas négligable

La force de frottement F_{fr} est donnée par la formule suivante :

$$F_{fr} = \sum (q_p(z) \times C_{fr} \times A_{fr})$$

Ou

$q_p(z)$: (en daN/m^2) est la pression dynamique de pointe à la hauteur z considérée

A_{fr} : (en m^2) est l'aire de l'élément blayé par le vent

C_{fr} : est le coefficient de frottement pour l'élément de surface considérée

II.3.1 calcul de l'air de frottement

$$F_{fr} = q_p(z) \times C_{fr} \times A_{fr}$$

$$\text{Min} (2b ; 4h) = \text{min} (58,5 ; 48) = 48 \text{ m}$$

$$A_{fr} = 40,08 \times 2 \times 14,7 = 1178,35 \text{ m}^2$$

On prendra le cas d'un bardage en toiture et au niveau des parois verticales dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent ($C_{fr} = 0.04$)

$$F_{fr} = 68,32 \times 0,04 \times 1178,35 = 3220,20 \text{ daN}$$

II.4 action de'ensemble

La force résultante F_w est donnée par :

$$F_w = \sum W(z) \times A_{ref} + \sum F_{fr}$$

avec

$W(z)$ (en daN/m²) : pression aérodynamique du vent qui s'exerce sur un élément de surface considérée

A_{ref} (en m²) : l'aire de l'élément de surface considérée

F_{fr} (en daN) : les force de frottement éventuelles

II.4.1 Direction du vent V1

Les valeur des force parallèles à la direction du vent V1 et les forces verticales , qui s'exècrent sur la construction sont donnees dans le tableau ci de-sous :

Tableau II.8 valeur de force horizontales et verticales : direction du vent ($\theta = 0^0$)

zone	Composant horizontal F_{wx} (daN)	Composante verticale F_{wz} (daN)
D	$32,11 \times 431,99 = 13871,45 \rightarrow$	0
E	$43,04 \times 431,99 = 18592,84 \rightarrow$	0
F ₁	$134,59 \times 2,4 \times 6 \times \text{tg}5,77 = 195,83 \leftarrow$	$195,83 / \text{tg}5,77 = 1938,09 \uparrow$
F ₂	$134,59 \times 2,4 \times 6 \times \text{tg}5,77 = 195,83 \leftarrow$	$195,83 / \text{tg}5,77 = 1938,09 \uparrow$
G	$102,48 \times 29,3 \times 2,4 \times \text{tg}5,77 = 728,18 \leftarrow$	$728,18 / \text{tg}5,77 = 7208,4 \uparrow$
H	$62,17 \times 12,85 \times 41,3 \times \text{tg}5,77 = 3333,95 \leftarrow$	$3333,95 / \text{tg}5,77 = 32993,93 \uparrow$
I	$62,17 \times 12,85 \times 41,3 \times \text{tg}5,77 = 3333,95 \rightarrow$	$3333,95 / \text{tg}5,77 = 32993,93 \uparrow$
J	$65,58 \times 2,4 \times 41,3 \times \text{tg}5,77 = 656,83 \rightarrow$	$656,83 / \text{tg}5,77 = 6500,29 \uparrow$
total	$F_{wx}(\text{daN}) = 31988,67 \rightarrow$	$F_{wz}(\text{daN}) = 83570,72 \uparrow$

Tableau II.9 valeur de force horizontales et verticales : direction du vent ($\theta = 90^0$)

zone	Composant horizontal F_{wx} (daN)	Composante verticale F_{wz} (daN)
D	$32,11 \times 342,5 = 10997,67 \rightarrow$	0
E	$43,04 \times 342,5 = 14741,2 \rightarrow$	0
F ₁	0	$96,51 \times 14,4 = 1389,87 \uparrow$
F ₂	0	$96,51 \times 14,4 = 1389,87 \uparrow$
G	0	$77,88 \times 44,4 = 3440,35 \uparrow$
H	0	$69,32 \times 292,8 = 10548,57 \uparrow$
I	0	$62,53 \times 893,65 = 26122,4 \uparrow$
F _{ft}	$3220,20 \rightarrow$	/
total	$F_{wx}(\text{daN}) = 28959,07 \rightarrow$	$F_{wz}(\text{daN}) = 42891,08 \uparrow$

II.5 Calcul de la stabilité d'ensemble :

II.5.1 stabilité d'ensemble

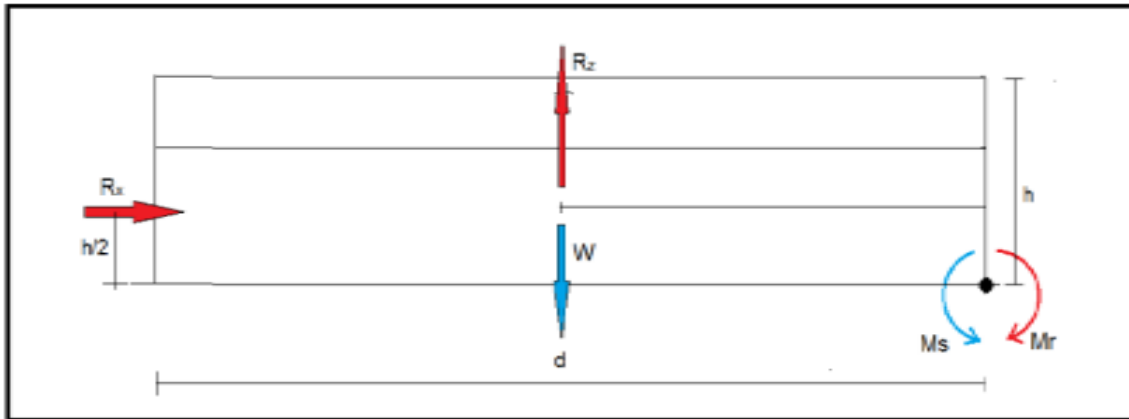


Figure II.14 stabilité longitudinal

Moment de renversement

$$M_r = F_{wy} \times 6 + F_{wz} \times 20,4 = 28959,07 \times 6 + 42891,06 \times 20,4 = 1048732,044 \text{ daN.m}$$

$$M_r = 10487,32 \text{ KN.m}$$

Moment de stabilité

$$M_s = W \times d/2$$

Avec

$$W = 0,5 \times 29,25 \times 40,8 = 596,7 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 596,7 \times 20,65 = 12321,85 \text{ KN.m}$$

On a

$M_r < M_s$ la stabilité longitudinale vérifiée

II.5.2 Stabilité trasversal

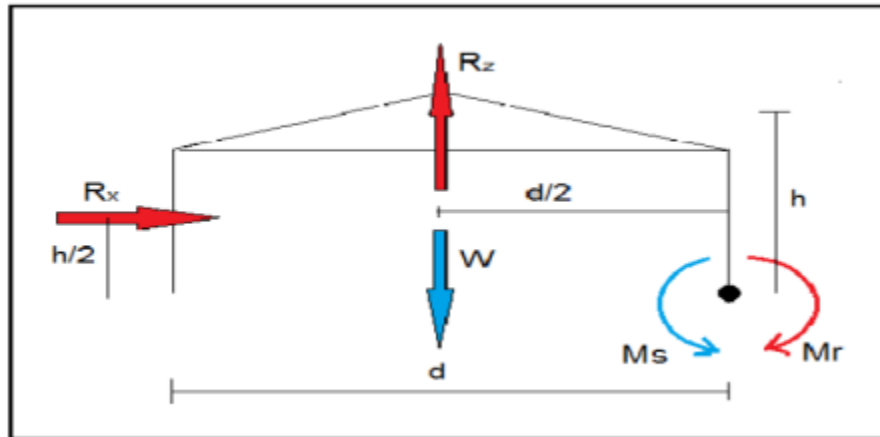


Figure II.15 Stabilité trasversal

Calcul de du moment de renversement

$$M_r = F_{wx} \times h/2 + F_{wz} \times d/2$$

$$M_r = 31988,67 \times 6 + 83570,72 \times 15,25 = 14663,85 \text{ KN.m}$$

Moment de stabilité :

$$M_s = W \times d/2$$

$$M_s = 629,82 \times 15,25 = 9604,75$$

La stabilité trasversal est pas verifier $M_r < M_s$

II.6 Action de neige

Le présent règlement (règles neige et vent algérien) définit les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute surface située au dessus du sol et soumise a l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures.il s'applique a l'ensemble des constructions en Algérie située a une inferieure a 2000 mètres. Au delà de 2000 mètres le marcher doit préciser les valeurs de charge de neige à prendre en compte

II.6.1Charge de la neige

ZONE A

$$H = 200\text{m}$$

$$S_k = \frac{0,07H \times 15}{100} = \frac{0,07 \times 200 \times 15}{100} = 0,29 \text{ KN/m}^2$$

II.6.2 Charge de la neige sur la toiture

La charge minimale de neige S_k par unité de surface horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante

$$S(\alpha) = \mu(\alpha) \cdot S_k$$

Ou

S_k : charge caractéristique de neige sur le sol en KN/m^2

S : charge de neige sur la toiture en KN/m^2

μ : coefficient de forme . (déterminé en fonction de la forme de la toiture)

II.6.3 calcul du coefficient de forme μ

Charge de neige répartie sans redistribution par le vent :

Versent symétriques

$$0 \leq \alpha = 5,77^\circ < 30^\circ \rightarrow \mu_1(\alpha) = 0,8$$

$$S(\alpha) = 0,8 \times 0,29 \text{ KN/m}^2 = 0,232 \text{ KN/m}^2$$

Par projection horizontale

$$S(\alpha) = 0,232 \times \cos 5,77 = 0,230 \text{ KN/m}^2$$

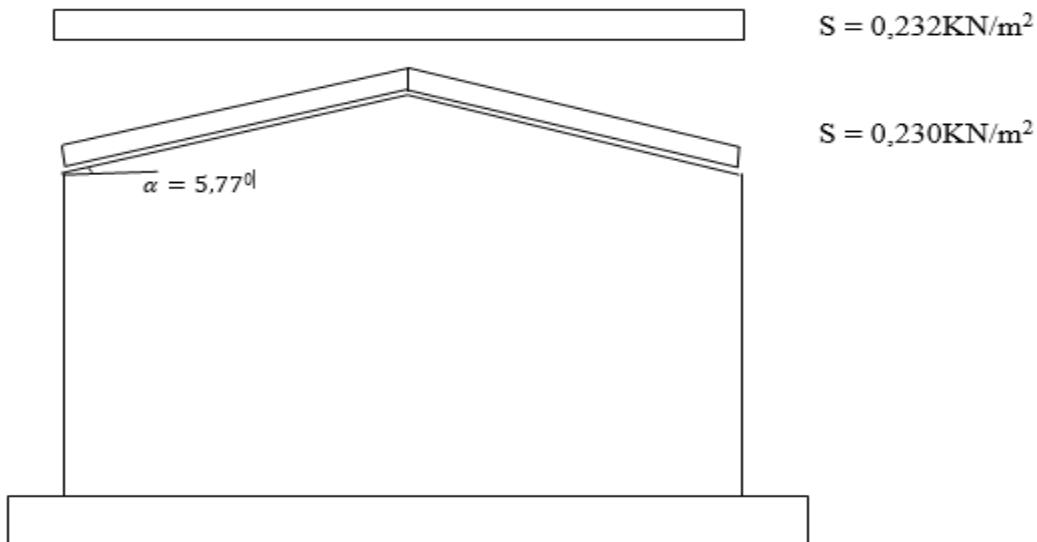


Figure II.16 charge de neige répartie sans redistribution par le vent

II.6.3 Charge de neige répartie avec redistribution par le vent

L'un des versants aura la moitié de sa charge de neige calculée sans redistribution

$$0,5S(\alpha) = 0,5 \times 0,232 = 0,116 \text{ KN/m}^2 \text{ Par projection horizontale}$$

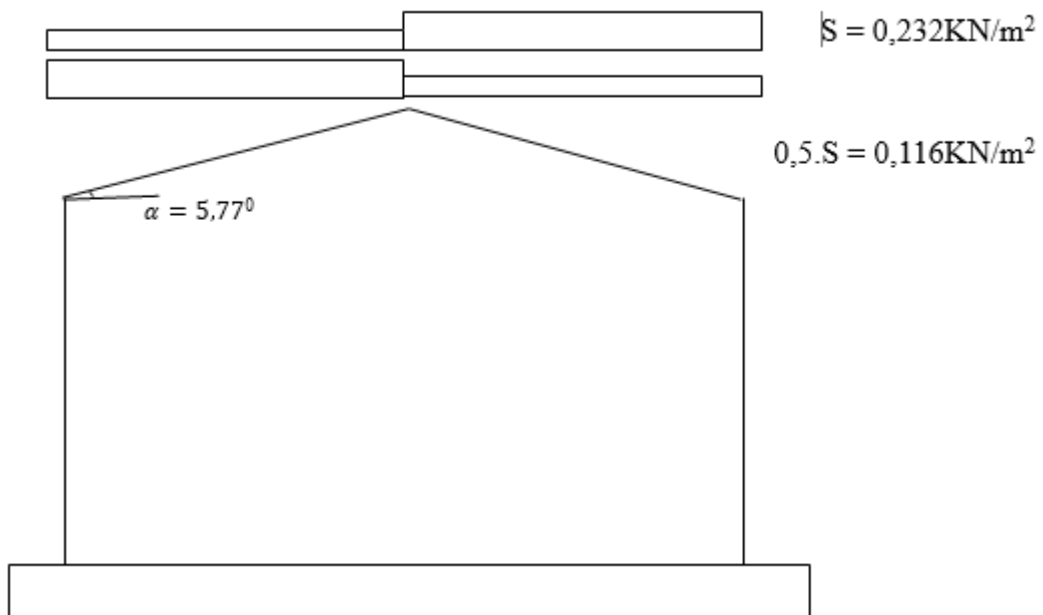


Figure II.17 charge de neige répartie avec redistribution par le vent

CHAPITRE III

Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction

Dans ce chapitre La vérification des éléments de la structure est un processus crucial dans la conception et l'analyse des bâtiments et des ouvrages. Parmi les différents aspects à prendre en compte lors de cette vérification : la flèche, le flambement, le cisaillement, le déversement, et la résistance.

III.2 La panne

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges Et surcharges s'appliquant sur cette dernière à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont Disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous L'effet des charges permanentes, d'exploitations et climatiques. Elles sont réalisées soit en profilés formés à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilés formés à froid en (Z), (U), (Σ) ou en treillis pour les portées supérieures à 6m.

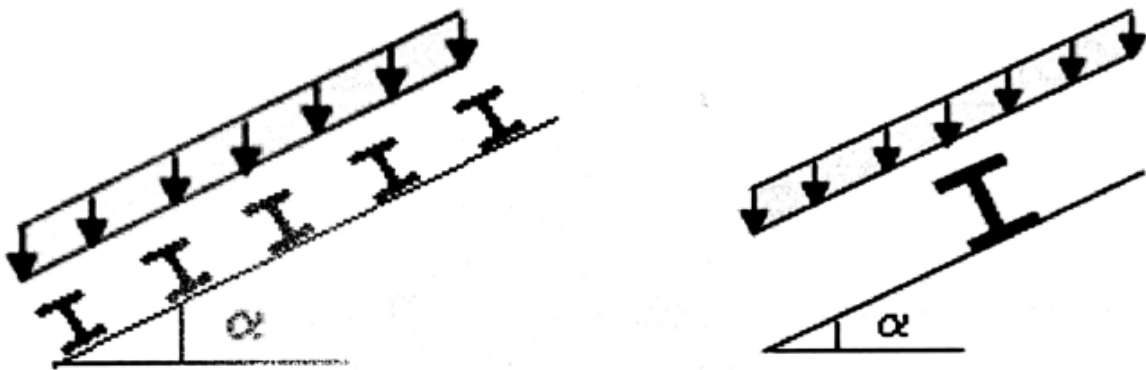


Figure III.1 disposition d'une panne sur un versant

III.2.1 dimensionnement des pannes

- Chaque panne repose sur deux appuis de distance = 6,8m
- La distance entre axe des pannes (espace entre deux pannes) de $d = 1,63\text{m}$ on aura 9 pannes sur chaque versant de toiture
- L'inclinaison de chaque versant es $\alpha = 6,01^\circ$
- Les panne sont en acier S235 voir le tableau ci desous

Tableau III.1 Caractéristique de L'acier (S235)

<i>Nuance d'acier</i>	<i>La limite élastique</i>	<i>La résistance à la traction</i>
Fe =360.MPa	$f_y = 235MPa$	$f_u = 360MPa$
<i>La masse volumique</i>	<i>Module d'élasticité longitudinale</i>	<i>Module d'élasticité transversale</i>
$\rho = 78.50Kg/m^3$	$E = 210000MPa$	$G = 81000MPa$

On choisi le profilé IPE160

Tableau III.2 caractéristique de l'IPE160

G (kg/m)	h(mm)	b(mm)	tw(mm)	tf(mm)	A(mm ²)	d(mm)
15,8	160	82	5,0	7,4	20,1	127,2

III.2.2 evaluation de charge et surcharge

Charge permanentes G

Poids propre de la panne et de la couverture

Longeur de la panne 6,8m

Entre axe des panne 1,63m

Angle d'inclinaison $6,01^\circ$

Poids propre de la panne (IPE160) 15,8kg/ml

Accessoires de pose : $5,0kg/m^2$

Poids de la TN40 $12 kg/m^2$

$$G = 17 \times 1,63 + 15,8 = 43,51kg/ml$$

III.2.3 Entretien

Eurocode 1 précomise une charge d'entretien

$$E = 60 daN / m^2 = 60 \times 1,63 = 97,8 daN/ml$$

III.2.4 surcharge climatique**Surcharge de neige (N)**

Par projection horizontale : N

Suivant rampant $N \cos \alpha$

$$N = 23,2 \cos (6,01) \times 1,63 = 37,60 \text{ daN/ml}$$

Surcharge du vent

Perpendiculaire au versant V

Les panne les plus sollicitées se trouvent dans la zone F de la toiture

$$V_F = -134,52 \text{ daN/m}^2$$

$$V = -134,52 \times 1,63 = - 219,26 \text{ daN/m}^2$$

III.2.5 combinaison de charge les plus défavorables**Action vers le bas : (neige et entretien)**

$$Q_{sd1} = 1,35G + 1,5N$$

$$Q_{sd1} = 1,35 \times 43,51 + 1,5 \times 37,60$$

$$Q_{sd1} = 115,13 \text{ daN / ml}$$

$$Q_{sd2} = 1,35G + 1,5E$$

$$Q_{sd2} = 1,35 \times 43,51 + 1,5 \times 97,8$$

$$Q_{sd2} = 205,43 \text{ daN / ml}$$

On prend Q_{sd2} comme combinaison la plus défavorable

Action vers le haut

$$Q_{zsd} = G \cos \alpha - 1,5V = 43,51 \cos 6,01 - 1,5 \times 219,26$$

$$Q_{zsd} = -285,61 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ysd} = 1,35G \sin \alpha = 1,35 \times 43,51 \sin 6,01 = 6,15 \text{ daN/ml}$$

Projection des action

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \times \cos \alpha = 205,43 \times \cos 6,01 = 204,3 \text{ daN/ml} \downarrow$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 205,43 \times \sin 6,01 = 21,50 \text{ daN/ml}$$

III.2.6 Verification de la résistance

$$M_{ysd} = \frac{Qzsd \times l^2}{8} = \frac{204,3 \times 6,8^2}{8} = 1180,85 \text{ daN.m (deux appuis)}$$

$$M_{zsd} = \frac{Qysd \times (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{21,50 \times 3,4^2}{8} = 31,06 \text{ daN.m (trois appuis)}$$

$$M_{plyrd} = \frac{Wply \cdot fy}{\gamma M0} = \frac{124 \times 2340 \times 10^{-2}}{1,1} = 2649,09 \text{ daN.m}$$

$$M_{plzrd} = \frac{Wplz \cdot fy}{\gamma M0} = \frac{26,1 \times 2340 \times 10^{-2}}{1,1} = 557,59 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{plyrd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plzrd}} \right)^\beta = \left(\frac{1180,85}{2649,09} \right)^2 + \left(\frac{31,06}{557,59} \right)^1 = 0,25 < 1$$

Condition vérifiée**Vérification au cisaillement**

$$V_{plzrd} = \frac{Avz \cdot fy}{\gamma M0 \cdot \sqrt{3}} = \frac{9,66 \cdot 2350}{1,1 \cdot \sqrt{3}} = 11914,93 \text{ daN}$$

$$A_{vy} = A - Avz = 20,1 - 9,66 = 10,44 \text{ cm}^2$$

$$V_{plyrd} = \frac{A_{vy} \cdot fy}{\gamma M0 \cdot \sqrt{3}} = \frac{10,44 \cdot 2350}{1,1 \cdot \sqrt{3}} = 128770 \text{ daN}$$

$$V_{zsd} = \frac{Qzsd \times l}{2} = \frac{204,3 \times 6,8}{2} = 694,62 \text{ daN} < 0,5 V_{plzrd}$$

$$V_{ysd} = 0,625 Q_{ysd} \left(\frac{l}{2} \right) = 45,68 \text{ daN} < V_{plyrd}$$

Condition vérifiée**Vérification au diversement**

$$Q_{zsd} = 285,61 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ysd} = 6,15 \text{ daN / ml}$$

$$M_{ysd} = \frac{Q_{zsd} \times l^2}{8} = \frac{285,61 \times 6,8^2}{8} = 1650,82 \text{ daN.ml}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{ysd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{6,15 \times 3,4^2}{8} = 8,88 \text{ daN.ml}$$

III.2.6.1 Calcul d'élancement réduit

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ply} \cdot fy}{M_{cr}}}$$

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

$$M_{cr} = 1,132 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \times 10^4 \cdot 68,3}{340^2} \sqrt{\frac{3960}{68,3} + \frac{340^2 \cdot 8 \times 10^3 \cdot 3,6}{\pi^2 \cdot 2,1 \times 10^4 \cdot 68,3}}$$

$$M_{cr} = 2372,03 \text{ Kn.cm} = 23,72 \text{ Kn.m}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{124 \cdot 23,5}{2372,03}} = 1,06$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left\{ 1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{H/t_f} \right)^2 \right\}^{0,25}} = \frac{340/1,84}{1,132^{0,5} \left\{ 1 + \frac{1}{20} \left(\frac{340}{16/0,74} \right)^2 \right\}^{0,25}} = 118,25$$

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

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{118,25}{93,9} = 1,259 \text{ (plus cocervative)}$$

$$\text{Section laminée } h/b = 16/8,2 = 1,95 < 2$$

Courbe de flambement a

$$\chi_{LT} = 0,499$$

$$M_{brd} = \chi_{LT} \times M_{plyrd} = 0,499 \times 2649,09 = 1326,88 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{ysd}}{M_{brd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{plzrd}} = \frac{1650,82}{1326,88} + \frac{8,88}{557,59} = 1,26 > 1$$

La conditon n'est pas vérfiée

On redimensionne la panne on prend IPE180

Tableau III.3 caractéristique de l'IPE180

G (kg/m)	h(mm)	b(mm)	tw(mm)	tf(mm)	A(mm ²)	d(mm)
18,8	180	91	5,3	8,0	23,9	146,0

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

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

$$M_{cr} = 1,132 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \times 10^4 \cdot 101}{340^2} \sqrt{\frac{7430}{101} + \frac{340^2 \cdot 8 \times 10^3 \cdot 4,79}{\pi^2 \cdot 2,1 \times 10^4 \cdot 101}}$$

$$M_{cr} = 3459,47 \text{ Kn cm} = 345,947 \text{ Kn.m}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{166 \times 23,5}{3459,47}} = 1,061$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{C1^{0,5} \left\{ 1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/iz}{H/1f} \right)^2 \right\}^{0,25}} = \frac{340/2,05}{1,132^{0,5} \left\{ 1 + \frac{1}{20} \left(\frac{340/2,05}{18/0,8} \right)^2 \right\}^{0,25}} = 112,26$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{112,26}{93,9} = 1,195 \text{ (plus conservative)}$$

Section laminée h/b = 18/9,1 = 1,97 < 2

→ courbe de flambement a

$$\chi_{LT} = 0,536$$

$$M_{brd} = \chi_{LT} \times M_{plyrd}$$

$$M_{plyrd} = \frac{Wply \cdot fy}{\gamma M0} = \frac{166 \times 2340 \times 10^{-2}}{1,1} = 3946,36 \text{ daN.m}$$

$$M_{plzrd} = \frac{Wplz \cdot fy}{\gamma M0} = \frac{34,6 \times 2340 \times 10^{-2}}{1,1} = 739,18 \text{ daN.m}$$

$$M_{brd} = 2115,24 \text{ daN.m}$$

$$\frac{Mysd}{Mbrd} + \frac{Mzsd}{Mplzrd} = \frac{1650,82}{2115,24} + \frac{8,88}{739,18} = 0,79 < 1$$

Le profilé IPE180 est vérifiée au déversement

Verification a l'ELS

Vérification a la flèche

$$Qsd_1 = G + N = 43,51 + 36,6 = 80,11 \text{ daN/ml}$$

$$Qsd_2 = G - V = 43,51 - 219,26 = -175,75 \text{ daN/ml}$$

$$Qzsd = Qsd \cdot \cos\alpha = -175,75 \cos 6,01 = -174,78 \text{ daN/ml}$$

$$Qysd = Qsd \cdot \sin\alpha = -18,40 \text{ daN/ml}$$

$$fz = \frac{5}{384} \frac{Qzsd \times l^4}{EIy} = \frac{5}{384} \frac{174,78 \cdot 10^{-2} \times 680^4}{2,1 \times 10^6 \times 1317} = 1,75 \text{ cm}$$

$$fad = \frac{680}{200} = 3,4 \text{ cm} \quad fz < fad \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

$$fy = \frac{2,05}{384} \frac{Qysd \times \left(\frac{l}{2}\right)^4}{EIy} = 0,061 < fadm = \frac{L/2}{200} = 1,7 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

III.2.7 Conclusion

Le profilé laminé choisi (IPE180) est vérifiée aux états limites ultimes et de services donc vérifiée de la sécurité et convient comme panne de toiture

III.3 Les liernes

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

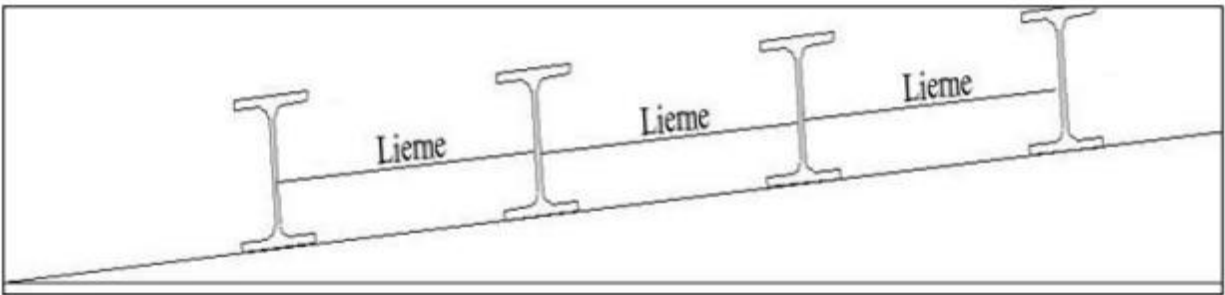


Figure III.2 Coupe transversale des liernes

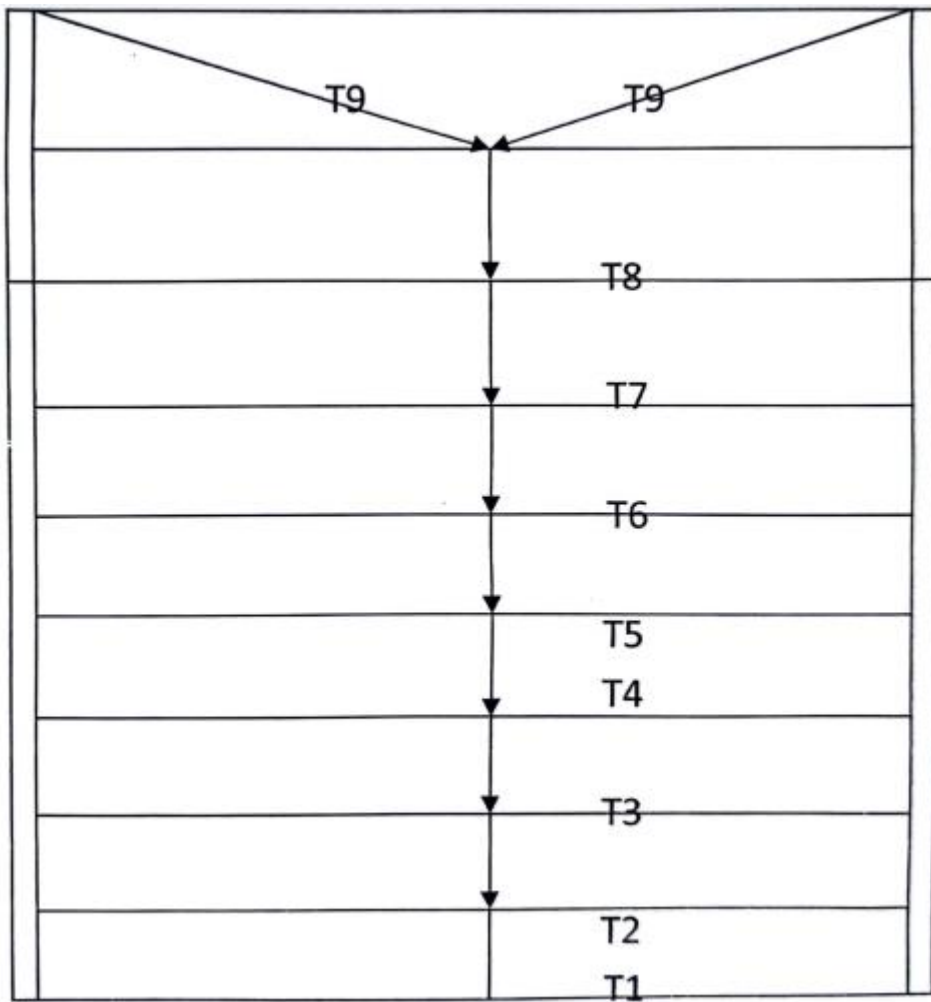


Figure III.3 efforts de traction dans les liernes

III.3.1 Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes**Réaction aux niveau des liernes**

$$Q_{sd} = 1,35G + 1,5E$$

$$Q_{sd} = 1,35 \times 43,51 + 1,5 \times 97,8$$

$$Q_{sd} = 205,43 \text{ daN / ml}$$

$$Q_{ysd} = 205,43 \sin \alpha = 205,43 \sin 6,01 = 21,50 \text{ daN/ml}$$

$$R = 1,25 Q_{ysd} \times \frac{L}{2} = 1,25 \times 21,50 \times \frac{L}{2} = 91,375 \text{ daN/ml}$$

III.3.2 évaluation des efforts dans les liernes

Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière

$$T1 = \frac{R}{2} = \frac{91,375}{2} = 45,68$$

$$T2 = R + T1 = 91,375 + 45,68 = 137,055$$

$$T3 = R + T2 = 91,375 + 137,055 = 228,43$$

$$T4 = R + T3 = 91,375 + 228,43 = 319,805$$

$$T5 = R + T4 = 91,375 + 319,805 = 411,18$$

$$T6 = R + T5 = 91,375 + 411,18 = 502,55$$

$$T7 = R + T6 = 91,375 + 502,55 = 593,93$$

$$T8 = R + T7 = 91,375 + 593,93 = 685,305$$

Effort tranchant de la lierne L9

$$\theta = \arctg(1/3,4) = \arctg(1,63/3,4) = 25,61^\circ$$

$$T9 = \frac{T8}{2 \sin \theta} = \frac{685,305}{2 \sin 25,61^\circ} = 792,73$$

III.3.3 Dimensionnement des liernes

Le tronçon le plus sollicité si celui qui a l'effort max $N_{sd} = 792,73$ La condition de résistance plastique de la section brute impose que

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

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \text{résistance plastique de la section brute}$$

$$N_{sd} = T9 \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{792,73 \times 1,1}{2350} = 0,37 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0,37 \text{ cm}^2$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,37}{\pi}} = 0,68 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre $\phi = 0,63 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$

Pour des raisons de sécurité et pratique . on opte une barre de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$

III.4 dimensionnement des échantignolles

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux travers. Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent)

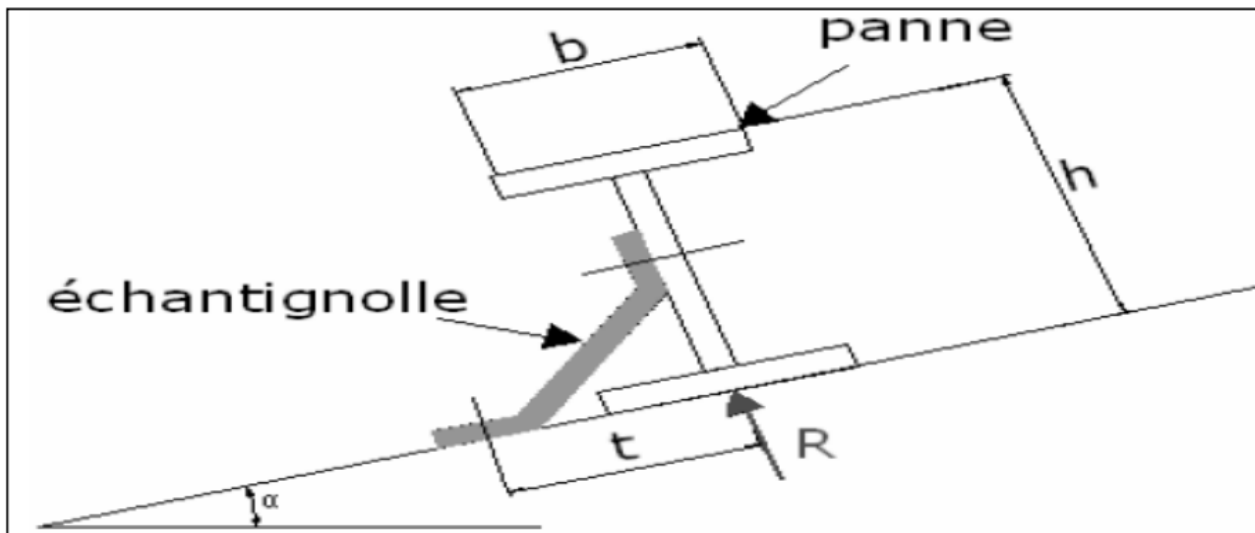


Figure III.4 : Disposition d'un échantignolle sur une panne

III.4.1 Calcul des charges revnant a l'échantignolle

Effort de soulèvement

$$Q_{zsd} = G \cos \alpha - 1,5V = 43,51 \cos 6,01 - 1,5 \times 219,26$$

$$Q_{zsd} = 285,61 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ysd} = 1,35G \sin \alpha = 1,35 \times 43,51 \sin 6,01 = 6,15 \text{ daN/ml}$$

L'excentrement (e) est limité par la condition suivant

$$2(b/2) \leq e \leq 3(b/2)$$

Pour l'IPE180 $b = 9,1 \text{ cm}$

$$9,1 \text{ cm} \leq e \leq 13,65 \text{ cm}$$

Soit $e = 10 \text{ cm}$

Echantignolle de rive

$$R_z = Q_{zsd} \times \frac{l}{2} = 285,61 \times \frac{6,8}{2} = 971,074 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{ysd} \times \frac{l}{2} = 6,15 \times \frac{6,8}{2} = 20,91 \text{ daN}$$

Echantignolle intermédiaire

$$R_z = 2 \times 971,074 = 1834,34 \text{ daN}$$

$$R_y = 20,91 \times 2 = 41,82 \text{ daN}$$

III.4.2 Calcul du moment de renversement

$$M_r = R_z \times e + R_y \times \frac{h}{2} = 1834,34 \times 10 + 41,82 \times 9 = 18719,78 \text{ daN.cm}$$

III.4.3 Dimensionnement de l'échantignolle

Généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid ainsi la classe de sa section est au moins une classe 03

Selon l'eurcode 03 la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante

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

$$M_{el.rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma M_0} \rightarrow \text{moment de la résistance élastique de la section}$$

$$M_{sd} = M_r \rightarrow \text{moment sollicitant}$$

III.4.4 calcul de l'épaisseur de l'échantignolle

$$W_{el} \geq \frac{M_r \cdot \gamma M_0}{f_y}$$

$$W_{el} \geq \frac{18719,78 \times 1,1}{2350} = 8,76 \text{ cm}^2$$

La largeur de l'échantignolle est prise en fonction de la largeur de la semelle de la panne qui est la traverse du partique sur la quelle va être soudée l'échantignolle

III.5 Calcul des lisse de bardage

Les lisse de bardage sont constituées de poutrelles ou de profils mince pliés , disposé horizontalement sur les poteaux ou éventuellement sur les potelets intermédiaires .l'entre axe des lisses sont déterminées par la portée admissible des bacs de bardage . Elles sont généralement sollicitées par leur poids propre , le poids du bardage qu'elles supportent ainsi que l'action du vent qui leurs est transmis par ce dernier

III.5.1 hypothèse de calcul

Chaque lisse repose sur deux appuis

$$L = 6,8\text{m sur long pan et } L = 5,85\text{m sur pignon}$$

$$\text{Espacement à l'écartement des lisse } d = 1,5\text{m}$$

On dispose de 7 lignes de lisse de chaque paroi les lisse sont en acier S235

III.5.2 vérification de la lisse sur long pan

Détermination de ma section de la lisse

Les charge variables

Le vent :

$$V = -90,86 \times 1,5 = -136,29 \text{ daN/ml}$$

Les cahrges permanentes

Bardages12kg/m²

Accessoires de pose5kg/m²

Isolation5kg/m²

Poids propre de la lisse(IPE140)..... 12,9 kg/ml

On choisi l’IPE140

Tableau III.4 caractéristique de l’IPE140

G (kg/m)	h(mm)	b(mm)	tw(mm)	tf(mm)	A(mm ²)	d(mm)
12,9	140	73	4,7	6,9	16,4	112,2

$$G = (12 + 5 + 5) \times 1,5 + 12,9 = 45,9 \text{ kg/ml}$$

$$Q_{ysd} = 1,35G = 61,96 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{zsd} = 1,5V = 204,43 \text{ daN/ ml}$$

$$M_{ysd} = \frac{Q_{zsd} \times l^2}{8} = \frac{204,43 \times 6,80^2}{8} = 1181,60 \text{ daN.ml}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{ysd} \times (l/2)^2}{8} = 89,53 \text{ daN.ml}$$

III.5.3 Vérification à L’ELU

Vérification à la flexion

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{plyrd}} \right) \alpha + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plzrd}} \right) \beta \leq 1$$

Section I ; H et U $\alpha = 2 \quad \beta = 1$

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88,3 \times 2340 \times 10^{-2}}{1,1} = 1886,41 \text{ daN.m}$$

$$M_{plzrd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{19,3 \times 2340 \times 10^{-2}}{1,1} = 412,32 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{1181,60}{1886,41} \right)^2 + \left(\frac{89,53}{412,32} \right)^1 = 0,60 < 1 \dots\dots\dots \text{verfiée}$$

III.5.4 verification au cisaillement

$$V_{zsd} = \frac{Q_{zsd} \times l}{2} = \frac{204,43 \times 6,8}{2} = 695,06 \text{ daN}$$

$$V_{ysd} = 0,625 Q_{ysd} \left(\frac{l}{2} \right) = 131,66 \text{ daN}$$

$$V_{plzrd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma M_0 \cdot \sqrt{3}} = \frac{7,64 \cdot 2350}{1,1 \cdot \sqrt{3}} = 9423,41 \text{ daN}$$

$$V_{plyrd} = \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\gamma M_0 \cdot \sqrt{3}} = \frac{8,76 \cdot 2350}{1,1 \cdot \sqrt{3}} = 10804,85 \text{ daN}$$

$$V_{zsd} = 695,06 \text{ daN} < V_{plzrd} = 9423,41 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{verfiée}$$

$$V_{ysd} = 131,66 \text{ daN} < V_{plyrd} = 10804,85 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{verfiée}$$

III.5.5 Verification aux diversement

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

Longeur de la panne = 6,8m

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :

Profilés laminés courbe de flambement a

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{C_1^{0,5} \left\{ 1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/iz}{H/t_f} \right)^2 \right\}^{0,25}} = \frac{340/1,65}{1,132^{0,5} \left\{ 1 + \frac{1}{20} \left(\frac{340/1,65}{12/6,9} \right)^2 \right\}^{0,25}} = 37,61$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{37,61}{93,9} = 0,4 \text{ (plus conservative)}$$

Profilés laminés courbe de flambement a

$$\chi_{LT} = 0,953$$

$$M_{brd} = \chi_{LT} \times M_{plyrd} = 1797,74 \text{ daN . m}$$

$$\frac{M_{ysd}}{M_{brd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{plzrd}} = \frac{1181,60}{1797,74} + \frac{89,53}{412,32} = 0,87 < 1$$

La section IPE140 est verfiée au diversement

III.5.6 verification a l'ELS

III.5.6.1 Verification a la flèche (flèche vertical)

$$f_y = \frac{2,05}{384} \frac{Q_{ysd} \times (\frac{l}{2})^4}{EI_z} = 1,02\text{cm} < f_{adm} = \frac{L/2}{200} = 1,7 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{verifiée}$$

(Flèche horizontal)

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{V \times l^4}{EI_y} \qquad f_{adm} = \frac{680}{200} = 3,4\text{cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{136,29 \times 10^{-2} \times 680^4}{EI_y} = 0,65 \text{ cm} < f_{adm} \dots\dots\dots\text{verifié}$$

III.5.7 Conclusion

La section IPE140 est vérifiée comme lisse de bardage sur le long pan

III.5.8 Vérification de la lisse sur pingon

Les charge variables

Le vent :

$$V = 69,69 \times 1,5 = 104,535 \text{ daN/ml}$$

Les cahrges permanentes

Bardages12kg/m²

Accessoires de pose5kg/m²

Isolation5kg/m²

Poids propre de la lisse(IPE140)..... 12,9 kg/ml

$$G = (12 + 5 + 5) \times 1,5 + 12,9 = 45,9 \text{ kg/ml}$$

$$Q_{ysd} = 1,35G = 61,96 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{zsd} = 1,5V = 156,8 \text{ daN/ ml}$$

$$M_{ysd} = \frac{Q_{zsd} \times l^2}{8} = \frac{156,8 \times 5,^2}{8} = 682,276 \text{ daN.ml}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{ysd} \times (l/2)^2}{8} = 67,4 \text{ daN.ml}$$

III.5.8.1 Vérification à L'ELU

Vérification à la flexion

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{plyrd}} \right) \alpha + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plzrd}} \right) \beta \leq 1$$

Section I ; H et U $\alpha = 2 \quad \beta = 1$

$$M_{plyrd} = \frac{Wply \cdot fy}{\gamma M0} = \frac{88,3 \times 2340 \times 10^{-2}}{1,1} = 1886,41 \text{ daN.m}$$

$$M_{plzrd} = \frac{Wplz \cdot fy}{\gamma M0} = \frac{19,3 \times 2340 \times 10^{-2}}{1,1} = 412,32 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{682,276}{1886,41}\right)^2 + \left(\frac{67,4}{412,32}\right)^2 = 0,29 < 1 \dots\dots\dots\text{verfiée}$$

III.5.8.2 verification au cisaillement

$$V_{zsd} = \frac{Qzsd \times l}{2} = \frac{156,8 \cdot 5,9}{2} = 462,56 \text{ daN}$$

$$V_{ysd} = 0,625 Q_{ysd} \left(\frac{l}{2}\right) = 124,26 \text{ daN}$$

$$V_{plzrd} = \frac{Avz \cdot fy}{\gamma M0 \cdot \sqrt{3}} = \frac{7,64 \cdot 2350}{1,1 \cdot \sqrt{3}} = 9423,41 \text{ daN}$$

$$V_{plyrd} = \frac{Avy \cdot fy}{\gamma M0 \cdot \sqrt{3}} = \frac{8,76 \cdot 2350}{1,1 \cdot \sqrt{3}} = 10804,85 \text{ daN}$$

$$V_{zsd} = 462,56 \text{ daN} < V_{plzrd} = 9423,41 \text{ daN} \dots\dots\dots\text{verfiée}$$

$$V_{ysd} = 124,26 \text{ daN} < V_{plyrd} = 10804,85 \text{ daN} \dots\dots\dots\text{verfiée}$$

III.5.8.3 Verification aux diversement

Il n'ya pas de risuqye de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est soutenue latéralement sur toute sa longueur (sous l'action du vent pression)

III.5.8.4 verification a l'ELS

III.5.8.4.1 Verification a la flèche (flèche vertical)

$$fy = \frac{2,05}{384} \frac{Qysd \times \left(\frac{l}{2}\right)^4}{EIz} = 0,058 \text{ cm} < fadm = \frac{L/2}{200} = 1,475 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{verfiée}$$

(Flèche horizontal)

$$fz = \frac{5}{384} \frac{V \times l^4}{EIy} \qquad fadm = \frac{590}{200} = 2,95 \text{ cm}$$

$$fz = \frac{5}{384} \frac{156,8 \times 10^{-2} \times 590^4}{EIy} = 0,42 \text{ cm} < fadm \dots\dots\dots\text{verifié}$$

III.6 vérification des potelet

Les potelets sont des élément de profilé en I ou H prévus sur le pingon pour réduire la porté entre les poteaux et diminuer la porté supportant le bardage isolants . ils sont sollicités en flexion composée :

Une flexion sous action du vent sur la paroi pignon

Une compression sous l'action des charges permanentes dues au poids propre des lisse de bardage et celui du potlet meme

Chaque pignon possédés de 4 potelets 2 de longueur 11,08m et 2 autre de longueur 11,69
 L'entraxe des potelets max 5,9m

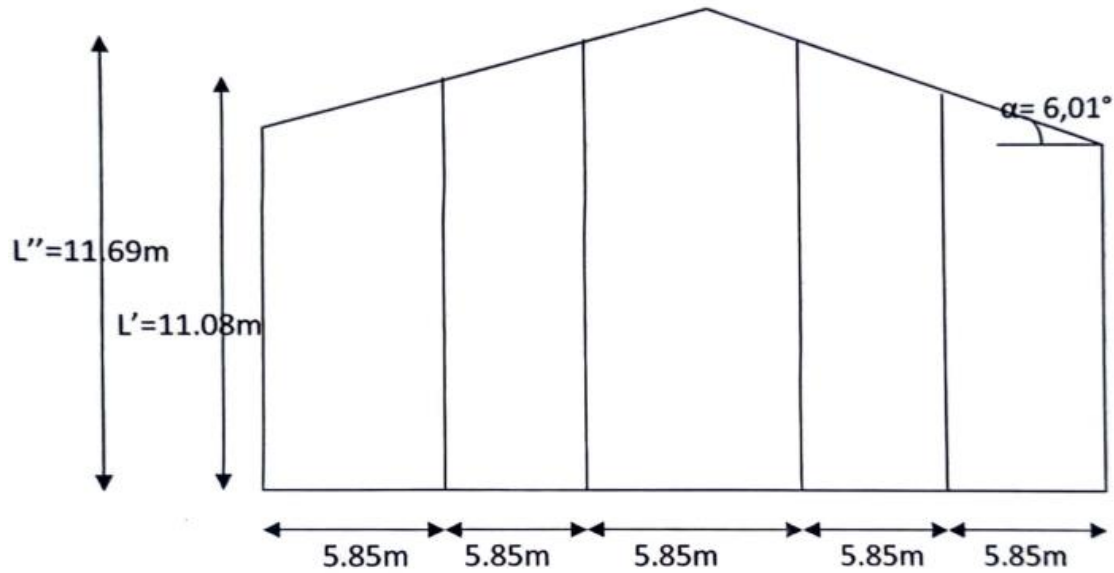


Figure III.5 Disposition des potelets

III.6.1 Détermination de sollicitation

Détermination de la section du potelet

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon :

$$V = 69,69 \times 5,9 = 411,171 \text{ da N/ml}$$

Les potelet étant articulé en tête et en pied la flèche max est :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{Q_{ysd} \times (l)^4}{EI_y} \leq \frac{l}{200} \rightarrow I_y = \frac{5 \times 200 \times V \times l^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 200 \times 411,171 \times 11,59^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 8041,37 \text{ cm}^4$$

$I_y \geq 8041,37 \text{ cm}^4 \rightarrow$ le profilé correspondant est l'IPE300 avec : $I_y = 8356 \text{ cm}^4$

Les charges permanentes

Bardages12kg/m²

Poids propre de la lisse IPE140.....12,9kg/ml

Accessoire de pose5kg / m²

Isolants 5kg / m²

Poids propre du potelet

Longueur de la lisse5,85m

Surface tributaire (potelet le plus sollicité) = $5,875 \times 11,69$

$$G = (12,9 \times 5,9 \times 7) + (12+5+5) \times 5,875 \times 11,69 = 2043,7 \text{ daN}$$

Tableau III.5 caractéristique de l’IPE300

G (kg/m)	h(mm)	b(mm)	tw(mm)	tf(mm)	A(mm ²)	d(mm)
42,2	300	150	7,1	10,7	53,8	248,6

III.6.2Vérification à l’ELU

Incident de l’Effort normal

Si $N_{sd} \leq \min (0,25N_{plrd}, 0,5A_w f_y / \gamma M_0)$

$$N_{sd} = 1,35G = 2758,9 \text{ daN}$$

$$N_{plyrd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{53,8 \cdot 2350}{1,1} = 114936 \text{ daN}$$

$$0,25N_{plrd} = 28734,09 \text{ daN}$$

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

$$\frac{0,5A_w \cdot f_y}{\gamma M_0} = 23179,55 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2758,9 \leq \min (28734,09 ; 23179,55) = 23179,55 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

IL n’ya pas de reduction du moment de résistance plastique

Classe de la section

Classe de la semelle (semelle comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(150 - 7,1 - 30)/2}{10,7} = 5,2 \leq 9\varepsilon \rightarrow \text{classe 1}$$

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

Classe de l’âme

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{24,86}{0,71} = 35,01 \leq 72 \varepsilon$$

Pour les section de classe 1 Section de calsse 1

$$M_{cy rd} = M_{plyrd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma M_0} = 13416,36 \text{ daN.m}$$

$$Q_{zsd} = 1,5V = 616,75 \text{ daN/ml}$$

$$M_{ysd} = \frac{Qzsd l^2}{8} = 10535,33 \dots\dots\dots M_{ysd} < M_{plyrd}$$

III.6.3 Verification aux instableés

Deversement

$$Qzsd = 1,5 \times 411,171 = 616,75 \text{ daN/ml}$$

$$M_{ysd} = \frac{616,75 \times 11,69^2}{8} = 10535,33 \text{ daN/ml}$$

$$M_{plyrd} = 114936 \text{ daN.m}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{lz/iz}{C1^{0,5} \{ 1 + \frac{1}{20} (\frac{lz/Iz}{H/tf})^2 \}^{0,25}} = 40.84$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{40,84}{93,9} = 0,43 > 0,4 \text{ il ya un risque de deversement}$$

Section laminé courbe a

$$\chi_{LT} = 0,945 \text{ d'apres le tableau}$$

$$\frac{Mysd}{Mbrd} = \frac{10535,33}{0,945 \times 114936} = 0,09 < 1 \dots\dots\dots \text{verifiée}$$

Flambement suivant y-y

$$\frac{Nsd}{Nbyrd} + k_{yy} \frac{Mysd}{Mplyrd}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1169}{15,5} = 93,52$$

$$\lambda_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_l} = \frac{93,52}{93,9} = 0,99$$

h/b = 2 > 1,2 axe de flambement y-y → courb a

d'apres le tableau $\chi_y = 0,673$

Suivant zz

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{150}{3,35} = 44,78$$

$$\lambda_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_l} = \frac{44,78}{93,9} = 0,47$$

h/b = 2 > 1,2 courbe b axe de falmbement z-z

$$\chi_z = 0,897$$

$$N_{plrd} = 114936 \text{ daN}$$

$$M_{ysd} = 13416,36 \text{ daN}$$

$$N_{byrd} = \chi_y N_{plrd} = 77351,92 \text{ daN}$$

$$N_{bzrd} = \chi_z N_{plrd} = 103097,59 \text{ daN}$$

$$K_{yy} = \min (0,957 ; 0,977)$$

$$K_{zy} = \max (0,998 ; 0,996)$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{byrd}} + k_{yy} \frac{M_{ysd}}{M_{plyrd}} = \frac{2758,9}{77351,92} + 0,957 \frac{10535,33}{13416,36} = 0,78 < 1 \text{verifiée}$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{bzrd}} + k_{zy} \frac{M_{ysd}}{M_{plyrd}} = \frac{2758,9}{103097,59} + 0,998 \frac{10535,33}{13416,36} = 0,81 < 1 \text{ verifiée}$$

III.6.4 conclusion

Le IPE300 est vérifiée et convient comme potelet

CHAPITRE IV

Etude des éléments structuraux

IV.1 introduction

Les portiques constitués de poteaux et de traverses sont généralement les plus utilisés de nos jours pour des raisons de simplicité en comparaison avec les portiques (poteaux-fermes). Leur utilisation est par contre limitée à cause de leur portée. Pour les portiques de longues portées, il est préférable pour des raisons économiques d'opter pour des poutres à treillis (fermes) les profilés laminés en I ou en H sont les plus utilisés comme poteau de charpente métallique. Les traverses sont généralement constituées de profilés laminés en I.

Les portiques en général peuvent avoir une portée de 15 à 60 m, toutefois les portées comprises entre 20 et 30 m sont généralement les plus économiques.

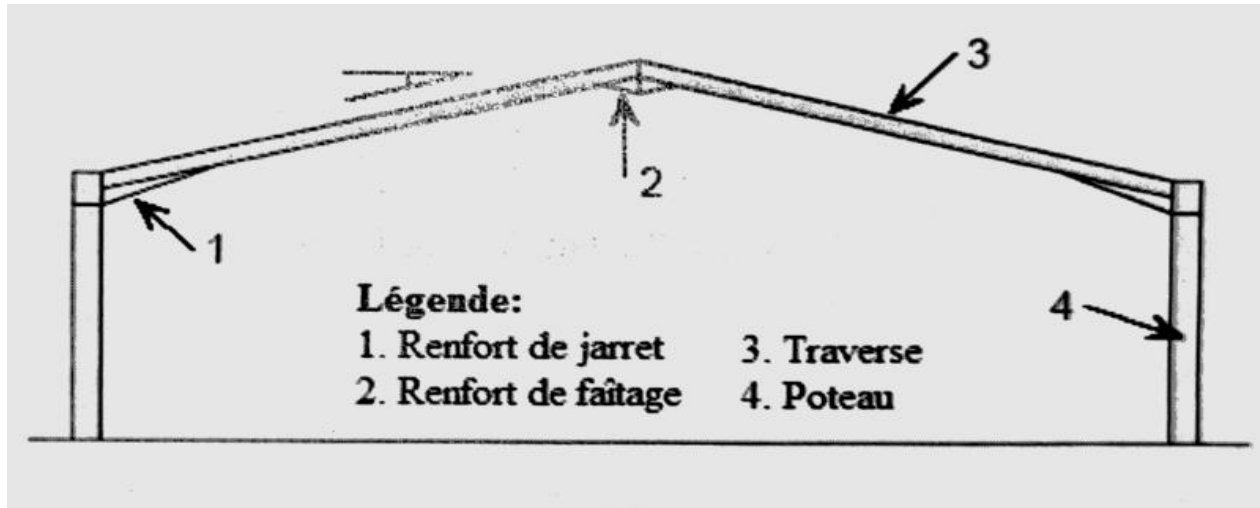


Figure IV.1 portique traverse

IV.2 Effort sollicitant le portique

Pour les bâtiments à un seul niveau, les principales charges, outre le poids de la structure, sont la neige et le vent, bien que certains cas l'effort sismique est envisageable.

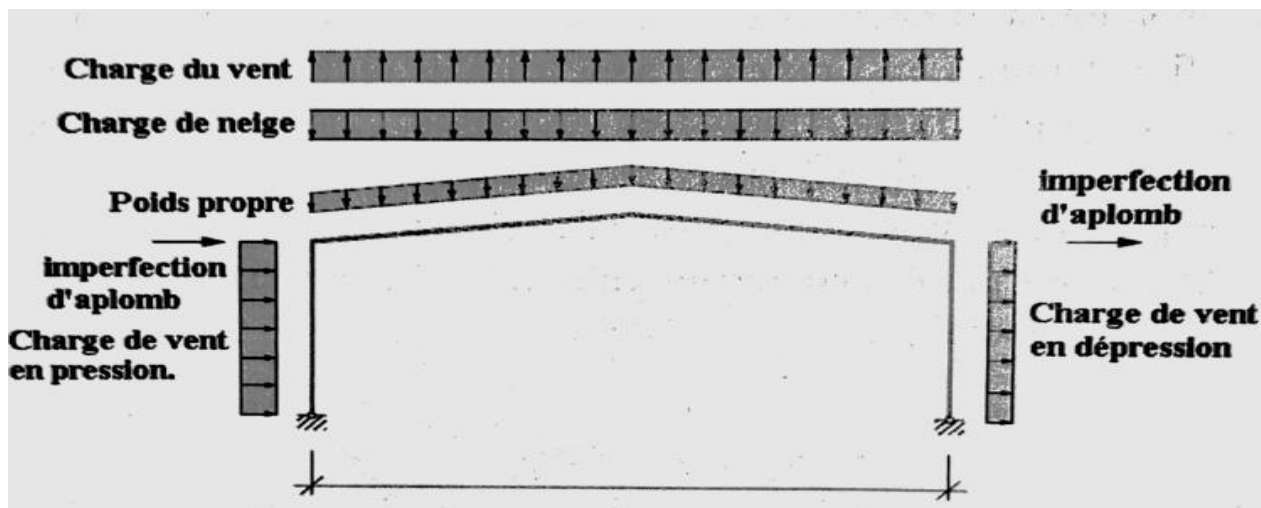


Figure IV.2 Effort sollicitant les portique

IV.2.1 charges permanentes

Couverture et accessoires de pose17kg/m²

Pannes (IPE180)18,8/1,63 = 11,53kg/m²

Traverse (estimée)..... 12 kg/m²

Entre axe des portives 6,8m

$G = 40,63 \times 6,8 = 275,60 \text{ daN/ml}$

IV.2.2 Effet de neige

$N = 23 \text{ daN/m}^2$ (par projection horizontal)

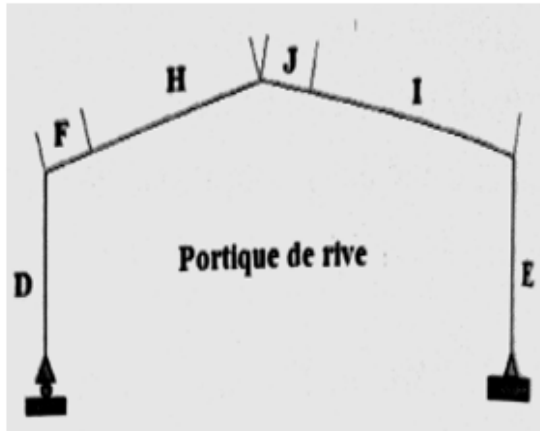
$N = 23 \times 6,8 = 156,4 \text{ daN/ml}$

IV.3 Etude au vent

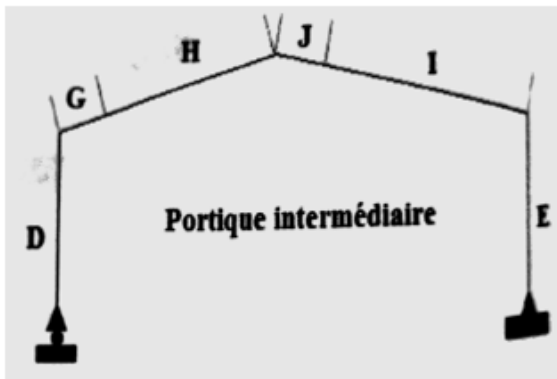
Résultats du vent : (voir le tableau CH.II)

Tableau IV.1 pression aérodynamique du vent avec pression intérieure

(Direction du vent $\theta = 0^0$) avec pression intérieure de +0,33							
Parois verticales				Versants de toiture			
ZONE	Cpe	Cpi	W(z) (daN/m ²)	Zone	Cpe	Cpi	W(z) (daN/m ²)
D	+0,8	+0,33	+32,11	F	-1,64	+0,33	-134,52
					+0,015		-21,52
A	-1,0	+0,33	-90,86	G	-1,17	+0,33	-102,48
					+0,015		-21,52
B	-0,8	+0,33	-77,2	H	-0,58	+0,33	-62,17
					+0,015		-21,52
C	-0,5	+0,33	-56,7	I	-0,58	+0,33	-62,17
					0		-22,54
E	-0,3	+0,33	-43,04	J	-0,63	+0,33	-65,58
					+0,215		-7,85



Parois verticales		
ZONE	W(z)(daN/m ²)	W(z)(daN/ml)
D	32,11	218,34
E	-43,04	-292,672



ZONE	W(z)(daN/m ²)	W(z)(daN/ml)
F	-134,52	-914,73
G	-102,48	-696,86
H	-62,17	-422,75
I	-62,17	-422,756
J	-65,58	-445,944

L'entre axe du portique est de 6,8m

Convention de signe

(+) pression : action vers la paroi

(-) dépression : action du vent hors de la proi

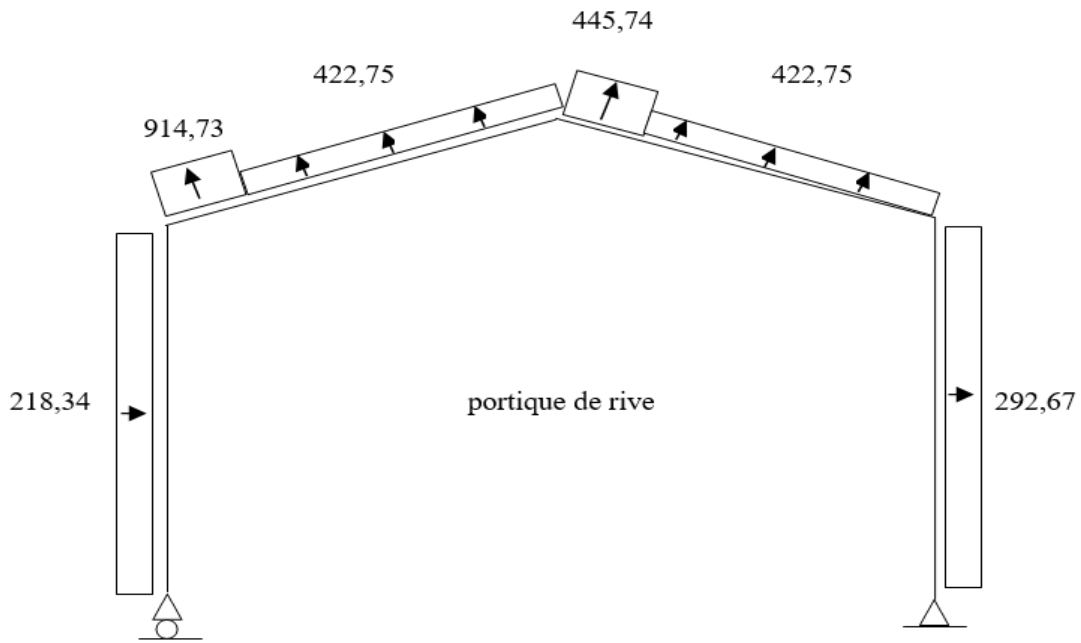


Figure IV.3 pression statique du vent sur le portique de rive

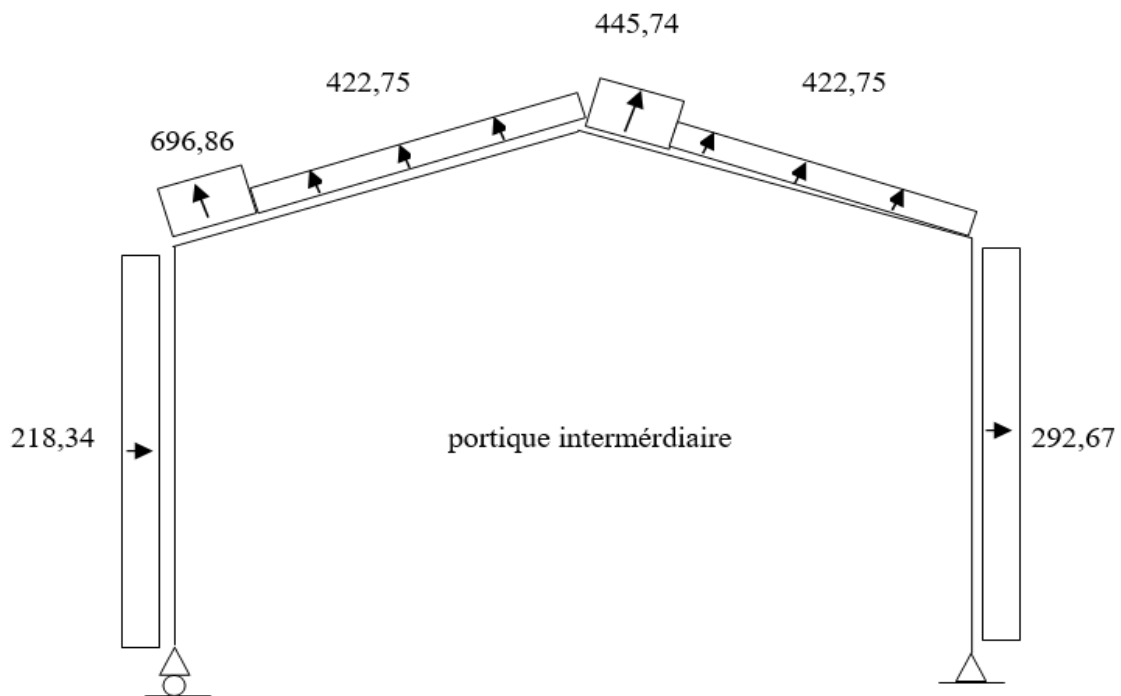


Figure IV.4 pression statique du vent sur le portique intermédiaire

Remarque

Le portique intermédiaire est plus chargé vis à vis de la charge du vent car la surface tributaire du portique intermédiaire est le double de celle du portique de rive . pour simplifier les calculs on transforme la charge du vent sur la toiture en une charge équivalente uniformément répartie

Coefficient de pression équivalent :

$$\text{Versant gauche : } C_{pe.eq} = (C_{pe.G} \times e/10 + C_{pe.H} \times (1/2 - e/10))/1$$

$$\text{Versant droit : } C_{pe.eq} = (C_{pe.G} \times e/10 + C_{pe.H} \times (1/2 - e/10))/1$$

La charge du vent uniformément répartie équivalente se déduit de la même façon

$$\text{Versant gauche : } \frac{(696,86 \times 2,4) + (422,75 \times 12,22)}{14,62} = 467,74 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Versant droit : } \frac{(445,74 \times 2,4) + (422,75 \times 12,22)}{14,62} = 426,52 \text{ daN/ml}$$

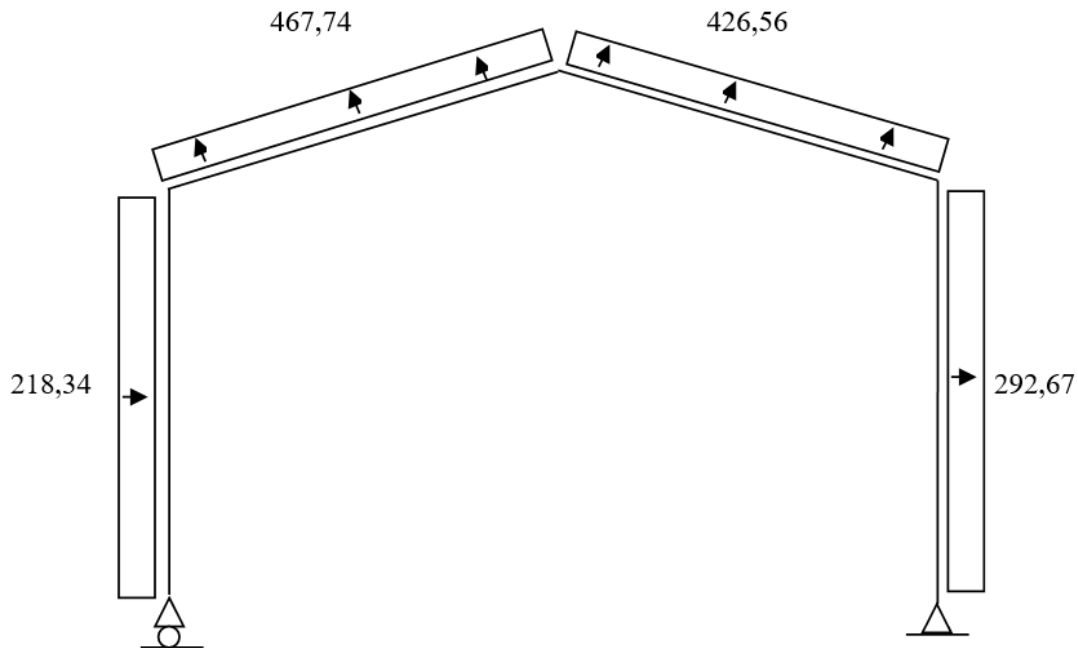


Figure IV.5 pression statique du vent équivalente

Etant donné que les action du vent sur les deux versants peuvent se renverser selon la direction du vent , et pour des raison de simplicité on peut admettre une seule valeur équivalente sur les deux versants

$$\text{Charge équivalente du vent } W = \frac{467,74 + 426,56}{2} = 447,15 \text{ daN/ml}$$

IV.4 Calcul des effort internes

En utilisant la méthode des forces ou des déplacements de la RDM, on calcul les efforts de notre portique.

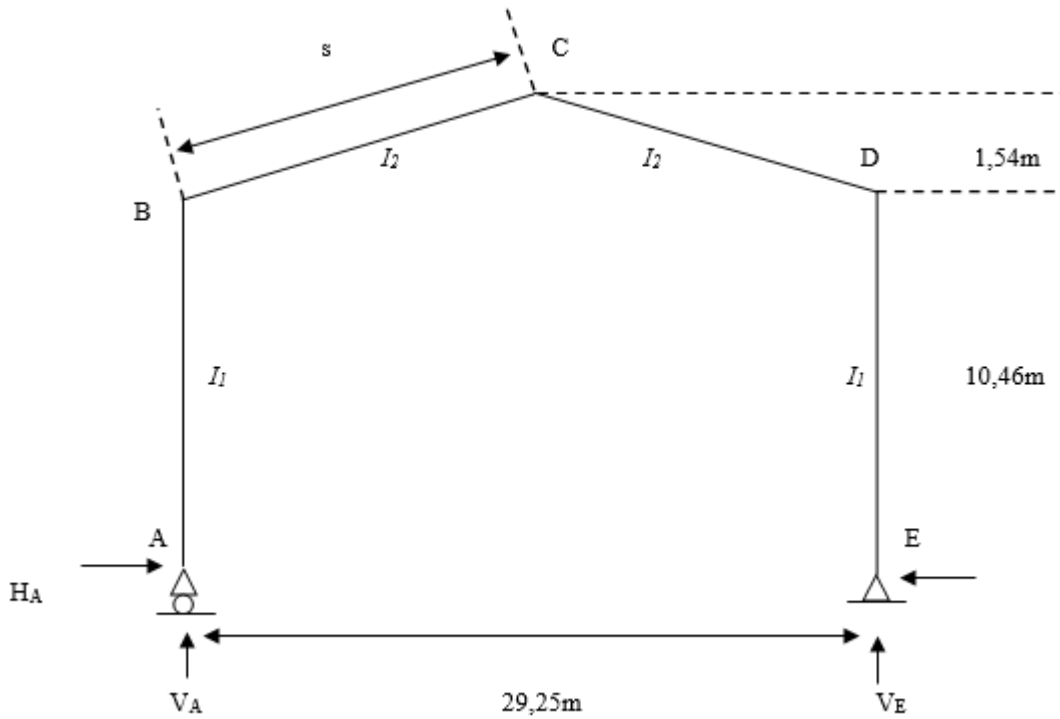


Figure IV.6 Schéma statique du portique étudié

$$k = \frac{\text{raideur_rampant}}{\text{raideur_bequille}} = \frac{I_2 h}{I_1 S} \quad ; \quad \phi = \frac{f}{h} \quad ; \quad \Delta = k + 3 + 3\phi + \phi^2$$

on assume $I_2 = I_1$

$$\frac{I_2 h}{I_1 S} = \frac{h}{S} = \frac{10,46}{14,62 / \cos 6,01} = 0,71$$

$$\phi = \frac{f}{h} = \frac{1,54}{10,46} = 0,15$$

$$\Delta = 0,71 + 3 + 3(0,15) + 0,15^2$$

$$\Delta = 4,18$$

IV.4.1 Charges verticales vers le bas : (cahrge permanentes et surcharge de neige)

Calcul sous la charge untiaire : $q = 1.0 \text{ daN/ml}$

$$\beta = \frac{8+5\phi}{4\Delta} = \frac{8+5 \times 0,15}{4 \times 4,18} = 0,5233$$

$$\gamma = 1 - \beta(1+\phi) = 1 - 0,5233(1+0,15) = 0,39$$

$$H_A = H_E = \beta \frac{ql^2}{8h} = 0,5233 \times \frac{1 \times 29,25^2}{8 \times 10,46} = 5,35 \text{ daN}$$

$$V_A = V_E = \frac{ql}{2} = \frac{1 \times 29,25}{2} = 14,62 \text{ daN}$$

$$M_B = M_D = -\beta \frac{ql^2}{8} = -0,5233 \times 106,94 = -55,96 \text{ daN.m}$$

$$M_C = \gamma \frac{ql^2}{8} = 0,39 \times 106,94 = 41,70 \text{ daN.m}$$

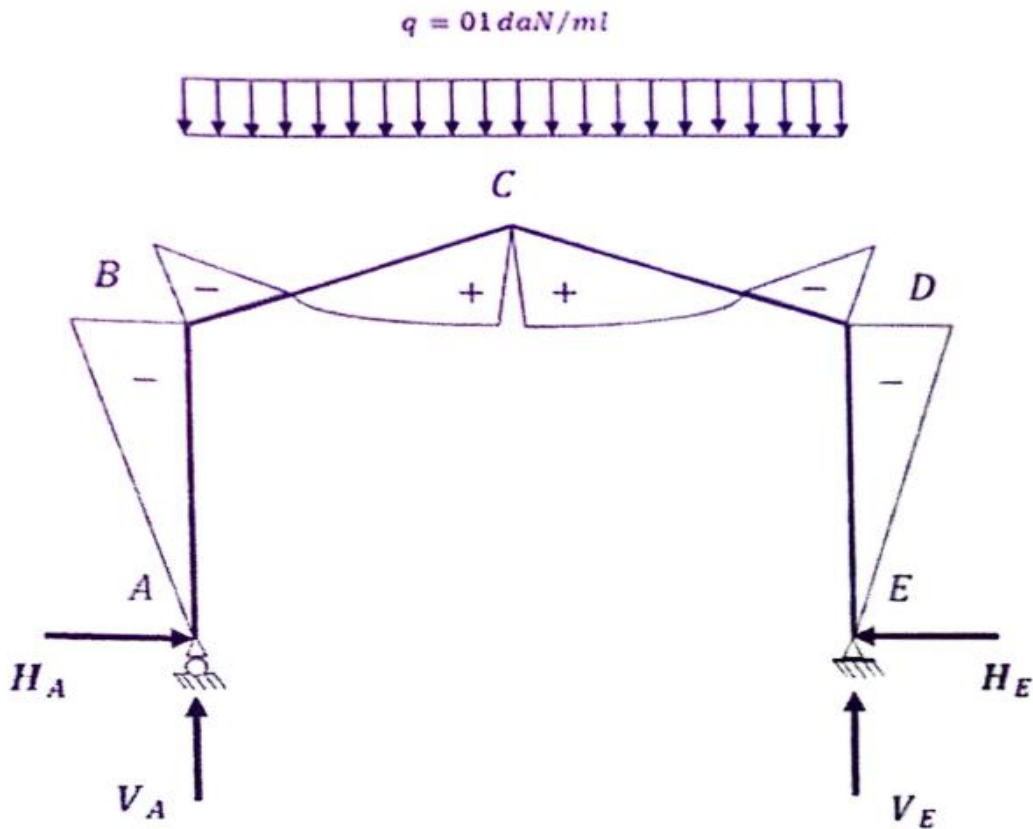


Figure IV.7 charges verticales vers le bas (efforts internes)

IV.4.2 Charges verticales vers le haut : (vent de soulèvement)

$$H_A = H_E = \beta \frac{ql^2}{8h} = 0,5233 \times \frac{1 \times 29,25^2}{8 \times 10,46} = 5,35 \text{ daN}$$

$$V_A = V_E = \frac{ql}{2} = \frac{1 \times 29,25}{2} = 14,62 \text{ daN}$$

$$M_B = M_D = +\beta \frac{ql^2}{8} = 0,5233 \times 106,94 = +55,96 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -\gamma \frac{ql^2}{8} = -0,39 \times 106,94 = -41,70 \text{ daN.m}$$

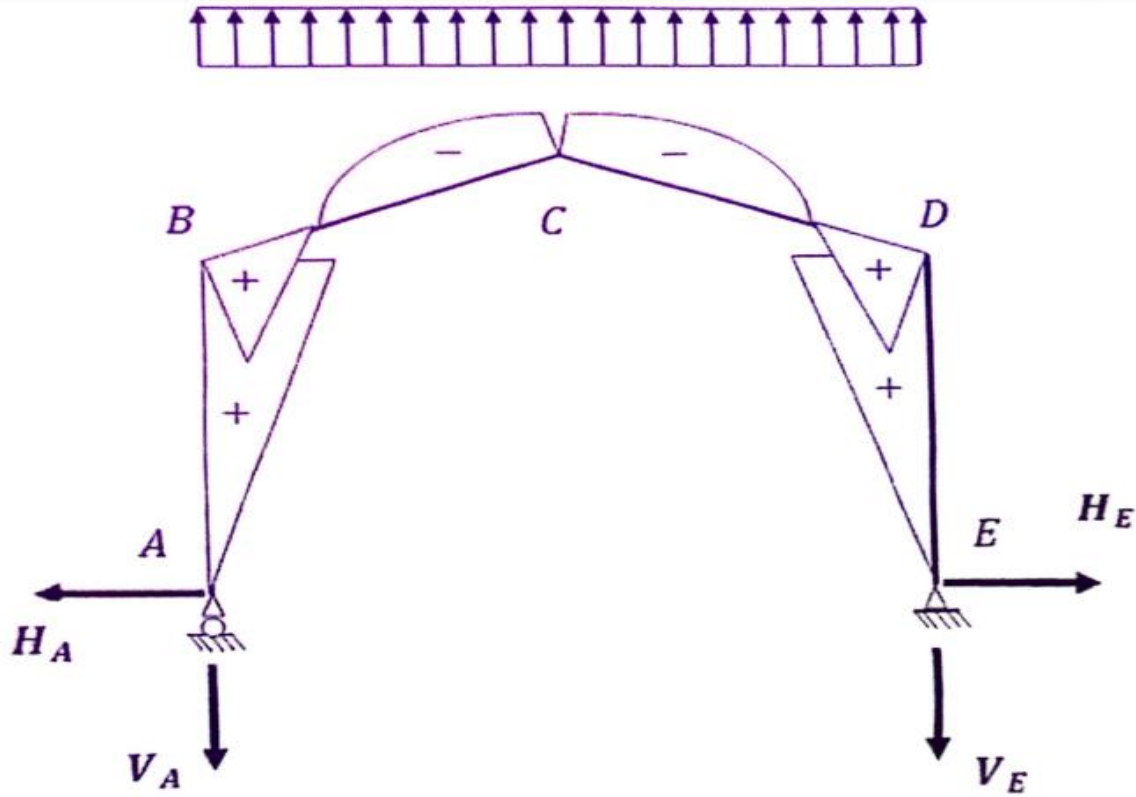


Figure IV.8 charges verticales vers le haut (vent soulèvement)

IV.4.3 Vent horizontal (pression)

$$\delta = \frac{5K+12+16 \phi}{8\Delta} = \frac{5 \times 0,71 + 12 + 16 \times 0,15}{8 \times 4,18} = 0,492$$

$$\beta = 1 - \delta = 0,51$$

$$\gamma = \delta (1 + \phi) = 0,492 (1 + 0,15) - 1/2 = 0,06$$

$$H_E = \delta \frac{qh}{2} = 0,492 \times \frac{1 \times 10,46}{2} = 2,57 \text{ daN}$$

$$H_A = q \cdot h - H_E = 1 \times 10,46 - 2,57 = 7,89 \text{ daN}$$

$$V_A = -V_E = \frac{qh^2}{2l} = \frac{1 \times 10,46^2}{2 \times 29,25} = 1,88 \text{ daN}$$

$$M_B = \beta \frac{qh^2}{2} = 0,51 \cdot \frac{1 \times 10,46^2}{2} = 27,9 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -\delta \frac{qh^2}{2} = -0,492 \cdot \frac{1 \times 10,46^2}{2} = -26,91 \text{ daN.m}$$

$$M_c = \gamma \frac{qh^2}{2} = -0,06 \cdot \frac{1 \times 10,46^2}{2} = -3,28 \text{ daN.m}$$

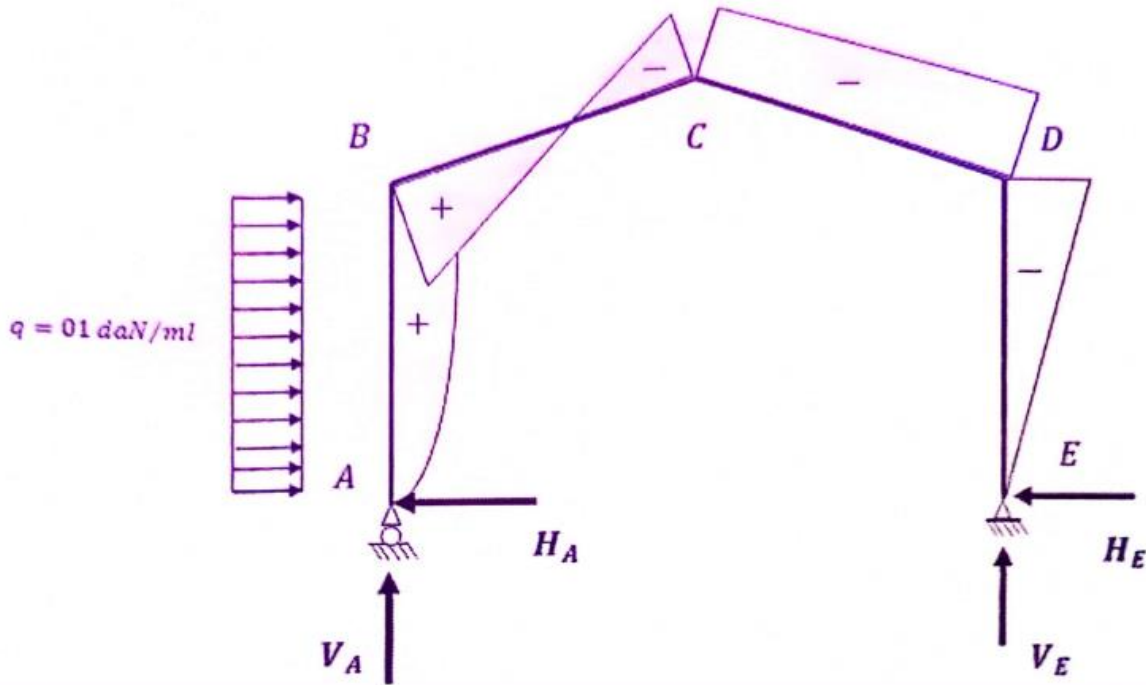


Figure IV.9 Vent horizontal (pression)

IV.4.4 Vent horizontal (dépression)

$$H_E = \delta \frac{qh}{2} = 0,492 \times \frac{1 \times 10,46}{2} = 2,57 \text{ daN}$$

$$H_A = q \cdot h - H_E = 1 \times 10,46 - 2,57 = 7,89 \text{ daN}$$

$$V_E = -V_A = -\frac{qh^2}{2l} = -\frac{1 \times 10,46^2}{2 \times 29,25} = -1,88 \text{ daN}$$

$$M_B = -\beta \frac{qh^2}{2} = -0,51 \cdot \frac{1 \times 10,46^2}{2} = -27,9 \text{ daN.m}$$

$$M_D = +\delta \frac{qh^2}{2} = +0,492 \cdot \frac{1 \times 10,46^2}{2} = +26,91 \text{ daN.m}$$

$$M_c = \gamma \frac{qh^2}{2} = 0,06 \cdot \frac{1 \times 10,46^2}{2} = 3,28 \text{ daN.m}$$

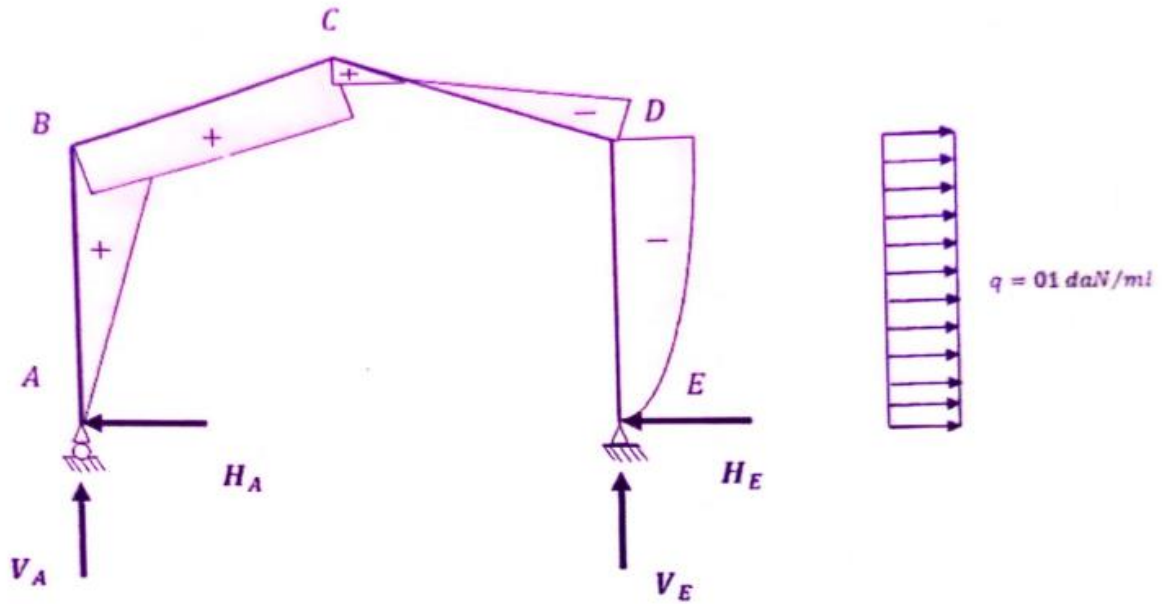


Figure IV.10 Vent horizontal (dépression)

IV.4.5 Tableau récapitulatifs

Effort internes sous la charge unitaire $q = 1\text{daN/ml}$

Tableau IV.2 réaction d'appuis sous charges unitaires

		Réactoin d'appuis (daN)			
actions	q(daN/ml)	HA	HE	VA	VE
G	1	5,35	-5,35	14,62	14,62
N	1	5,35	-5,35	14,62	14,62
V ₁ (horizontal)	1	-2,57	-7,89	-1,88	1,88
V ₂ (soulèvement)	1	-5,35	5,35	14,62	14,62

Tableau IV.3 valeur des moment sous charges unitaires

		Réactoin d'appuis (daN)		
actions	q(daN/ml)	M _A	M _C	M _D
G	1	-55,96	41,7	-55,96
N	1	-55,96	41,7	-55,96
V ₁ (horizontal)	1	27,9	-3,28	-26,91
V ₂ (soulèvement)	1	55,96	-41,7	55,96

Effort internes sous charges réelles (daN)**Tableau IV.4** Réaction d'appuis sous charges réelles

		Réactoin d'appuis (daN)			
actions	q(daN/ml)	H _A	H _E	V _A	V _E
G	275,6	1474,46	-1474,46	4029,272	4029,272
N	156,4	836,74	-836,74	2286,56	2286,56
V ₁ (horizontal)	218,34	-561,13	-1722,70	-410,47	410,47
V ₂ (soulèvement)	447,15	-2392,25	2392,25	-6537,33	-6537,33
V _R = V ₁ +V ₂		2953,38	-669,55	-6947,8	-6126,86

Tableau IV.5 valeurs des moments sous charges réelles

		Moments (daNm)		
actions	q(daN/ml)	M _A	M _C	M _D
G	275,6	-15422,57	11492,52	-15422,57
N	156,4	-8752,14	6521,88	-8752,14
V ₁ (horizontal)	218,34	6091,68	-716,15	-5875,52
V ₂ (soulèvement)	447,15	25022,51	-18646,155	25022,51
V _R = V ₁ +V ₂		31114,19	-19362,305	19146,99

Combinaisons à l'ELU**Tableau IV.6** combinaison à l'ELU réaction d'appuis

Combinaisons	Réaction d'appuis(daN)			
	H _A	H _E	V _A	V _E
1,35G+1,5N	3245,63	-3245,63	8869,35	8869,35
1,35G+1,35N+1,35V	-866,94	-2216,22	-853,15	255,1
G+1,5V	-2955,61	-470,13	-6392,43	-5161,02

Tableau IV.7 combinaison à l'ELU pour les moment

Combinaisons	Moment(daNm)		
	M _B	M _C	M _D
1,35G+1,5N	-33948,67	25297,722	-33948,67
1,35G+1,35N+1,35V	9368,25	-1819,67	-6787,422
G+1,5V	31248,715	-17550,93	13297,915

IV.5 Cacul de l'imperfection géométrique globale

Elles sont prises en compte lorsque la somme des efforts horizontaux est inférieure à 15 % de la somme des efforts verticaux elles peuvent être remplacées par un système de forces équivalentes calculées pour chaque poteau

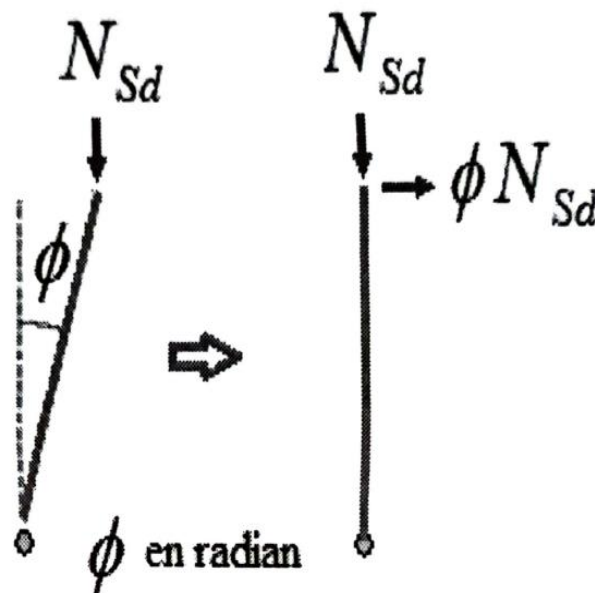


Figure IV.11 imperfection géométrique

$$H_{eq} = \phi N_{Sd}$$

Avec :

H_{eq} : Effort horizontal équivalent appliqué en tête de chaque poteau

N_{Sd} : effort normal de compression dans le poteau

$\phi = \phi_0 \times \alpha_h \times \alpha_m$; défaut initial d'aplomb

$\phi_0 = \frac{1}{200}$: est la valeur de base

$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}$: est le coefficient de réduction qui tient compte de la hauteur h applicable au poteau

$\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + 1/m)}$ est le coefficient de réduction qui tient compte du nombre de poteaux dans une rangée

h = 12m : hauteur de la structure

m = 2 nombre de poteaux dans une file

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{\sqrt{12}} = 0,58$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + 1/m)} = \sqrt{0,5(1 + 1/2)} = 0,866$$

$$\phi = 1/200 \times 0,58 \times 0,866 = 0,00251$$

IV.5.1 Modélisation avec imperfection

Effort en pied de poteaux aux ELU

Tableau IV.8 effort de poteaux aux ELU

Combinaisons	Poteau 1		Poteau 2		Somme (daN)	
	H _A	V _A	H _E	V _E	H	V
Comb.1	3245,63	8869,35	-3245,63	8869,35	0	17738,7
Comb.2	-866,94	-853,15	-2216,22	255,1	-3083,16	-598,05
Comb.3	-2955,61	-6392,43	-470,13	-5161,02	-3425,75	-11553,45

Tableau IV.9 prise en compte des défauts d'aplomb

Combinaison ELU	H (daN)	0,15V	H < 0,15 V
Comb.1	0	2260,80	oui
Comb.2	-3083,16	-89,70	non
Comb.3	-3425,75	-1733,01	non

|H| < 0,15|V| les défauts d'aplomb sont à considérer pour la combinaison n°1 : **1,35G+1,5N**

Remarque

Les défauts d'un plan ne sont pas à considérer pour les combinaisons incluant les effets du vent car la condition suivante : $|H| < 0,15|V|$ est généralement non vérifiée. Effort équivalent en tête des poteaux :

Tableau IV.10 effort équivalent en tête poteaux

combinaison	Poteau1		Poteau2	
	N _{sd} (daN)	H _{eq} (daN)	N _{sd} (daN)	H _{eq} (daN)
Comb1 : 1,35G+1,5N	8869,35	22,26	8869,35	22,26

IV.5.2 Calcul des efforts internes additionnels

Effort horizontal en tête du poteau

On applique une charge totale au niveau du poteau gauche

$$P = 2 \times 22,26 = 44,52 \text{ daN}$$

On a

$$\beta = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{0,15(3+2 \times 0,15)}{2 \times 4,18} \right] = 0,53$$

$$\delta = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{0,15(3+2 \times 0,15)}{2 \times 4,18} \right] = 0,47$$

$$\gamma = \frac{\varphi}{2} \left[1 - \frac{(1-\varphi)(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{0,15}{2} \left[1 - \frac{(1-0,15)(3+2 \times 0,15)}{2 \times 4,18} \right] = 0,041$$

$$H_A = \beta P = 0,53 \times 44,52 = 23,595 \text{ daN}$$

$$H_E = P - H_A = 20,925 \text{ daN}$$

$$V_A = -V_E = \frac{-Ph}{l} = \frac{-44,52 \times 12}{29,25} = -18,26 \text{ daN}$$

$$M_B = +\beta Ph = +0,53 \times 44,52 \times 12 = 283,14 \text{ daNm}$$

$$M_D = -\delta Ph = -0,47 \times 44,52 \times 12 = -251,09 \text{ daNm}$$

$$M_C = -\gamma Ph = -0,041 \times 44,52 \times 12 = -21,90 \text{ daNm}$$

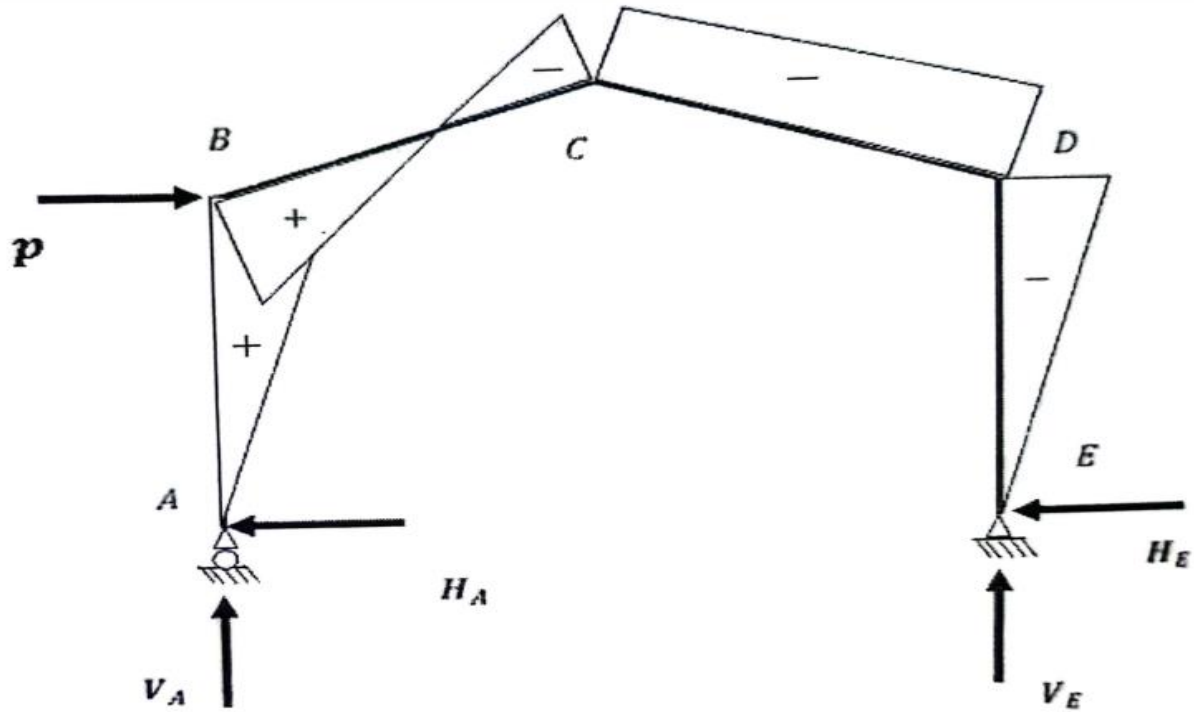


Figure IV.12 effort horizontale en tête du poteau

IV.5.3 combinaisons à l'ELU avec prise en compte de $H_{eq} = P$

Tableau IV.11 combinaison à l'ELU pour les réaction d'appuis avec pris en compte de H_{eq}

Combinaisons	Réaction d'aapuis (kN)			
	H_A	H_E	V_A	V_E
1,35G+1,5N	32,45	-32,45	88,69	88,69
P	-0,235	-0,207	-0,182	0,182
1,35+1,5N+P	32,21	-32,65	88,5	88,87
1,35G+1,35N+1,35V ₃ +P	-8,9	-22,36	-8,71	2,73
G+1,5V ₃ +P	-29,78	-4,9	-64,1	51,42

Tableau IV.12 combinaison à l'ELU pour les moments avec pris en compte de H_{eq}

Combinaisons	Moments (kNm)		
	M_B	M_C	M_D
1,35G+1,5N	-339,48	252,97	-339,48
P	2,83	-0,21	-2,51
1,35+1,5N+P	-336,65	252,76	-341,99
1,35G+1,35N+1,35V ₃ +P	96,51	-18,4	-70,38
G+1,5V ₃ +P	315,31	-175,71	130,46

IV.6 Choix de la méthode d'analyse

Le choix de la méthode d'analyse est conditionné par la valeur du coefficient d'éloignement critique α_{cr}

Si $\alpha_{cr} \geq 10$ structure rigide : analyse élastique au 1^{er} ordre .

Si $\alpha_{cr} < 10$ structure souple : analyse élastique avec prise en compte des effets fu 2^{ème} ordre

Si $\alpha_{cr} \geq 15$ structure rigide : analyse plastique

IV.6.1 Détermination du facteur d'éloignement critique minimum

Dans le cas des portique à faible pente ($\alpha \leq 26^\circ$), le coefficient d'éloignement critique α_{cr} peut être calculé avec la formule approchée suivante pour la combinaison d'action considérée.

$$\alpha_{cr} = \frac{H}{\delta_H} \times \frac{h}{V}$$

Avec :

H : action horizontal totale

V : action vertical total e

δ_H : déplacement horizontal

h : hauteur du poteau

Ou bien par la relation suivante

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \frac{N_{sd,t}}{N_{cr,t}} + (4+3.3.R) \frac{N_{sd,p}}{N_{cr,p}}$$

Avec

$N_{sd,p}$: effort axial de compression dans le poteau

$N_{cr,p}$: effort critique d'Euler dans le poteau

$N_{sd,t}$: effort axial de compression dans la traverse

$N_{cr,t}$: effort critique d'Euler dans la traverse

I : le moment d'inertie de l'IPE450 suivant l'axe yy (estimé)

$$R = \frac{I_1.S}{I_2.h} = \frac{S}{h} = \frac{14,7}{10,46} = 1,46 \text{ avec } (I_1 = I_2)$$

$$N_{sd,t} = \frac{\pi^2.I.E}{h^2} = \frac{\pi^2.2,1 \times 10^4.33740}{1470^2} = 3236,16$$

$$N_{cr,p} = \frac{\pi^2.I.E}{h^2} = \frac{\pi^2.2,1 \times 10^4.67120}{1470^2} = 6391,5$$

Sous combinaison 1,35G+1,5N

$$N_{sd,t} = 88,69 \sin 6,01 + 32,45 \cos 6,01 = 41,55 \text{ KN}$$

$$N_{sd,p} = 88,69 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \frac{N_{sd,t}}{N_{cr,t}} + (4+3.3.R) \frac{N_{sd,p}}{N_{cr,p}} = \frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \frac{41,55}{6391,5} + (4+3.3.1,46) \frac{88,69}{3236,16} = 0,122$$

$$\alpha_{cr} = 8,33 < 10$$

Donc la structure est souple et en prend considération de l'effet de second ordre

IV.6.2 Moments maximaux sollicitant la traverse

Action vers le bas : (charges de gravités)

Sous la combinaison : 1.35G + 1.5N + P

- Aux appuis : $M_B = -336,65 \text{ KN.m}$; $M_D = -341,99 \text{ KN.m}$
- Au faitage : $M_C = 252,76.05 \text{ KN.m}$

Action vers le haut : (vent soulèvement)

Sous la combinaison : G + 1.5V₃

- Aux appuis : $M_B = 315,31 \text{ KN.m}$; $M_D = 130,46 \text{ KN.m}$
- Au faitage : $M_C = -17,71 \text{ KN.m}$

IV.7 Dimensionnement de la traverse

IV.7.1 Vérification à la flèche (IPE450)

Tableau IV.13 caractéristique de l'IPE450

G (kg/m)	h(mm)	b(mm)	tw(mm)	tf(mm)	A(mm ²)	d(mm)
77,6	450	190	9,4	14,6	98,8	378,8

Le calcul de la flèche est réalisé au faîtage de la traverse, en C, sous l'action combinée non pondérée

Soit un IPE 450 $W_{ply} = 1702 \text{m}^2$

$$\delta = \frac{1}{384.E .I_y} (5ql^2 - 48M_B.l^2)$$

$$q = G + N = 2,75 + 1,56 = 4,31 \text{KN/ml}$$

$$E = 2,1.10^4 \text{ KN/cm}^2$$

$$I_y = 33740 \text{ cm}^4$$

$$M_B = 241,5 \text{KN.m}$$

On sachant que

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = 14,62 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{1}{384.2,1.10^4 .33740} (5.4,31.10^{-2}(2925)^4 - 48.24150.(2925)^2)$$

$$\delta = 21,52 \text{cm} > \delta_{max} = 14,62 \text{ cm} \dots\dots \text{ la flèche non vérifiée}$$

On augmente la section on passe à un IPE550

Vérification à la flèche (IPE550)

$$\delta = \frac{1}{384.E .I_y} (5ql^2 - 48M_B.l^2)$$

$$\delta = \frac{1}{384.2,1.10^4 .67120} (5.4,31.10^{-2}(2925)^4 - 48.24150.(2925)^2)$$

$$\delta = 10,82 \text{ cm} < \delta_{max} = 14,62 \text{ cm} \dots\dots \text{ la flèche est vérifiée}$$

IV.7.2 Vérification de l'IPE550 pour la traverse a (l'ELU)

Vérification de la section à la résistance :

Bilan des efforts :

$$M_{y.sd} = 341,99 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 88,69 \sin 6,01 + 32,45 \cos 6,01 = 41,55 \text{KN}$$

$$V_{z.sd} = 88,69 \cos 6,01 - 32,45 \sin 6,01 = 84,80 \text{KN}$$

Classe de la section

Section sollicitée en flexion composée : → section de la section 01

Vérification des efforts tranchants

$$V_{plrd} = \frac{A_w \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma M_0} = \frac{72,3 \times 23,50}{1,1\sqrt{3}} = 891,77 \text{ KN}$$

$$V_{z.sd} = 84,80 \text{ KN}$$

$$V_{z.sd} < V_{plrd} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Vérification de l'effort normal

$$N_{sd} = 41,55 \text{ KN}$$

$$N_{plrd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{134 \times 23,50}{1,1} = 2862,73 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < 0,5N_{plrd} = 1431,36 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que $M_{y.sd} \leq M_{c.rd}$

$$M_{y.sd} = 341,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{cy rd} = M_{plyrd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{2787 \cdot 23,50}{1,1} = 59540,45 \text{ KN.M}$$

$$M_{y.sd} < M_{cy rd} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Vérification de l'élément aux instabilités :

Vis-à-vis du flambement :

Le vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de flambement se fait suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{plrd}} + k_{yy} \frac{M_{y.sd}}{M_{plyrd}} < 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement

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

Flambement par rapport à l'axe fort Y-Y (dans le plan du portique)

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} \text{ formule (5-46)}$$

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

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 1}$$

Ou

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

$$\lambda_y = \frac{I_y}{i_y} = \frac{1470}{22,4} = 65,62$$

α : facteur d'imperfection donné par le tableau 5.5.1 de l'eurocode 03

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{65,62}{93,9} = 0,7$$

Courbe de flambement

$$h/b = 550/210 = 2,62 > 1,2 \text{ courbe de flambement (a)}$$

axe de flambement Y-Y

Eurocode 3

$$\phi_y = 0,5[1 + 0,21(0,7 - 2) + 0,7^2] = 0,797$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,797 + [0,797^2 - 0,7^2]^{0,5}} = 0,85$$

Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z

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

Avec

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

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 1}$$

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

$$\lambda_z = \frac{I_z}{i_z} = \frac{735,32}{4,45} = 165,24$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{165,24}{93,9} = 1,76$$

Courbe de flambement

$$h/b = 550/210 = 2,62 > 1,2 \text{ courbe de flambement (b)}$$

Axe de flambement Z-Z

Eurocode 3

$$\phi_z = 0,5[1 + 0,34(1,76 - 2) + 1,76^2] = 2,31$$

$$\chi_z = \frac{1}{2,31 + [2,31^2 - 1,76^2]^{0,5}} = 0,26$$

Coefficient de réduction de réduction minimale pour le flambement

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,85; 0,26) = 0,26$$

Calcul du coefficient k :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode 3

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \quad k_y \leq 1,5$$

$$\text{avec : } \mu_y = \frac{1}{\lambda_y} (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \mu_y \leq 0,9$$

ou : $\beta_{My} = \beta_{M\varphi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{MQ} - \beta_{M\varphi})$ facteur de moment uniforme équivalent (figure 5-5-3 eurocode 3)

$$\beta_{M\varphi} = 1,8 - 0,7\varphi$$

$$\varphi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{256,76}{-336,65} = -0,762$$

$$\beta_{M\varphi} = 1,8 - 0,7(-0,762) = 2,33$$

$$M_Q = \frac{ql^2}{8} = \frac{5,8 \cdot 14,625^2}{8} = 155,07 \text{ KN.m}$$

$$\Delta M = 256,76 + 336,65 = 593,41 \text{ KN.m}$$

$\beta_{MQ} = 1,3$ cas de charge uniformément répartie

$$\beta_{My} = 2,33 + \frac{155,07}{593,41} (1,3 - 2,33) = 2,06$$

$$\mu_y = 0,7 (2 \times 2,06 - 4) + \frac{2787 - 2440}{2440} = 0,226$$

$$k_y = 1 - \frac{0,226 \cdot 41,55}{0,26 \cdot 134 \cdot 23,5} = 0,988 \leq 1,5$$

vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{plrd}} + k_{yy} \frac{M_{ysd}}{M_{plyrd}} = \frac{41,55}{0,26 \cdot 2862,73} + 0,988 \frac{336,65}{595,40} = 0,61 < 1 \dots \dots \dots \text{ c'est vérifiée au flambement}$$

Vis-à-vis du diversement

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de diversement se fait suivant la formule suivante :

L'élancement réduite

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 1}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left\{ 1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{H/t_f} \right)^2 \right\}^{0,25}} \text{ avec } i_z = 4,45 \text{ cm ; } h = 55 \text{ cm ; } t_f = 1,72 \text{ cm}$$

$$\text{Avec } C_1 = 1,88 - 1,4\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} - 1 \leq \psi \leq 1$$

$[M_a < M_b]$: moment aux extrémités du tronçon

$$M_b = -315,31 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment au point quelconque P

$$M_p = (84,80x) - (315,31) - [(41,55)(0,24x) - (5,8 \frac{x^2}{2})]$$

$$M_p = -2,9x^2 + 74,82x - 315,31$$

$$M_a = M_p (x = 7,35 \text{ m}) = [-2,9 \times 7,35^2] + [74,82 \times 7,35] - 315,31 = 77,95 \text{ KN.m}$$

$$\Psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{77,95}{-315,31} = -0,24$$

$$C_1 = 1,88 - 1,4(-0,24) + 0,52(-0,24)^2 = 2,24 \leq 2,7$$

$l = 7,35 \text{ m}$ longueur de flambement latérale

$$i_z = 4,45 \text{ cm}$$

$$h = 55 \text{ cm}$$

$$t_f = 1,72 \text{ cm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{735/4,45}{2,24^{0,5} \left\{ 1 + \frac{1}{20} \left(\frac{735/4,45}{55/1,72} \right)^2 \right\}^{0,25}} = 89,28$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{89,28}{93,9} = 0,95 > 0,4 \dots \dots \text{ ya risque de divergence}$$

Axe de flambement Y-Y

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section laminée : } \alpha_{LT} = 0,21 \\ \frac{h}{b} = \frac{55}{21} = 2,62 \geq 1,2 \end{array} \right. \rightarrow \text{courbe de flambement a}$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(0,95 - 2) + 0,95^2] = 0,85$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,85 + [0,85^2 - 0,95^2]^{0,5}} = 0,7$$

On peut faire une vérification avec le tableau 5.5.2 de l'eurocode 3 qui nous donne les valeurs du coefficient de réduction χ_{LT} pour un élancement réduit de $\overline{\lambda}_{LT} = 0,95$

Calcul du coefficient k

Formules tirées de l'article (5.5.4) de l'eurocode 03

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

$$\text{Avec : } \mu_{LT} = 0,5 \overline{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 \quad \mu_{LT} \leq 0,9$$

$$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7\varphi$$

$$\beta_{MLT} = 1,8 - [0,7(-0,24)] = 1,96$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,76 \times 1,96 - 0,15 = 0,37$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,37 \cdot 41,55}{0,26 \cdot 134 \cdot 23,50} = 0,98$$

vérification au deversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{plrd}} + k_{LT} \frac{M_{ysd}}{\chi_{LT} \cdot M_{plyrd}} = \frac{41,55}{0,26 \cdot 2862,73} + 0,98 \frac{336,65}{0,7 \cdot 595,40} = 0,84 < 1$$

L'IPE550 est vérifiée au deversement

Action vers le haut

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre sur toute sa longueur. Bilan des efforts pour les charges ascendantes

Bilan des efforts pour les charges ascendantes

$$M_{y.sd} = 315,31$$

$$N_{sd} = 64,1 \sin 6,01 + 29,78 \cos 6,01 = 36,32 \text{ KN}$$

$$V_{z.sd} = 64,1 \cos 6,01 - 29,78 \sin 6,01 = 60,62 \text{ KN}$$

Vis-à-vis du déversement

l'élancement réduit

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} (\sqrt{\beta_w}) \quad \text{avec } \beta_w = 1 \quad \text{car la section est de classe 1}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \quad \text{et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left\{ 1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{H/t_f} \right)^2 \right\}^{0,25}} \quad \text{avec } i_z = 4,45 \text{ cm ; } h = 55 \text{ cm ; } t_f = 1,72 \text{ cm}$$

$$\text{Avec } C_1 = 1,88 - 1,4\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} - 1 \leq \psi \leq 1$$

$[M_a < M_b]$: moment aux extrémités du tronçon

$$M_a = -175,71 \text{ KN.m} < M_b = 315,31 \text{ KN.m}$$

$$\psi = \frac{-175,71}{315,31} = -0,56$$

$$C_1 = 1,88 - 1,4(-0,56) + 0,52(-0,56)^2 = 2,82$$

$l = 7,35 \text{ m}$ longueur de flambement latérale

$$i_z = 4,45 \text{ cm}$$

$$h = 550 \text{ cm}$$

$$t_f = 1,72 \text{ cm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{735/4,45}{2,82^{0,5} \left\{ 1 + \frac{1}{20} \left(\frac{735/4,45}{55/1,72} \right)^2 \right\}^{0,25}} = 79,57$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{79,57}{93,9} = 0,84 > 0,4 \dots\dots \text{ ya risque de diversement}$$

Axe de flambement Y-Y

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section laminée : } \alpha_{LT} = 0,21 \\ \frac{h}{b} = \frac{55}{21} = 2,62 \geq 1,2 \end{array} \right. \rightarrow \text{courbe de flambement a}$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(0,84 - 2) + 0,84^2] = 0,92$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,92 + [0,92^2 - 0,84^2]^{0,5}} = 0,77$$

On peut faire une vérification avec le tableau 5.5.2 de l'eurocode 3 qui nous donne les valeur du coefficient de réduction χ_{LT} pour un élancement réduit de $\overline{\lambda}_{LT}$

Calcul du coefficient k

Formule tirées de l'article (5.5.4) de l'eurocode 03

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

$$\text{Avec : } \mu_{LT} = 0,15 \overline{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 \quad \mu_{LT} \leq 0,9$$

$$\beta_{MLT} = 1,3 \text{ facteur de moment uniforme équivalent (figure 5-5-3 eurocode 03)}$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,76 \times 1,3 - 0,15 = 0,19$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,19 \cdot 36,32}{0,26 \cdot 134 \cdot 23,50} = 0,99 < 1,5$$

vérification au deversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{plrd}} + k_{LT} \frac{M_{ysd}}{\chi_{LT} \cdot M_{plyrd}} = \frac{36,32}{0,26 \cdot 2862,73} + 0,99 \frac{315,31}{0,77 \cdot 595,40} = 0,72 < 1$$

L'IPE550 est vérifiée au deversement

IV 7.3 Conclusion

Le profilé laminé choisi IPE550 est vérifiée aux ELU et aux ELS donc vérifié a la sécurité et convient comme traverse du portique

IV.8 vérification des poteaux

Bilan des effort

$$M_{y.sd} = 341,99 \text{KN.m}$$

$$N_{sd} = 88,5 \text{KN}$$

$$V_{z.sd} = 32,65 \text{KN}$$

On a pas besoin de révéfier la résistance en section vu la marge de sécurité qu'on a constaté lors de la vérification de la section de la traverse

IV.8.1 vérification de la résistance au flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{plrd}} + k_{yy} \frac{M_{ysd}}{M_{plyrd}} < 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement

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

Flambement par rapport à l'axe fort Y-Y (dans le plan du portique)

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} \text{ formule (5-46)}$$

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

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 1}$$

Ou

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

Remarque l'ossature est sensible aux effet de seconde ordre $C_{critique} = 0,09 < 0,1$. la longueur de flambement de poteau pour le flambement dans le plan du portique et donc prise comme étant $L_y = 2 \cdot \text{poteau}$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{2092}{22,4} = 93,4$$

α : facteur d'imperfection donné par le tableau 5.5.1 de l'eurocode 03

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{93,4}{93,9} = 0,99$$

Courbe de flambement

$h/b = 550/210 = 2,62 > 1,2$ courbe de flambement (a)

$$\phi_y = 0,5[1 + 0,21(0,99 - 0,2) + 0,99^2] = 1,07$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,07 + [0,07^2 - 0,99^2]^{0,5}} = 0,68$$

Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z (hors le plan du portique)

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} \text{ formule (5-46)}$$

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

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 1}$$

Ou

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{150}{4,45} = 33,7$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{33,7}{93,9} = 0,36$$

Courbe de flambement

$h/b = 550/210 = 2,62 > 1,2$ courbe de flambement (b)

$$\phi_z = 0,5[1 + 0,34(0,36 - 0,2) + 0,36^2] = 0,6$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,6 + [0,6^2 - 0,36^2]^{0,5}} = 0,92$$

Coefficient de réduction de réduction minimale pour le flambement

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,92; 0,68) = 0,68$$

Calcul du coefficient k :

Formules tirée de l'article (5-5-4) de l'eurocode 3

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \quad k_y \leq 1,5$$

avec : $\mu_y = \overline{\lambda}_y (2\beta_{My}-4) + \frac{W_{ply}-W_{ely}}{W_{ely}} \quad \mu_y \leq 0,9$

$\beta_{My} = 1,8 - 0,7\varphi$ facteur de moment uniforme équivalent (figure 5-5-3 eurocode 3)

$$\varphi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{-341,99} = 0$$

$$\beta_{My} = 1,8$$

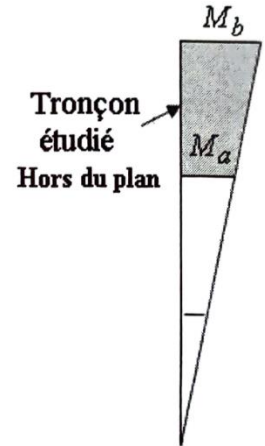
$$\mu_y = 0,99 (2(1,8)-4) + \frac{2787-2440}{2440} = -0,24$$

$$k_y = 1 - \frac{-0,24 \cdot 88,5}{0,92 \cdot 134 \cdot 23,5} = 1,007$$

$$N_{plrd} = 2862,73 \text{KN}$$

$$M_{plrd} = 595,4 \text{KN.m}$$

$$\frac{88,5}{0,68 \cdot 2862,73} + 1,007 \frac{341,99}{595,4} = 0,62 < 1 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$



IV.8.2 vérification au déversement

L'elancement réduite

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 1}$$

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon \text{ et } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \{ 1 + \frac{1}{20} (\frac{L/i_z}{H/t_f})^2 \}^{0,25}}$$

avec $i_z = 4,45 \text{cm}$; $h = 55 \text{cm}$; $t_f = 1,72 \text{cm}$

$$\text{Avec } C_1 = 1,88 - 1,4\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} - 1 \leq \psi \leq 1$$

$[M_a < M_b]$: moment aux extrémités du tronçon

$$M_b = 341,99 \text{KN.m}$$

$$M_a = M_{ysd}(h=8,96\text{m}) = \frac{341,996 \times 8,96}{10,46} = 292,95 \text{KN.m}$$

$$\psi = \frac{292,95}{341,99} = 0,85$$

$$C_1 = 1,88 - 1,4(0,85) + 0,52(0,85)^2 = 1,07$$

$l = 1,5 \text{ m}$ longueur de flambement latérale (maintien latérale par la lisse)

$$i_z = 4,45 \text{ cm}$$

$$h = 550 \text{ cm}$$

$$t_f = 1,72 \text{ cm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{150/4,45}{1,07^{0,5} \left\{ 1 + \frac{1}{20} \left(\frac{150/4,45}{55/1,72} \right)^2 \right\}^{0,25}} = 32,45$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{32,45}{93,9} = 0,34 > 0,4 \dots\dots \text{ya pas risque de diversement}$$

Axe de flambement Y-Y

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section laminée : } \alpha_{LT} = 0,21 \\ \frac{h}{b} = \frac{55}{21} = 2,62 \geq 1,2 \end{array} \right. \rightarrow \text{courbe de flambement a}$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(0,35 - 0,2) + 0,35^2] = 0,57$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,57 + [0,57^2 - 0,34^2]^{0,5}} = 0,97$$

On peut faire une vérification avec le tableau 5.5.2 de l'eurocode 3 qui nous donne les valeur du coefficient de réduction χ_{LT} pour un élancement réduit de $\overline{\lambda}_{LT}$

Calcul du coefficient k

Formule tirées de l'article (5.5.4) de l'eurocode 03

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

$$\text{Avec : } \mu_{LT} = 0,15 \overline{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 \quad \mu_{LT} \leq 0,9$$

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7\varphi \text{ facteur de moment uniforme équivalent (figure 5-5-3 eurocode 3)}$$

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7(0,85) = 1,2$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,36 \times 1,2 - 0,15 = -0,08$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{-0,08 \cdot 88,5}{0,98 \cdot 134 \cdot 23,5} = 1,002 < 1$$

vérification au deversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{plrd}} + k_{LT} \frac{M_{ysd}}{\chi_{LT} \cdot M_{plyrd}} = \frac{88,5}{0,98 \cdot 2862,73} + 1,002 \frac{315,31}{1,002 \cdot 595,40} = 0,56 < 1$$

L'IPE550 est vérifiée au deversment

IV.8.3 conclusion

La section du profilé laminé choisi IPE550 est adéquate pour le poteau et convient pour un ossature du portique

IV.9 conclusion générale

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de déterminer la nature des profilés des éléments de portique, qui devront résister aux différentes sollicitations et les profilés sont

IPE550 pour la traverse

IPE550 pour le poteau

CHAPITRE V

Calcul de contrventement

V.1 Introduction

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d’assurer la stabilité de l’ossature en s’opposant à l’action des forces horizontales telles que le vent, séismes, chocs, ... Ils sont alors conçus pour acheminer les charges horizontales jusqu’aux fondations

V.2 Dispositions des contreventements

Nos contreventements sont disposés suivant les versants de la toiture dans les 2 travées de rives, dans le but de reprendre les efforts longitudinaux dues au vent, vu que le portique principal joue le rôle du contreventement transversal. Ils sont composés principalement d’une poutre au vent qui reçoit les efforts du vent et les transmet vers les palées de stabilité qui joue le rôle des appuis de cette poutre à treillis et les transmettent vers le sol de fondation

V.3 Calcul de la poutre au vent en pignon

Cette poutre sera calculée comme une poutre treillis reposant sur deux appuis (palées de stabilité). Elle sera soumise à des forces horizontales

V.4 Effort du vent sur les pignons

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse du portique de rive. Ce dernier n’étant pas rigide longitudinalement , il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité)

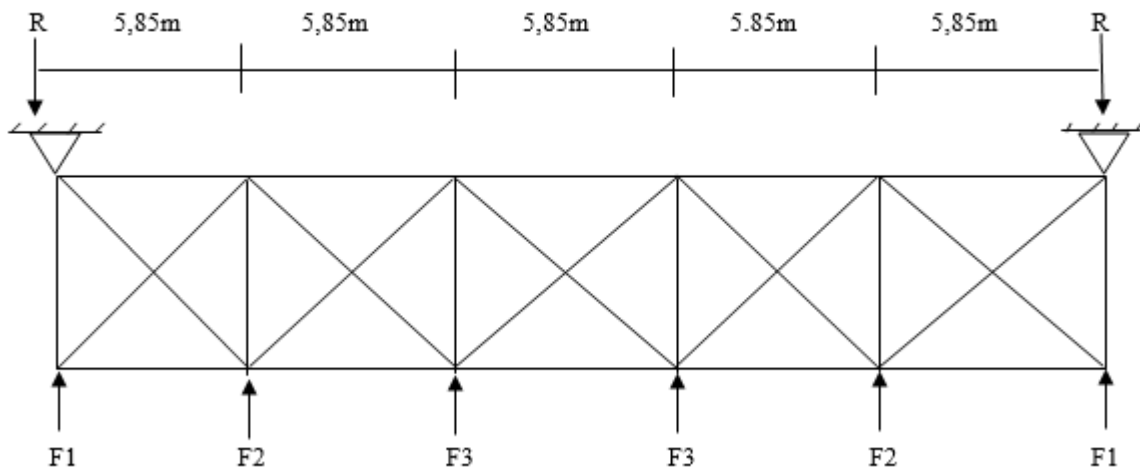


Figure V.1 poutre au vent

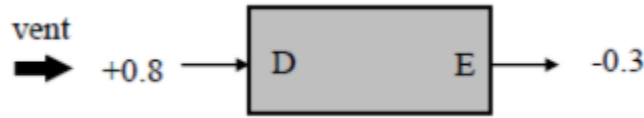
Les effort horizontaux

$$F_1 = (V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{12}) \times \frac{F_e}{12} \quad ; \quad F_2 = (V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{6}) \times \frac{F_e}{6}$$

$$F_3 = (V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{6}) \times \frac{F_e}{6}$$

$$V = W(z) = q_p(z) \times \sum(C_{pe} - C_{pi})$$

D'après l'étude au vent, la valeur de C_{pe} est donnée ci-dessous (chapitre II)



La somme vectorielle des coefficient de pression

$$\sum(C_{pe} - C_{pi}) = C_{peD} + (C_{peD} - C_{piE}) + C_{piE}$$

$$\sum(C_{pe} - C_{pi}) = 0,8 + (+0,3 - 0,3) + 0,3 = 1,1$$

Remarque : les pression intérieure s'annulent entre elles

La force de frottement F_{fr} pour la toiture, est donnée par la relation suivante (voir le chapitre II)

$$A_{fr} = 40,08 \times 2 \times 14,7 = 1178,35m^2$$

On prendra dans notre cas un bardage en toiture et au niveau des paroi verticale dans les ondulations sont perpendiculaire à la direction du vent. $C_{fr} = 0,04$

$$F_{fr} = 68,32 \times 0,04 \times 1178,35 = 3220,20 \text{ daN}$$

La pression du vent

$$V = 1 \times 68,32 \times 1,1 = 75,152 \text{ daN avec } C_d = 1$$

Donc on a

$$F_1 = (V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{12}) \times \frac{F_e}{12} = F_1 = (75,152 \times \frac{10,46}{2} \times \frac{29,25}{12}) + \frac{3220,2}{12} = 1226,39 \text{ daN}$$

$$F_2 = (V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{6}) \times \frac{F_e}{6} = F_2 = (75,152 \times \frac{11,09}{2} \times \frac{29,25}{6}) \times \frac{3220,2}{6} = 2564,53 \text{ daN}$$

$$F_3 = (V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{6}) \times \frac{F_e}{6} = F_3 = (75,152 \times \frac{11,69}{2} \times \frac{29,25}{6}) \times \frac{3220,2}{6} = 2678,11 \text{ daN}$$

V.5 Effort dans les diagonals

On ne fait travailler que les diagonals tendus et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de grands élancement, elle tendent à flamber sous de faible effort. suivant le sens du vent (paroi D ou paroi E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendu

Le contreventement du versant est une poutre à treillis supposée horizontale.

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

$$F_d \cdot \cos\theta + F_1 = R$$

$$R = \frac{2(F_1 + F_2 + F_3)}{2} = \frac{2(1226,39 + 2564,53 + 2678,11)}{2} = 6469,03 \text{ daN}$$

$$\tan\theta = \frac{5,85}{6,8} = 40,7^\circ$$

$$D'o\grave{u} F_d = \frac{R-F1}{\cos\theta} = \frac{6469,03-1226,39}{\cos(40,7)} = 6915,18 \text{ daN}$$

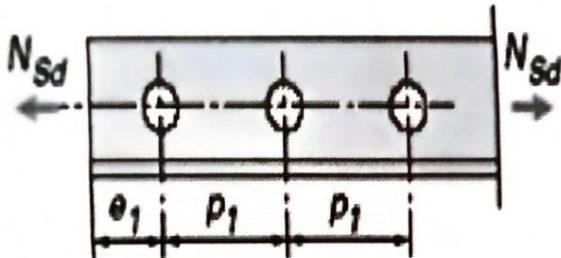
$$N_{sd} = 1,5 \times 6915,18 = 10372,78 \text{ daN}$$

V.5.1 Section de la diagonale

Calcul de la section brute A

$$N_{sd} \leq N_{plRd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{10372,78 \times 1,1}{2350} = 4,85 \text{ cm}^2$$



Pour des raisons pratique et de sécurité on opte pour une cornière de L70×70×6 d'une section de A=8,13cm² avec un boulon de 12mm et un trous de 13mm

Section nette :

$$A_{net} = 8,13 - 0,5 \times 1,3 = 7,48 \text{ cm}^2$$

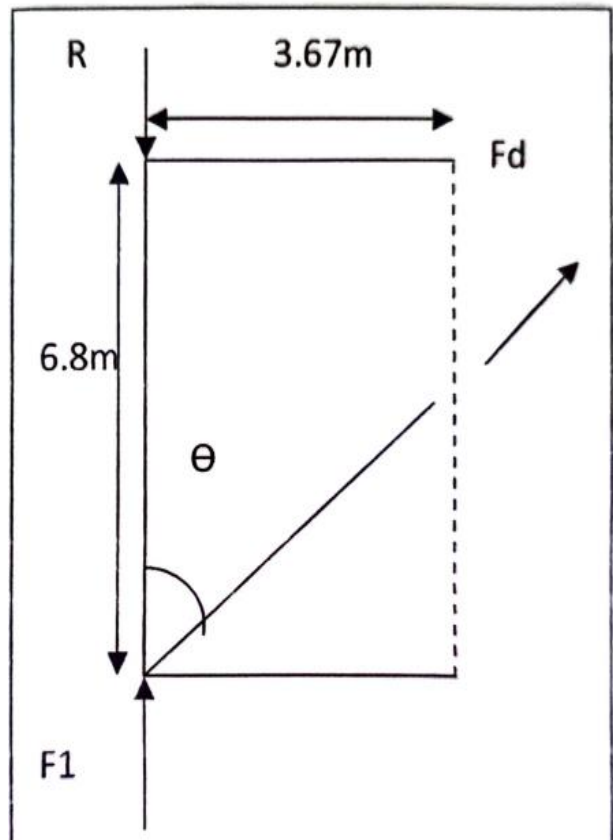


Figure V.2 l'effort F_d dans la diagonale d'extrémité

V.5.2 vérification de la section à la résistance

Cas de cornières assemblées par une seule aile :

Pour une attache avec deux boulond ou plus ,

$$N_{urd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Où β est le coefficeint minoteurt donné dans le tableau V.1 en fonction de l'entre axe p_1 des trous

Tableau V.1 coefficient minoteurt β_2 et β_3

Entraxe p_1	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
(2 boulons) β_2	0,4	0,7
(3 boulons ou plus) β_3	0,5	0,7

Exemple

Attache de 3 boulons ou plus $P_1 = 100\text{mm}$; $e_1 = 25\text{mm}$

$$P_1 = 100\text{mm} > 5d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm}$$

$$d_0 = 13\text{mm} : \text{diamètre des trous (12mm + 1mm)}$$

$$\text{donc } \beta = \beta_3 = 0,7$$

$$N_{urd} = \frac{\beta_3 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,7 \times 7,48 \times 360}{1,25} = 1507,96\text{daN}$$

$$N_{sd} = 103,7 \text{ KN} < 150,7 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Conclucion une cornière de $70 \times 70 \times 6$ avec boulon de 12 mm et trous de 13mm convient pour les barre de contreventement de la poutre au vent

V.6 vérification des montants de la poutre au vent

V.6.1 effort du vent sur le pignon

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charge verticales , et en outre à la compression sou (F) on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée . les formules de vérification sont les suivantes .

Flexion composée déviée (biaxiale) :

V.6.1.1 Vérification de la section à la résistance

Section de classe 1 et 2 :

$$\left(\frac{M_{ySd}}{M_{Ny.Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{zSd}}{M_{Nz.Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

$$\alpha = 2 \quad \text{et} \quad \beta = 5n \quad \text{avec} \quad \beta \geq 1$$

$$M_{Ny.Rd} = M_{ply.Rd} \left[\frac{1-n}{1-0,5a} \right]$$

$$M_{Nz.Rd} = M_{plz.Rd} \left(\left[\frac{n-a}{1-a} \right]^2 \right)$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f \quad (\text{aire de l'âme}) \quad ; \quad a = \min(A_w / A ; 0,5)$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{plRd}}$$

V.6.1.1.1 charge et surcharges revenant à la panne intermédiaire flexion déviée (voir CH.III calcul des pannes)

$$G = 43,51 \text{ daN/ml}$$

$$N = 37,60 \text{ daN/ml}$$

Compression : (voir calcul des contreventements)

$$V = F_2 = 2564,53 \text{ daN}$$

Combinaison de charges : (deux action et plus)

$$Q_{sd} = 1,35G + 1,35N + 1,35V$$

$$Q_{sd} = 1,35G + 1,35N \downarrow$$

$$N_{sd} = 1,35N \rightarrow$$

$$Q_{sd} = 1,35G + 1,35N = 1,35 \times 43,51 + 1,35 \times 37,60 = 109,49$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \cos \alpha = 109,49 \cos(6,01) = 108,88 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y_{sd}} = \frac{Q_{zsd} \cdot l^2}{8} = \frac{108,88 \cdot 6,8^2}{8} = 629,32 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y_{sd}} = Q_{sd} \sin \alpha = 109,49 \sin(6,01) = 11,46 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z_{sd}} = \frac{Q_{y_{sd}} \left(\frac{l}{2} \right)^2}{8} = 16,55 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = 1,35V = 1,35 \times 2564,53 = 3462,11 \text{ daN}$$

Caractéristique géométrique de l'IPE160

$$W_{elz} = 16,7 \text{ cm}^3$$

$$W_{ely} = 109 \text{ cm}^3$$

$$W_{ply} = 124 \text{ cm}^3$$

$$W_{plz} = 26,1 \text{ cm}^3$$

$$M_{plyRd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{124 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 2649,09 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{26,1 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 557,59 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{20,1 \times 2350}{1,1} = 42940,91 \text{ daN}$$

Indicence de l'effort tranchant :

Si : $V_{sd} \leq 0,5V_{pl,Rd}$ → il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant .

Remarque :

A mi-travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle , donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant .

Incident de l'effort normal :

Si $N_{sd} \leq \min (0,25N_{pl,rd} , 0,5A_w f_y / \gamma M_0)$: il n'ya pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal .

$$0,25 N_{pl,Rd} = 0,25 \times 42940,91 = 10735,22 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = 20,1 - 2 \times 8,2 \times 0,74 = 7,96 \text{ cm}^3$$

$$\frac{0,5A_w f_y}{\gamma M_0} = \frac{0,5 \times 7,96 \times 2350}{1,1} = 8502,7 \text{ daN}$$

$$N_{sd} \leq \min (10735,22 , 8502,7) = 8502,7 \text{ daN}$$

→ l'incident de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée

Pas de réduction des moments de résistance plastique

$$M_{ny,rd} = M_{ply,rd} ; \quad M_{nz,rd} = M_{plz,rd}$$

La formule de vérification est la suivante :

$$\left(\frac{M_{ySd}}{M_{Ny.Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{zSd}}{M_{Nz.Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

$$\alpha = 2 \quad \text{et} \quad \beta = 5n = 5 \times \frac{N_{sd}}{N_{plRd}} = 5 \times \frac{3462,11}{42940,91} = 0,4$$

$$\left(\frac{629,32}{2649,09} \right)^2 + \left(\frac{16,55}{557,59} \right)^{0,4} = 0,3 \leq 1 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

V.6.1.2 Vérification de l'élément aux instabilités

Déversement=Flambement latéral+Rotation de la section transversale. Semelle supérieure :

La semelle supérieure

qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture, il n'y a donc pas risque de déversement.

Semelle inférieure : La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée

Combinaison à l'ELU:

$$G - 1,5V$$

$$Q_{z,sd} = G \cos\alpha - 1,5 V$$

$$Q_{y,sd} = 1,35 G \sin\alpha$$

$$N_{sd} = 1,5 V$$

Avec

$$G = 43,51 \text{ daN/ml} \quad \text{charge permanente}$$

$$V = - 219,26 \text{ daN/ml} \quad \text{vent de soulèvement (voir le calcul des pannes)}$$

$$V' = F_2 = 2564,53 \text{ daN} \quad \text{effort de compression du au vent du pignon revenant à la panne intermédiaire (montant de la poutre au vent)}$$

Charge de flexion : voir calcul des pannes

$$Q_{zsd} = G \cos\alpha - 1,5V = 43,51 \cos(6,01) - 1,5 \times 219,26 = -285,61 \text{ daN/ml} \quad \text{soulèvement}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{zsd} \cdot l^2}{8} = \frac{285,61 \cdot 6,8^2}{8} = 1650,85 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y,sd} = 1,35 G \sin\alpha = 1,35 \times 43,51 \sin(6,01) = 6,15 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = 8,88 \text{ daN.m}$$

Charge de compression : (voir calcul des contreventements)

$$V' = F_2 = 2564,53 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1,5V' = 1,5 \times 2564,53 = 3846,79 \text{ daN}$$

Les formules de vérification aux instabilité sont les suivants

Flexion déviée avec risque de flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{plrd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{plyrd}} + \frac{K_y \cdot M_{z,sd}}{M_{plzrd}} < 1$$

Flexion compose avec risque de déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{plrd}} + k_{LT} \frac{M_{y,sd}}{\chi_z M_{plyrd}} + \frac{K_y \cdot M_{z,sd}}{M_{plzrd}} < 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement

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

Flambement par rapport à l'axe fort Y-Y (dans le plan du portique)

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} \text{ formule (5-46)}$$

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

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 1}$$

Ou

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{680}{6,58} = 103,34$$

α : facteur d'imperfection donné par le tableau 5.5.1 de l'eurocode 03

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{103,34}{93,9} = 1,1$$

Courbe de flambement

$$h/b = 160/82 = 1,95 > 1,2 \text{ courbe de flambement (a) axe de flambement Y-Y}$$

Eurocode 3

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + 0,21(1,1 - 0,2) + 1,1^2 \right] = 1,2$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,2 + [1,2^2 - 1,1^2]^{0,5}} = 0,59$$

Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z

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

Avec

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

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 1}$$

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{340}{1,84} = 184,78$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{184,78}{93,9} = 1,96$$

Courbe de flambement

$h/b = 160/82 = 1,95 > 1,2$ courbe de flambement (b)

Axe de flambement Z-Z

Eurocode 3

$$\phi_z = 0,5[1 + 0,34(1,96 - 0,2) + 1,96^2] = 2,74$$

$$\chi_z = \frac{1}{2,74 + [2,74^2 - 1,97^2]^{0,5}} = 0,215$$

Coefficient de réduction de réduction minimale pour le flambement

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,59; 0,215) = 0,215$$

Vis-à-vis du diversement

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de diversement se fait suivant la formule suivante :

L'élancement réduite

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 1}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{C_1^{0,5} \left\{ 1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/iz}{H/tf} \right)^2 \right\}^{0,25}} = \lambda_{LT} = \frac{340/1,84}{1,132^{0,5} \left\{ 1 + \frac{1}{20} \left(\frac{340/1,84}{16/0,74} \right)^2 \right\}^{0,25}} = 118,45$$

Avec $C_1 = 1,132$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{118,45}{93,9} = 1,26 > 0,4 \text{ il ya risque de diversement}$$

Section laminé donc on a la courbe a

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(1,26 - 0,2) + 1,26^2] = 1,4$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,4 + [1,4^2 - 1,26^2]^{0,5}} = 0,5 < 1,0$$

Calcul du coefficient k_y :

Formules tirée de l'article (5-5-4) de l'eurocode 3

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

$$\text{avec : } \mu_y = \overline{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \mu_y \leq 0,9$$

$\beta_{My} = 1,3$ cas de charge uniformément répartie

$$\mu_y = 1,1 (2 \times 1,3 - 4) + \frac{124 - 109}{109} = -1,4 < 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{(-1,4) \cdot 3846,8}{0,59 \cdot 20,1 \cdot 23,5} = 1,19 \leq 1,5$$

calcul de coefficient k_{LT}

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \lambda_z \times \beta_{LT} - 0,15 = 0,15 \times 1,97 \times 1,3 - 0,15 = 0,23 < 1,5$$

$\beta_{My} = 1,3$ cas de charge uniformément répartie

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,23 \cdot 3846,8}{0,215 \cdot 20,1 \cdot 2350} = 0,91$$

calcul de coefficient k_z

Formules tirée de l'article (5-5-4) de l'eurocode 3

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A_f \cdot y}$$

$$\text{avec : } \mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \mu_y \leq 0,9$$

$\beta_{My} = 1,3$ cas de charge uniformément répartie

$$\mu_z = 1,97 (2 \times 1,3 - 4) + \frac{26,1 - 16,7}{16,7} = -2,19 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{(-2,19) \cdot 3846,8}{0,215 \cdot 20,1 \cdot 23,5} = 1,83$$

vérification au flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{plrd}} + k_{yy} \frac{M_{ysd}}{M_{plyrd}} + \frac{K_y \cdot M_{zsd}}{M_{plzrd}} = \frac{3846,8}{0,215 \cdot 42940,91} + 1,19 \frac{1650,85}{2649,09} + \frac{1,83 \cdot 8,88}{557,59} = 1,18 < 1 \text{ pas vérifiée}$$

On augmente à L' IPE 200

Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à l'instabilité IPE200

Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement

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

Flambement par rapport à l'axe fort Y-Y (dans le plan du portique)

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} \text{ formule (5-46)}$$

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

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 1}$$

Ou

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

$$\lambda_y = \frac{I_y}{i_y} = \frac{680}{8,26} = 82,32$$

α : facteur d'imperfection donné par le tableau 5.5.1 de l'eurocode 03

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{82,32}{93,9} = 0,87$$

Courbe de flambement

$h/b = 200/100 = 1$ courbe de flambement (a) axe de flambement Y-Y

Eurocode 3

$$\phi_y = 0,5[1 + 0,21(0,87 - 0,2) + 0,87^2] = 0,94$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,94 + [0,94^2 - 0,87^2]^{0,5}} = 0,77$$

Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z

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

Avec

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

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 1}$$

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

$$\lambda_z = \frac{I_z}{i_z} = \frac{340}{2,24} = 151,78$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{151,78}{93,9} = 1,61$$

Courbe de flambement

$h/b = 200/100 = 1$ courbe de flambement (b)

Axe de flambement Z-Z

Eurocode 3

$$\phi_z = 0,5[1 + 0,34(1,61 - 0,2) + 1,61^2] = 2,04$$

$$\chi_z = \frac{1}{2,04 + [2,04^2 - 1,61^2]^{0,5}} = 0,391$$

Coefficient de réduction de réduction minimale pour le flambement

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,77; 0,391) = 0,215$$

Vis-à-vis du diversement

La vérification de l'élément sou une flexion composée avec risque de diversement se fait suivant la formule suivante :

L'elancement réduite

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 1}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{C_1^{0,5} \left\{ 1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/iz}{H/t_f} \right)^2 \right\}^{0,25}} = \lambda_{LT} = \frac{340/2,24}{1,132^{0,5} \left\{ 1 + \frac{1}{20} \left(\frac{340/2,24}{20/0,85} \right)^2 \right\}^{0,25}} = 107,67$$

Avec $C_1 = 1,132$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{107,67}{93,9} = 1,14 > 0,4 \text{ il ya risque de diversement}$$

Section laminé donc on a la courb a

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(1,14 - 0,2) + 1,14^2] = 1,24$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,24 + [1,24^2 - 1,14^2]^{0,5}} = 0,57 < 1,0$$

Calcul du coefficient k_y :

Formules tirée de l'article (5-5-4) de l'eurocode 3

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

$$\text{avec : } \mu_y = \overline{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \mu_y \leq 0,9$$

$\beta_{My} = 1,3$ cas de charge uniformément répartie

$$\mu_y = 1,14 (2 \times 1,3 - 4) + \frac{221 - 194}{194} = -1,45 < 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{(-1,45) \cdot 3846,8}{0,39 \cdot 28,5 \cdot 23,5} = 1,20 \leq 1,5$$

calcul de coefficient k_{LT}

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \lambda_z \times \beta_{LT} - 0,15 = 0,15 \times 1,61 \times 1,3 - 0,15 = 0,16 < 1,5$$

$\beta_{My} = 1,3$ cas de charge uniformément répartie

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,16 \cdot 3846,8}{0,39 \cdot 28,5 \cdot 2350} = 0,97$$

calcul de coefficient k_z

Formules tirée de l'article (5-5-4) de l'eurocode 3

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

avec : $\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \mu_y \leq 0,9$

$\beta_{My} = 1,3$ cas de charge uniformément répartie

$$\mu_z = 1,61(2 \times 1,3 - 4) + \frac{221 - 194}{194} = -2,11 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{(-2,11) \cdot 3846,8}{0,39 \cdot 28,5 \cdot 23,5} = 1,31$$

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{221 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 4721,36 \text{ daN.m}$$

$$M_{plzrd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{44,6 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 952,81 \text{ daN.m}$$

$$N_{pIRd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{28,5 \cdot 2350}{1,1} = 60886,36 \text{ daN}$$

vérification au flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pIRd}} + k_{yy} \frac{M_{ysd}}{M_{plyrd}} + \frac{K_y \cdot M_{zsd}}{M_{plzrd}} = \frac{3846,8}{0,39 \cdot 60886,36} + 1,2 \frac{1650,85}{4721,36} + \frac{1,31 \cdot 8,88}{952,81} = 0,59 < 1 \dots \dots \text{vérifiée}$$

Vérification au diversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pIRd}} + k_{LT} \frac{M_{ysd}}{\chi_{LTM} \cdot M_{plyrd}} + \frac{K_y \cdot M_{zsd}}{M_{plzrd}} = \frac{3846,8}{0,39 \cdot 60886,36} + 0,97 \frac{1650,85}{0,57 \cdot 4721,36} + \frac{1,31 \cdot 8,88}{952,81} = 0,76 < 1 \dots \text{Vérifiée}$$

V.7 Calcul de la palée de stabilité en long pan

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent

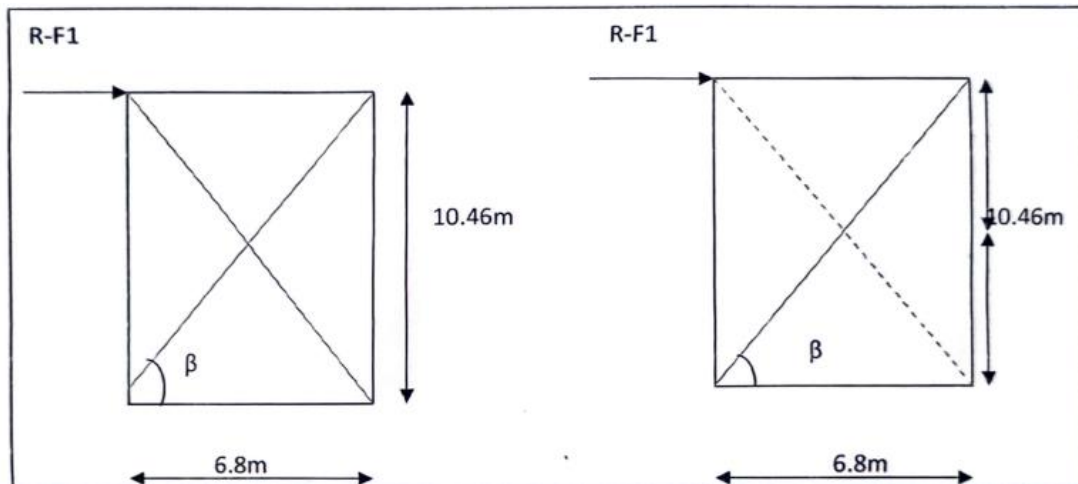


Figure V.3 Schéma statique de palée de stabilité en long pan

Par la méthode des coupures :

Effort de traction dans la diagonale tendue :

$$N \cos \beta = R - F1$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{10,46}{6,8} = 1,54 : \beta = 57^\circ$$

$$N = \frac{R-F}{\cos \beta} = \frac{6469,04 - 1226,4}{\cos 57} = 9625,9 \text{ Kg}$$

Section diagonale :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = 1,5 N = 1,5 \times 9625,9 = 14438,85 \text{ daN}$$

$$\rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{14438,85 \cdot 1,1}{23,5} = 6,75 \text{ cm}^2$$

On opte une cornière de L70×70×6 d'une section A= 8,13cm² un boulons de 12mm et un trou de 13mm

Section nette

$$A_{nett} = 8,13 - 0,5 \times 1,3 = 7,48 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,rd} = \frac{\beta \cdot A_{nett} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Exemple : attache de 3 boulons ou plus

$$P = 100 \text{ mm}; e = 25 \text{ mm}$$

$$P_1 = 100 \text{ mm} > 5d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm}$$

Avec : $d_0=13\text{mm}$ diamètre de trous Donc : $\beta=\beta_3=0.7$

$$N_{u,rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,7 \cdot 7,48 \cdot 3600}{1,25} = 15079 \text{ daN} = 150,79 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 144,38 \text{ KN} < N_{u,rd} = 150,79 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Vérifiée

V.8 Conclusion

Une cornière isolée de L70×70×6 avec boulon de 12 mm et trous de 13mm convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité

CHAPITRE VI

Eutde sismique

VI.1.Introduction

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes. Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations. Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans la structure. L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles à solliciter la structure. Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien RPA 99 Version 2003, 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, notre calcul se fera par la méthode statique équivalente

VI.2 Méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente (MSE) : consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de force statique fictive, dont les effets sont considérés équivalents à celle de l'action sismique.

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions :

- Régularité en plan
- Régularité en élévation
- Une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II
- Une hauteur au plus égale à 30m en zones III

VI.2.1 Condition d'application

VI.2.3 Calcule de la force sismique totale

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

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T).

R : coefficient de comportement global de la structure

Q : facteur de qualité

W : poids total de la structure

VI.2.3.1 Détermination du coefficient d'accélération de zone

Donné par le tableau suivant en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

(on a la zone IIa et usage du bâtiment groupe 2)

Tableau VI.1 : coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	ZONE			
	I	Ila	Ilb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

A = 0,15

VI.2.3.2 Calcul Facteur de qualité Q

Tableau VI.2.: valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Avec $q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Dans notre cas on prend les critère q :

- Conditions minimales sur les files de contreventement
- Redondance en plan

$$q = 1 + (0,05 + 0,05) = 1,10$$

VI.2.3.3 Coefficient de comportement de global de la structure R

Tableau VI.3 : valeurs du coefficient de comportement R

cat	Description du system de contreventement	Valeur de R
<u>A</u>	<u>Béton Armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventes par des voiles	4
5	Console verticale a masse repartie	2
6	Pendule Inverse	2
<u>B</u>	<u>Acier</u>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossatures contreventées par palées triangulaires en X	4
9b	Ossatures contreventées par palées triangulaires en V	3
10a	Mixte portiques / palles triangulées en X	5
10b	Mixte portiques / palles triangulées en V	4
11	Portique en console verticale	2
<u>C</u>	<u>Maçonnerie</u>	
<u>12</u>	Maçonnerie porteuse chaînée	2.5

Dans notre cas on a un portique autostables ordinaires donc

$$R = 4$$

VI.2.3.4 Calcul Facteur d'amplification dynamique D

Le facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Où ξ (%) est le pourcentage d’amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages. Du tableau 4.2 du RPA99 2003

Tableau VI.4 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

ξ (%) = 4%

facteur de correction d’amortissement donné par la formule

$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$

η :facteur de correction d’amortissement

$\eta = \sqrt{7/(2 + 0,04)} = 1,85$

Calcul de la période fondamentale

Peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$T = (C_T h_N)^{\frac{3}{4}}$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau

C_T : coefficeint en fonction du système de comportement du type de remplissage donné par le tableau 4.6 du RPA 99 V2003

Tableau VI.5 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en	0,075
2	maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	
4	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

$$T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T = \min \left\{ (C_T h_N^{\frac{3}{4}}); \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}} \right\} = \min \{ 0,68s ; 0,168s \} \text{ avec } h_N = 12m \text{ et } D = 41,3m$$

La période caractéristique associée à la catégorie du sol donnée par le tableau 4.7 RPA 99 V2003

Tableau VI.6 : Valeurs de T1 et T2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂ (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

Dans notre cas (S₃)

$$T_2 = 0,5s$$

$$\text{On a : } 0 < T = 0.168s \leq T_2 = 0.5s$$

$$\text{Donc } D = 2,5 \eta = 2,5 \times 1,85 = 4,625$$

VI.2.3.5 Calcul du Poids de la structure W

W est égal à la somme des poids W_i, calculés à chaque niveau (i)

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements éventuels

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 RPA99 V2003

Tableau VI.7 : valeurs du coefficient de pondération β

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Dans notre cas (entrepots , hangars)

$$\beta = 0,50$$

évaluation des action permanentes :

- 14 poteaux en IPE 550 de longueur L = 10,46m
- 14 traverses en IPE550 de longueur L = 14,7m
- 4 potelets en IPE 300 de longueur L = 11,08 m
- 4 potelets en IPE 300 de longueur L = 11,69 m
- 14 lisse de bardages en IPE 140 de longueur L = 29,25
- 14 lisse de bardages en IPE 140 de longueur L = 40,8
- 18 pannes en IPE180 de longueur L = 40,8m
- Coverture panneau sandwich
- Palée de stabilité
- Palée de contrvenetement
- Liernes

Tableau VI.8 charge permanentes

Element	Profilé	Poid propre en (kg/m)	Longeur de l'élément (m)	Quantiter d'element	Poitds total (kg)
poteau	IPE550	106	10,46	14	15522,64
Traverse	IPE550	106	14,7	14	21814,8
Potelet	IPE300	42,2	11,08	4	1870,3
			11,69	4	1973,27
Lisse de bardage	IPE 140	12,9	40,8	14	7368,48
			20,25	14	5282,55
Panne	IPE180	18,8	40,8	18	13806,72
Couverture	Paneau sandwich	12	599,76	2	14394,24
			426,77	2	10242,48
			305,95	2	7342,8
Palée de stabilité	L70×70×6	6,38	142,26	/	907,62
Palée de contrventement	L70×70×6	6,38	199,92	/	1275,5
Liernes	Ø10(barre) round	0,62	490,35	/	304,02
					$W_{Gi} = 102105,42$

Evaluation des action d'exploitation

$$W_{Qi} = (P_{neige} + P_{vent}) \times S_{toiture}$$

$$W_{Qi} = (0,232 + 1,35) \times 1199,52 = 1897,64 \text{ kg}$$

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$\beta = 0.50$$

$$W = 102105,42 + 0,50 \times 1897,64 = 103054,24 \text{ kg}$$

Force sismique suivant la direction X-Y

$$V_y = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,15 \times 4,625 \times 1,10}{4} \cdot 1030,54 = 196,60 \text{ KN}$$

$$V_x = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,15 \times 4,625 \times 1,10}{4} \cdot 1030,54 = 196,60 \text{ KN}$$

Les sollicitation dues au vent plus défavorable (V1)

$$V = 134,57 \times 1199,52 = 161419,40 \text{ daN} = 1614,19 \text{ KN}$$

$$V > V_y$$

$$V > V_x$$

VI.3 conclusion

Les sollicitation dues au vent sont plus importantes que celle dues au séisme dans les deux sens X.Y ainsi nous retiendrons uniquement l'action du vent pour le dimensionnement des portique et du contervertement

CHAPITRE VII

Calcul des assemblages

VII.1 Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

VII.2 Calcul des assemblages par boulons

Il existe deux types de boulons

- **Les boulons ordinaires** : non précontraints, ce type d'assemblage, de moins en moins utilisé aujourd'hui, est pratiquement réservé aux constructions provisoires, donc démontables, ou aux constructions sommaires et secondaires.
- **Les boulons HR** : présente le même aspect qu'un boulon ordinaire, un boulon HR (Haute Résistance) est constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête. Donc le coefficient de frottement (μ) entre les éléments d'une connexion joue un rôle prépondérant

VII.3 Assemblage de rive (Poteau-Traverse)

la liaison poteau traverse est assurée par un assemblage boulonné reliant la platine soudée sur l'extrémité de la traverse à la semelle du poteau. L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal

sachant que :

la poutre est en IPE550

le poteau est en IPE550

la jarette est en IPE550

platine 1140×310×20

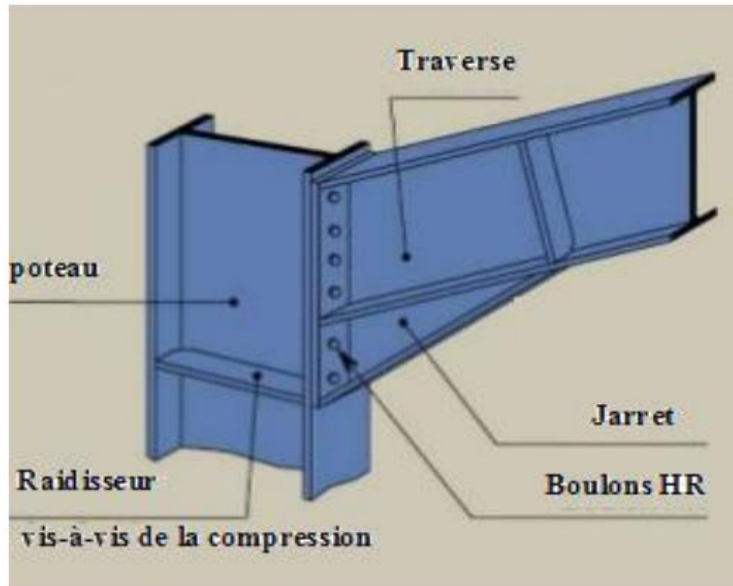


Figure VII.1 Assemblage poteau-poutre

Dans notre cas on a un assemblage constitué de 12 boulons HR 10.9 d'un diamètre de 20mm, Une platine d'épaisseur 20mm et un coefficient de frottement $\nu = 0,3$

Effort de calcul

La vérification de l'assemblage à la résistance se fera sous l'effet des sollicitations suivantes (chapitre IV)

La combinaison la plus défavorable ELU (1.35G+1.5N+P)

$$M_{ysd} = 341,99 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 88,87 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 32,65 \text{ KN}$$

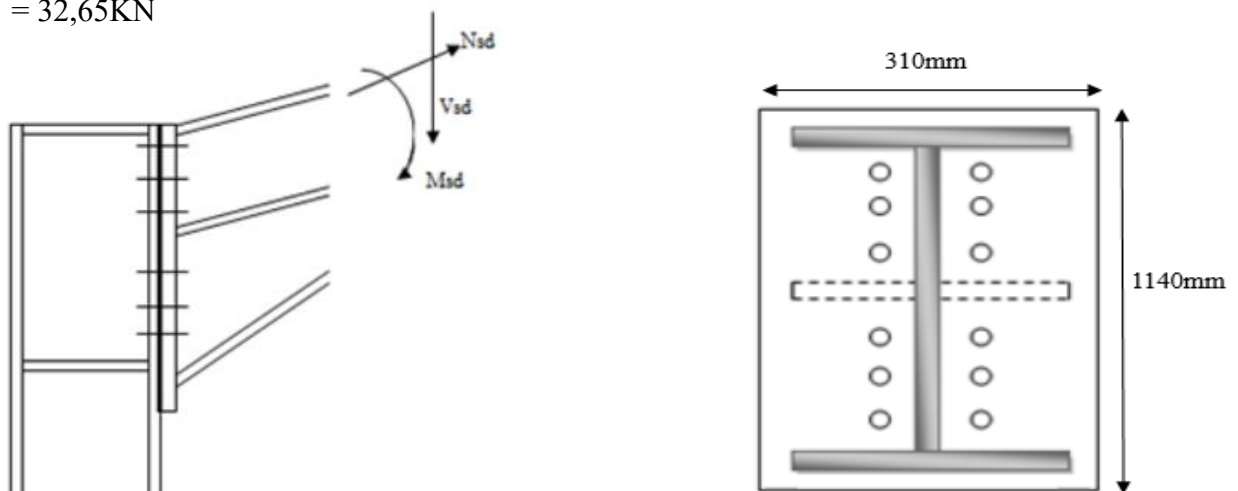


Figure VII.2 détails d'assemblage

Calcul de la hauteur de la partie comprimée

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}} = 17,2 \sqrt{\frac{210}{11,1}} = 74,81\text{mm}$$

$$d_1 = 855\text{mm} ; d_2 = 695\text{mm} ; d_3 = 535\text{mm} ; d_4 = 375\text{mm} ; d_5 = 215\text{mm}$$

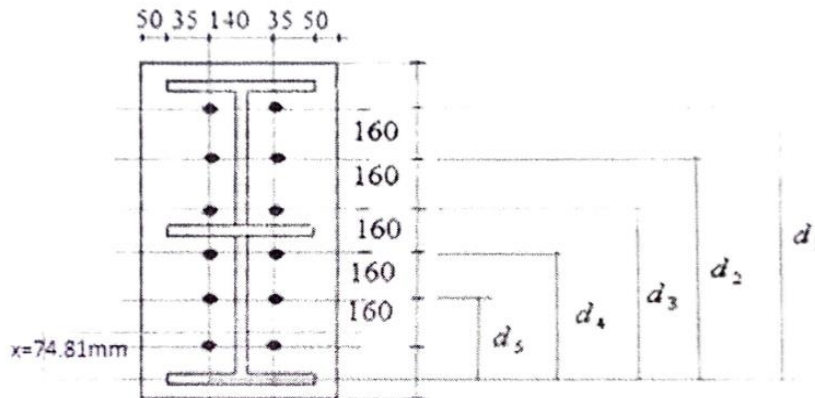


Figure VII.3 la hauteur de la zone comprimée

VII.3.1 Calcul du moment résistant

$$M_{rd} = N_1 d_1 + N_2 d_2 + N_3 d_3 + \dots = \sum N_i d_i$$

$$\frac{N_1}{d_1} = \frac{N_2}{d_2} = \frac{N_3}{d_3} \dots$$

$$M_{rd} = \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + N_2 \cdot d_2 \frac{d_1}{N_1} + N_3 \cdot d_3 \frac{d_1}{N_1} + \dots)$$

$$M_{rd} = \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots)$$

$$M_{rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} \text{ où } : N_1 = \frac{M_{rd} \cdot d_1}{\sum d_i^2}$$

Avec :

N_1 : l'effort maximal de traction de la rangée des boulons les plus éloignés du centre de rotation

d_1 : distance des boulons par rapport à l'axe de rotation

VII.3.1.1 l'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vout

$$F_{pc} = 0,7 f_{ub} A_s$$

Boulon de diamètre 20mm : $A_s = 245\text{mm}^2$; $f_{ub} = 1000\text{N/mm}^2$

$$F_{pc} = 0,7 \times 1000 \times 245 = 171,5 \text{ KN pour un boulon}$$

Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{rd} = \frac{n \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n F_{pc} \sum d_i^2}{d_i}$$

Où

n : est le nombre de boulons dans une rangée horizontale . (n = 2)

vérification à la résistance de l'assemblage

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

$$\sum d_i^2 = (855^2 + 695^2 + 535^2 + 375^2 + 215^2) = 1687125 mm^2$$

$$M_{rd} = \frac{n F_{pc} \sum d_i^2}{d_i} = \frac{2 \times 171,5 \times 1687125}{855} = 676,823 \text{ KN.m}$$

On a $M_{sd} = 341,99 \text{ KN.m} \leq M_{rd} = 676,823 \text{ KN.m}$ Vérifiée

résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$\text{Par boulon : } F_{v,Sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{88,87}{12} = 7,4 \text{ KN}$$

il faut vérifier que : $F_{v,Sd} \leq F_{v,rd} = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_{pc} / \gamma_{M2}$

$k_s = 1.0$ trou normal . (eurocode 3 §6.5.8.1)

$m = 1.0$ un plan de frottement

$\mu = 0,3$ coefficient de frottement (eurocode 3 §6.5.8.3)

F_{pc} : précontrainte de calcul . (eurocode 3 §6.5.8.2)

$7,4 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 0,3 \times 171,5 / 1,25 = 41,16 \text{ KN}$ vérifiée

VII.3.2 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

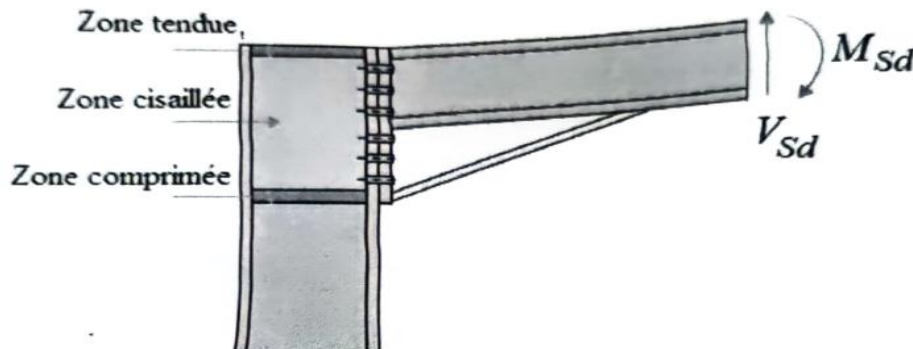


Figure VII.4 : Résistance âme du poteau dans la zone tendue

L'inégalité suivante doit être vérifiée

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

Avec

$$F_{t,Rd} = t_{wc} \cdot b_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

- ❖ $F_{t,Rd}$: Résistance de l'âme du poteau a la traction
- ❖ $t_{wc} = 11,1mm$: Epaisseur de l'âme du poteau
- ❖ $b_{eff}(p) = 160mm$: Entraxe rangées de boulons
- ❖ $Msd = 341,99KN.m$
- ❖ $tf = 34,4mm$
- ❖ $h = 1100mm (550 \times 2)$

l'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{Msd}{h-tf} = \frac{341,99}{1,1-0,0344} = 320,93KN$$

$$F_{t,Rd} = t_{wc} \cdot b_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1,1 \cdot 16 \frac{23,5}{1,1} = 379,42KN$$

$$F_v \leq F_{t,Rd} \dots\dots\dots \text{Est vérifiée}$$

On a pas besoin de mettre un raidisseur

VII.3.2 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

La vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée est donnée par la relation suivante :

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

$$F_{c,Rd} = \frac{k_c \rho b_{eff} \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{(1+1.3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2)}}$$

$$F_{c,Rd} = f_y \cdot t_{wc} \left(1,25 - 0,5 \gamma_{M0} \cdot \frac{\sigma_{c,sd}}{f_y}\right) \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

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

$$\sigma_{c,sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{Msd \cdot z_{max}}{I_y} : \begin{cases} \text{si } \sigma_{c,sd} \leq 0,7 f_y \rightarrow k_c = 1 \\ \text{sinon } k_c = \frac{1,7 - \sigma_{c,sd}}{f_y} \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}}$$

$$\text{Si } \bar{\lambda}_p \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1.0$$

$$\text{Si } \bar{\lambda}_p \geq 0,72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$$

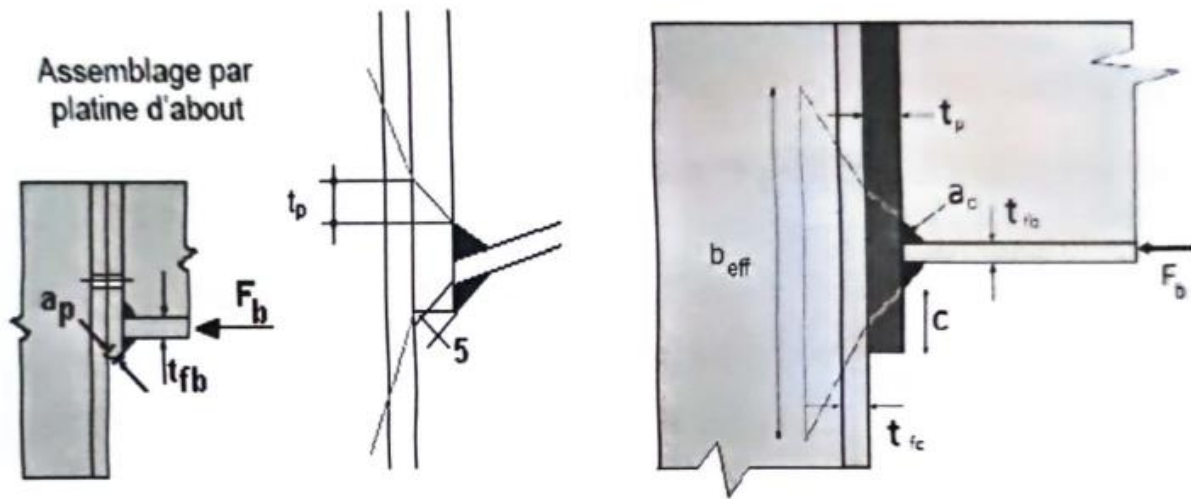


Figure VII.5 : Résistance âme du poteau dans la zone comprimée

$\sigma_{c.sd}$: Contrainte normal de compression dans l'âme du poteau du a l'effort de compression et au moment fléchissant.

$\bar{\lambda}_p$ Elancement réduit de la partie efficace de l'âme.

$t_p = 20mm$: Epaisseur de la platine d'extrémité.

$t_{fb} = 17,2mm$: Epaisseur de la semelle de la poutre.

$t_{fc} = 17,2 mm$: Epaisseur de la semelle du poteau.

$r_c = 24 mm$: Rayon de raccordement âme-semelle du poteau.

$a_p = 0,5 mm$: Epaisseur estimée pour la gorge de soudure.

$h = 550 mm$: Hauteur de la section du profilé.

$t_{wc} = 11,1mm$: Epaisseur de l'âme du poteau.

$d_{wc} = 467,6 mm$: la hauteur utile du poteau IPE550.

$$\sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}.Z_{max}}{I_y} = \frac{88,87}{134} + \frac{341,99.24.10^2}{67120} = 12,89 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{c.sd} = 12,89 \text{ KN/cm}^2 < 0,7 f_y = 16,45 \text{ KN/cm}^2 \rightarrow k_c = 1.0$$

$$b_{eff} = 17.2 + [2 \times 0,5\sqrt{2}] + [5(17,2 + 24)] + [2 \times 20] = 264,61 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{26,46 \cdot 46,76 \cdot 23,5}{2,1 \times 10^4 \times 11,1^2}} = 0,988 > 0,72$$

$$\rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2 = (0,988 - 0,2) / 0,988^2 = 0,81$$

$$F_{c,Rd} = \frac{k_c \rho b_{eff} \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{(1 + 1,3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2)}} = \frac{1 \times 0,81 \times 26,46 \times 1,11 \times 23,5}{1,1 \sqrt{(1 + 1,3 \left(\frac{26,46}{55}\right)^2)}} = 445,60 \text{KN (compression)}$$

$$N_{sd} = \sum N_i$$

$\sum N_i$: la somme des efforts dans les boulons tendus

$$N_1 = \frac{M_{sd} \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{341,99 \times 855 \times 10^{-3}}{1687125 \times 10^{-6}} = 173,31 \text{KN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \cdot d_2}{\sum d_i^2} = \frac{341,99 \times 695 \times 10^{-3}}{1687125 \times 10^{-6}} = 140,88 \text{KN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \cdot d_3}{\sum d_i^2} = \frac{341,99 \times 535 \times 10^{-3}}{1687125 \times 10^{-6}} = 108,44 \text{KN}$$

$$N_4 = \frac{M_{sd} \cdot d_4}{\sum d_i^2} = \frac{341,99 \times 375 \times 10^{-3}}{1687125 \times 10^{-6}} = 76,01 \text{KN}$$

$$N_5 = \frac{M_{sd} \cdot d_5}{\sum d_i^2} = \frac{341,99 \times 215 \times 10^{-3}}{1687125 \times 10^{-6}} = 43,58 \text{KN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = 542,22 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 542,22 \text{ KN} > F_{c,Rd} = 445,6 \text{ KN} \dots \dots \dots$ non vérifiée

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible en comparaison avec l'effort agissant ainsi on doit prévoir un raidisseur (épaisseur = 15mm) pour cette zone

VII.3.3 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée

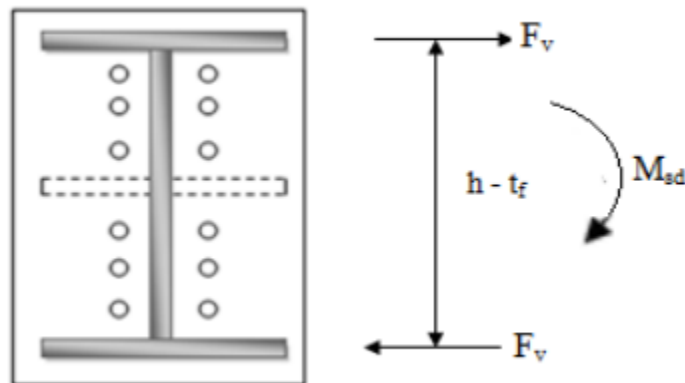


Figure VII.6 Résistance âme du poteau dans la zone cisailée

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

$$F_{v,Rd} = h \times t_w \times 0,58f_y / \gamma M0$$

$$F_{v,Rd} = 55 \times 1,11 \times 0,58 \times 23,5 / 1,1 = 756,46 \text{KN}$$

L'effort de cisailment vaut :

$$F_v = \frac{Msd}{h-tf} = \frac{341,99}{1,1-0,0344} = 320,93 \text{KN}$$

$$F_v = 320,93 \text{ KN} < V_{rd} = 756,46 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

VII.4 Vérification de la résistance de l'âme raidie du poteau

Cette vérification n'est pas nécessaire car le raidisseur a une épaisseur égale à celle de la semelle de la traverse

VII.4.1 Assemblage de faitage

L'assemblage du faitage est souvent conçu de même manière que l'assemblage au niveau du jarret (comme le montre la figure suivante) ; dans notre vu que la portée de notre portique est importante ce dernier se fera sur chantier et non a l'usine

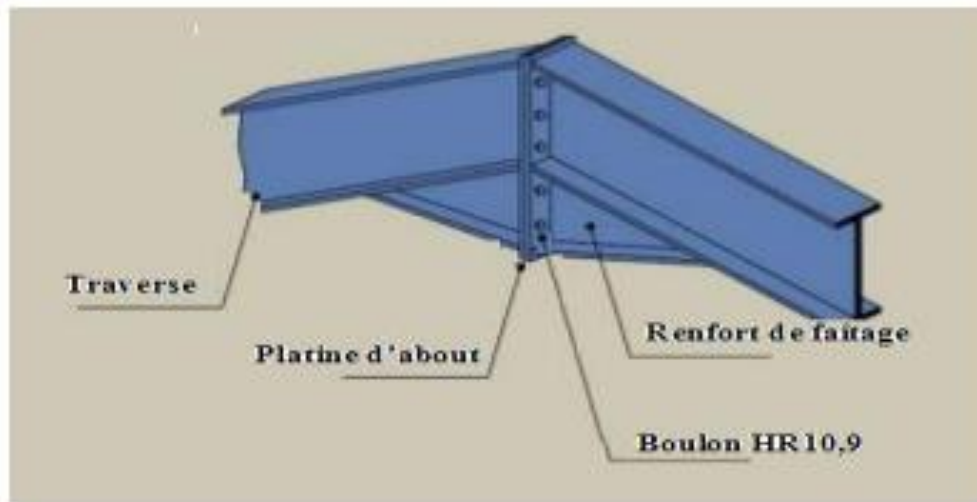


Figure VII.7 assemblage traverse-traverse

Soit un assemblage constitué de 12 boulons d'un diamètre de 20mm, Une platine d'épaisseur 20mm et un coefficient de frottement $\mu = 0,3$ Sachant que la traverse, le jarret ainsi que le traverse sont en IPE550, on va tacher de vérifier la résistance de cet assemblage (voir la figure ci-dessous) sous les sollicitations suivantes :

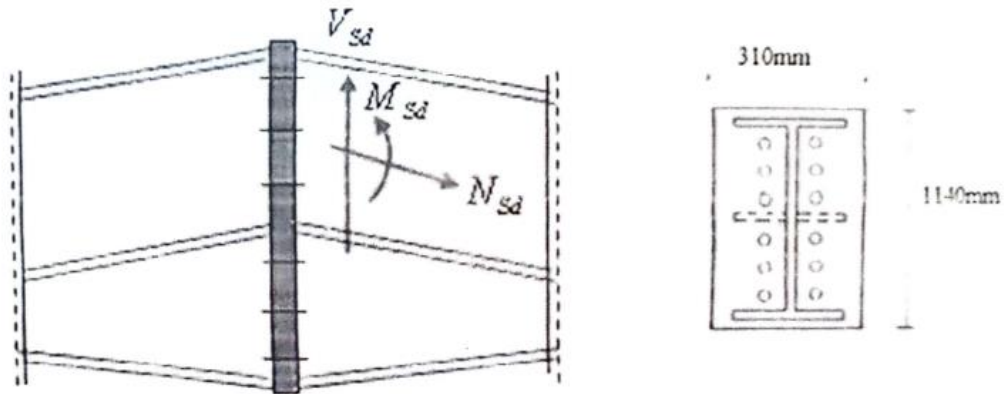


Figure VII.8 : Détails sur l'assemblage.

Platine 1140×310×20

Boulon HR 10.9

Billan d'effort

$$M_{sd} = 252,76 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 84,80 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 41,55 \text{ KN}$$

VII.4.2 moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_{rd} = \frac{N_1 \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_p = 0,7 f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171,5 \text{ KN (un boulon)}$$

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 \text{ (boulons de 20mm)}$$

$$\sum d_i^2 = (855^2 + 695^2 + 535^2 + 375^2 + 215^2) = 1687125 \text{ mm}^2$$

$$M_{rd} = \frac{n F_p \sum d_i^2}{d_i} = \frac{2 \times 171,5 \times 1687125}{855} = 676,823 \text{ KN.m}$$

VII.4.2.1 vérification de la résistance de l'assemblage

$$M_{sd} = 252,76 \text{ KN.m} < M_{rd} = 676,823 \text{ KN.m}$$

résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$\text{Par boulon : } F_{v, Sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{84,8}{12} = 7,06 \text{ KN}$$

il faut vérifier que : $F_{v, Sd} \leq F_{v, rd} = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_{pc} / \gamma_{M2}$

$k_s = 1.0$ trou normal . (eurocode 3 §6.5.8.1)

$m = 1.0$ un plan de frottement

$\mu = 0,3$ coefficient de frottement (eurocode 3 §6.5.8.3)

F_{pc} : précontrainte de calcul . (eurocode 3 §6.5.8.2)

$7,06\text{KN} \leq F_{v,rd} = 0,3 \times 171,5 / 1,25 = 41,16 \text{ KN}$ vérifiée

VII.5 Calcul des bases des poteaux

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de la fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d’une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau (comme le montre la figure suivante.). Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l’épaisseur de l’âme et des semelles du poteau, elle peut être renforcée par des raidisseur

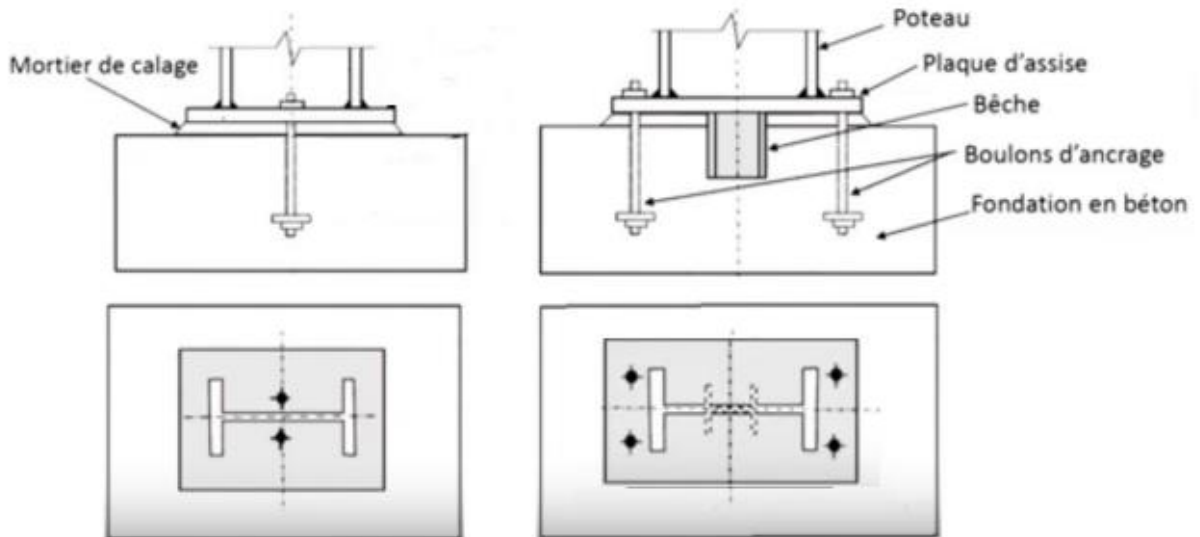


Figure VII.9 base de poteau

L’assemblage de base du poteau est conçu comme une articulation afin de réduire les dimensions des fondations (comme le montre la figure suivante VII-10.); il est possible d’utiliser des pieds de poteau encastré (comme le montre la figure suivante VII-11.), si le sol présente des caractéristiques fiables

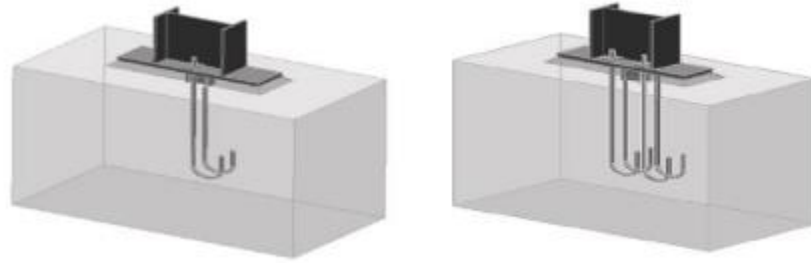


Figure VII.10 pied de poteau articulés

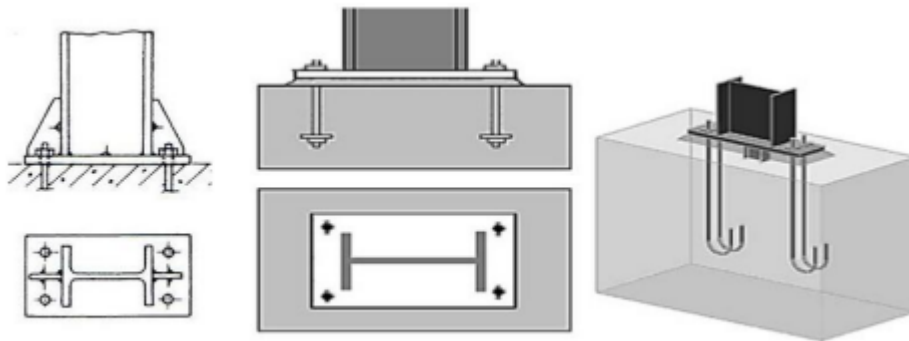


Figure VII.11 pied de poteau encastés

Sachant le poteau est en IPE 550 , on va tacher de dimensionner la plaque d'assise (voir la figure ci-dessous) sous sollicitations suivantes

Charge axiale de compression : $N_{sd} = 88,87\text{KN}$

Effort tranchant correspondant $V_{zsd} = 32,65\text{KN}$

Effort de soulèvement : $N_{sd} = 64,1\text{KN}$

Effort tranchant correspondant au soulèvement : $V_{z.sd} = 29,78\text{KN}$

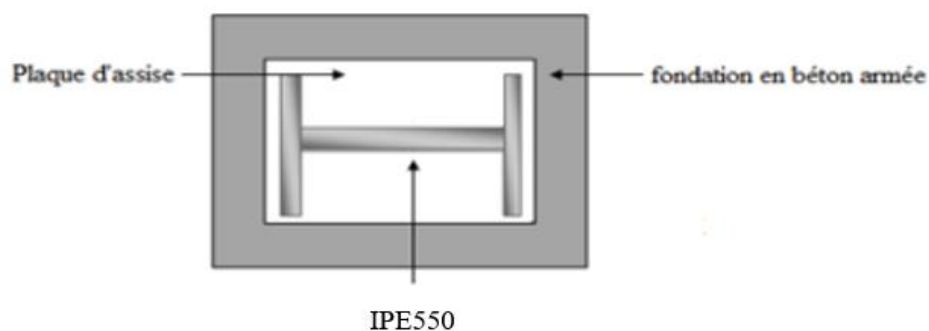


Figure VII.12 détails sur l'assemblage

Plaque d'assise en acier de nuance S235 : $f_y = 235\text{N/mm}^2$

Fondation en béton de classe : C25/30 $f_{ck} = 25\text{N/mm}^2$.

Coefficient de sécurité : acier : $\gamma M0 = 1,1$ $\gamma M2 = 1,25$

Béton : $\gamma_c = 1,5$

VII.5.1 Résistance du béton a la compression

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \times 25}{1,5} = 16,7\text{N/mm}^2$$

Résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement:

La valeur du coefficient du matériau de scellement est : $\beta_j = 2/3$

Du moment que les dimensions de la fondation sont inconnues, on admettra que : $(\frac{AC1}{AC0})^{0,5} = \alpha = 1.5$

Ainsi la résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement sera :

$$f_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd} = 1.5 \times \frac{2}{3} \times 16.7 = 16.7\text{N/mm}^2 = f_{cd}$$

VII.5.2 estimation de l'aire de la plaque d'assise

$$A_{c0} = \frac{1}{h_c \times b_{fc}} \left(\frac{Nsd}{f_{cd}} \right)^2 = \frac{1}{550 \times 210} \left(\frac{88870}{16,7} \right)^2 = 245,18\text{mm}^2$$

$$A_{c0} = \frac{Nsd}{f_{cd}} = \frac{88870}{16,7} = 5321,55\text{mm}^2$$

VII.5.3 choix du type de la plaque d'assise

on a

$$A_{c0} = \frac{Nsd}{f_{cd}} = \frac{32650}{16,7} = 5321,55\text{mm}^2 < 0,95 \times 550 \times 210 = 109725\text{mm}^2$$

ce qui implique qu'une plaque a projection courte sera satisfaisant ces dimensions seront prise comme suit :

$$b_p > b_{fc} + 2t_{fc} = 210 + 2 \times 17,2 = 244,4\text{mm} \approx 250\text{mm}$$

$$h_p > h_c + 2t_{fc} = 550 + 2 \times 17,2 = 584,4\text{mm} \approx 600\text{mm}$$

ce qui nous donne :

$$A_{c0} = b_p \times h_p = 250 \times 600 = 150000\text{mm}^2 > A_{c0} = 109725\text{mm}^2$$

VII.5.3.1 vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise

Calcul de la largeur d'appuis additionnel 'c'

$$c = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$A = +2$$

$$B = -(b_{fc} - t_{wc} + h_c) = -(210 - 11,1 + 550) = -748,9 \text{ mm}$$

$$C = \frac{0,5N_{sd}}{f_{jd}} - [(2b_{fc} \cdot t_{fc}) + (4t_{fc}^2) + (0,5h_c \cdot t_{wc}) - (t_{fc} \cdot t_{wc})] = \frac{0,5 \times 88870}{16,7} - [(2 \times 210 \cdot 17,2) + (4 \times 17,2^2) + (0,5 \times 550 \cdot 11,1) - (17,11 \times 11,1)] = -8608,16 \text{ mm}^2$$

$$c = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} = \frac{748,9 - \sqrt{-748,9^2 - 4 \times 2 \times (-8608,16)}}{2 \times 2} = -11,16 \text{ mm}$$

Vu que l'effort de compression N_{sd} est faible ce qui nous donne la valeur négative de la largeur additionnelle. Pour le calcul de la largeur additionnelle C dans le cas où l'effort de compression sollicitant le poteau est faible, on procède de la manière suivante

Calcul de la largeur d'appuis additionnel 'c'

On pose $t = 20 \text{ mm}$ comme épaisseur de plaque d'assise

$b_c = 15 \text{ mm}$: débord de la plaque d'assise pour un assemblage articulé

$$c = t \left(\frac{fy}{3f_{ij} \times \gamma M_0} \right)^{0,5} = 20 \left(\frac{235}{3 \times 16,67 \times 1,1} \right)^{0,5} = 41,3 \text{ mm}$$

$$\frac{(h_c - 2t_{fc})}{2} = \frac{(550 - 2 \times 17,2)}{2} = 257,8 \text{ mm}$$

$$c = 41,3 \text{ mm} < \frac{(h_c - 2t_{fc})}{2} = 257,8 \text{ mm}$$

remarque

il n'ya pas de recouvrement des aires en compression pour les tronçons des deux semelles

$c < b_c$ plaque a projection courte

calcul de la section efficace A_{eff}

la plaque d'assise est à projection courte

$$A_{eff} = [2(b_{fc} + 2\beta_c)(c + \beta_c + t_{fc})] + [(h_c - 2c - 2t_{fc})(2c + t_{wc})]$$

$$A_{eff} = [2(210 + 2 \times 15)(41,3 + 15 + 17,2)] + [(550 - 2 \times 41,3 - 2 \times 17,2)(2 \times 41,3 + 11,1)] = 39796,34 \text{ mm}^2$$

$M_{sd} = 1,82 \text{ N.m} \leq M_{rd} = 14,24 \text{ N.m}$ vérifiée

VII.5.2.3 Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de plaque d’assise

L’inégalité suivante doit être vérifiée

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

$F_{v,rd} = F_{f,rd} = C_{fd} \cdot N_{sd}$

Avec :

$N_{sd} = 88.87 \text{ kN}$: Effort de calcul de compression du poteau

$C_{fd} = 0,2$: Coefficient de frottement entre plaque d’assise et couche scellement (spécifiée pour le mortier de calage de ciment et de sable.

$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} = 0,2 \times 88.87 = 17,77 \text{ kN}$

$V_{z,sd} = 32,65 \text{ kN} > F_{v,Rd} = 17,77 \text{ kN}$ C’est pas vérifiée

Remarque

La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d’assise n’est pas vérifiée, ce sont les tiges d’ancrages qui vont reprendre l’effort de cisaillement

VII.5.3 Tiges d’ancrages

Les tiges d’ancrage doivent être mises en place afin de résister aux effets des actions de calcul, on doit les dimensionner de sorte a supporter convenablement l’effort de traction ainsi que les forces de soulèvement et les moment de flexion

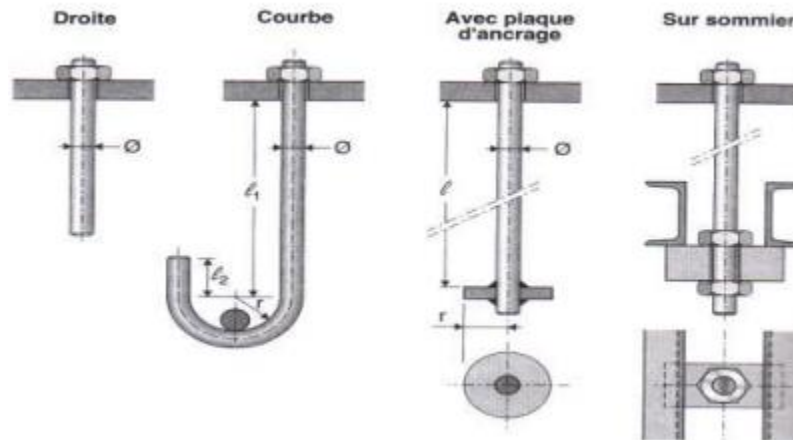


Figure VII.14 types de tige d’ancrage

Soit deux tiges d’ancrage M20 de classe 4.6 (de forme courbe)

$A_s = 245 \text{ mm}^2$

$f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$

$$f_{yb} = 240 \text{ N/mm}^2 \quad 235 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$$

VII.5.3.1 Résistance des tiges d'ancrage au cisaillement

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

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

$$F_{v,rd} = F_{f,rd} + n_b \cdot F_{vb,rd}$$

$$F_{f,rd} = 0,2 N_{sd} = 0,2 \times 88,87 = 17,77 \text{ KN}$$

$$F_{vb,rd} = \frac{\alpha_{cb} \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,368 \cdot 400 \cdot 245}{1,25} \times 10^{-3} =$$

28,85 KN Avec :

$F_{f,rd} = 17,77 \text{ KN}$ Résistance de calcul par frottement en présence d'un effort axial de compression dans le poteau

$$\alpha_{cb} = 0,44 - 0,0003 f_{yb} = 0,44 - (0,0003 \times 240) = 0,368$$

$n_b = 2$: Nombre de tiges situées dans l'assemblage.

$$F_{v,rd} = 17,77 + (2 \times 28,85) = 75,47 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 32,65 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 32,65 \text{ KN} < F_{v,Rd} = 75,47 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VII.5.3.2 Dimensionnement des bêche de cisaillement

Pour plus de sécurité on prévoit des bèches de cisaillement pour soulager les tiges d'ancrages en cas de force majeure générant un grand effort de cisaillement comme le séisme par exemple

- hauteur de la bêche : $h_{bêche} \leq 0,4 h_c \rightarrow h_{bêche} \leq 220 \text{ mm}$
- profondeur efficace : $60 \text{ mm} \leq l_{eff} \leq 1,5 h_{bêche} \rightarrow 60 \text{ mm} \leq l_{eff} \leq 330 \text{ mm}$
- élancement maximal des ailes : $\frac{h_{bêche}}{t_{bêche}} \leq 20$
- on part sur un IPE100 rempli les conditions
- profondeur totale $d_0 = 10 \text{ mm}$
- longueur efficace : $l_{eff} = 100 - 30 = 70 \text{ mm}$
- élancement maximal des ailes : $\frac{55}{5,7} = 10 \leq 20$

une bêche en IPE100 sera retenue

VII.5.3.3 Résistance des tiges d'ancrage à l'effort de soulèvement

Dans le cas où l'effort au pied du poteau est un effort de soulèvement, les tiges d'ancrage doivent transmettre ce dernier ainsi que l'effort tranchant commettant aux fondations

VII.5.3.4 Résistance des tiges d'ancrage

L'inégalité suivante doit être vérifiée

$$\frac{V_{sd}}{F_{v,rd}} + \frac{N_{sd}}{N_{t,rd}} \leq 1$$

$$N_{t,rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{1,25} = \frac{0,9 \cdot 400 \cdot 246}{1,25} = 70,6 \text{ KN}$$

$$\frac{\frac{V_{sd}}{nb}}{F_{v,rd}} + \frac{\frac{N_{sd}}{nb}}{N_{t,rd}} = \frac{\frac{32,65}{2}}{75,47} + \frac{\frac{88,87}{2}}{70,6} = 0,84 \leq 1 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

VII.5.3.5 Vérification de la tige d’ancrage a l’adhérence

Pour un boulon d’ancrage :

$$\frac{N_{sd}}{2} \leq F_{anc,rd}$$

$$F_{anc,rd} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2) = \pi \cdot d \cdot l_{b,rqd} \cdot f_{bd}$$

Avec

$F_{anc,rd}$: résistance d’ancrage en traction

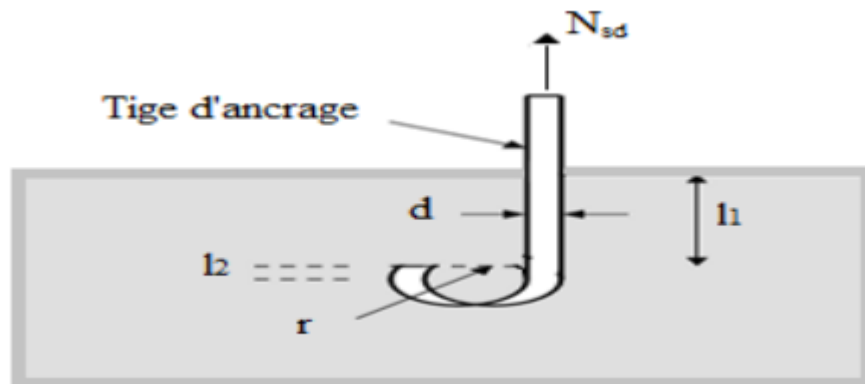


Figure VII.15 tige d’ancrage

- $r = 3 \times 20 = 60\text{mm}$
- $l_1 = 20 \times 20 = 400\text{mm}$
- $l_2 = 2 \times 20 = 40\text{mm}$

la longueur totale de la tige

$$l_b = l_1 + 6,4r + 3,5l_2 = 400 + (6,4 \times 60) + (3,5 \times 40) = 924\text{mm}$$

en utilisant la formule suivante donnée dans le guide de l’eurocode de CTICM [1]

la longueur de la tige requise est :

- f_{ub} : Résistance ultime du boulon d’ancrage.
- f_{bd} : Contrainte d’adhérence de calcul.
- d : Diamètre du boulon d’ancrage
- Fondation en béton de classe C25 : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Béton : $\gamma_c = 1,5$

Calcul de la contrainte d'adhérence f_{bd}

$$f_{bd} = \frac{0,36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36\sqrt{25}}{1,5} = 1,2 \text{ N/mm}^2$$

la longueur totale de la tige requise :

$$l_{b,rqd} = 0,144 d \frac{f_{ub}}{f_{bd}} = 0,144 \times 20 \times \frac{400}{1,2} = 960 \text{ mm}$$

calcul de la résistance d'ancrage en traction $F_{anc.Rd}$:

$$F_{anc.Rd} = \pi \cdot d \cdot l_{b,rqd} \cdot f_{bd} = 3,14 \times 20 \times 960 \times 1,2 = 72,4 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{sd}}{4} = \frac{88,87}{4} = 22,21 \text{ KN} < F_{anc.Rd} = 72,4 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

Pas d'effort de soulèvement vérifiée

VII.6 Conclusion :

Bien que normalement le pied soit de type articulé, on va prévoir quatre boulons d'ancrage pour des raisons sécuritaire car ils empêchent les poteaux de se renverser en phase provisoire de montage

CHAPITRE VIII

Etude des fondations

VIII.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dans leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple). Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans les bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

La fondation doit être en équilibre sous :

- Les sollicitations dues à la superstructure.
- Les sollicitations dues au sol

VIII.2 Le rôle des fondations

Le rôle des fondations est de répartir les charges de la construction dans le sol naturel. Elles représentent l'assise stable et le socle d'un bâtiment

Il existe deux type de fondation

Fondation superficielle :

- Semelle isolée sous Poteau
- Semelle filante continue sous mur
- Semelle filante sous plusieurs poteaux

Fondation profonde : (semelle sous pieux)

Choix des fondation :

Un certain nombre des problèmes se pose, lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges
- Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du sol =0.2MPa)

**VIII.2.1 étude des semelles
dimensionnement de la semelle**

La platine est soumise aux sollicitations les plus défavorables qui sont :

$$N_{sd} = 88,87 \text{ KN}$$

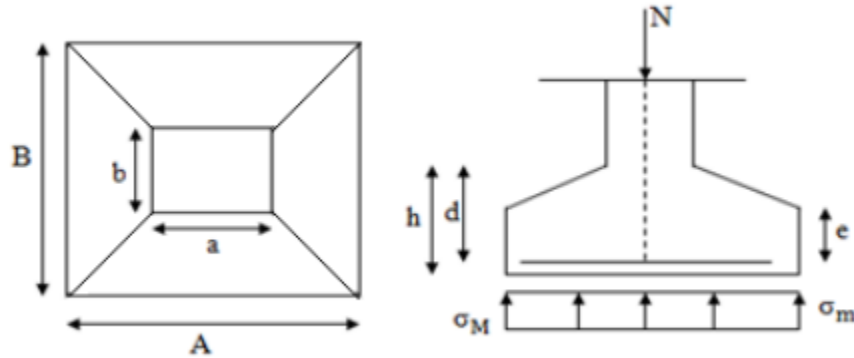


Figure VIII.1 diagramme des contraintes agissant sur les fondation

Charges à prendre en considération

Tableau VIII.1 l'effort normal

	effort	ELU	ELS
Semelle	$N_{sd} \text{ (KN)}$	64,1	60,56
$\overline{\sigma_{sol}}$	$2\text{bar} = 0,2 \text{ Mpa} = 20000\text{daN/m}^2$		

Sous l'effort vers le bas :

A dimensionnement de la semelle :

Détermination de A et B

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = \frac{a}{b} \times B \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}}} \\ A = \frac{b}{a} \times A \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}}} \end{cases}$$

On a : $b = 600\text{mm}$ et $a = 250\text{mm}$

$$\sigma_{sol} = \frac{Nsd}{A \times B} \rightarrow A \times B \geq \frac{Nsd}{\sigma_{sol}}$$

$$B^2 \times \frac{a}{b} = \frac{Ns}{\sigma_{sol}} = B^2 \times \frac{250}{600} = \frac{8878}{20000} = 0,41 \times B^2 = 0,44 \rightarrow B = \sqrt{\frac{0,44}{0,41}} = 1,03\text{m}$$

$$A = 1,03 \times \frac{250}{600} = 0,43\text{m}$$

Donc on prend une semelle de dimension de (1.0 x 0.60)m²

Détermination de d et h :

$$h = d + 50 \text{ mm}$$

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A-a$$

$$\frac{1,03-0,6}{4} \leq d \leq 0,43-0,25$$

$$0,107 \leq d \leq 0,18\text{m}$$

$$\text{Donc } d = 15\text{cm} \rightarrow h = 15+5 = 20\text{cm}$$

Calcul de ferrailage

A L'ELU

$$A_u = \frac{Nu(A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 374,83\text{Mpa}$$

$$A_u = \frac{Nux(A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{64,1(0,43-0,25) \times 10^{-2}}{8 \times 0,15 \times 348 \times 10^{-3}} = 0,27 \text{ cm}^2$$

A L'ELS

$$A_s = \frac{Ns(A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{c28}} \right) = 210,63\text{Mpa}$$

$$N_s = 60,56 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{60,56(0,43-0,25)}{8 \times 0,15 \times 210,63 \times 10^3} \times 10^4 = 0,43 \text{ cm}^2$$

On a $A_s > A_u$ donc on prend un ferrailage de 6T12

Détermination de la hauteur du patin 'e :

$$e \geq \max (6\phi + 6 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$$e \geq \max (13,2\text{cm} ; 15\text{cm}) \text{ donc on prend } e = 15 \text{ cm}$$

VIII.3 Calcul des longrines

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction. Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton. Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine

VIII.3.1 Dimensionnement des longrines

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

VII.3.2 Calcul du ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à

$$F = \max \left(\frac{N}{\alpha} ; 20\text{KN} \right)$$

N : Egale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3

ELU :

$$\frac{Nu}{\alpha} = \frac{64,1}{12} = 5,34 \text{ KN}$$

ELS

$$\frac{Ns}{\alpha} = \frac{60,56}{12} = 5,05 \text{ KN}$$

$$F = \max (5,34\text{KN}; 5,05\text{KN} ; 20\text{KN}) + 20\text{KN}$$

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{0,02}{348} = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{0,02}{210,63} = 0,99\text{cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimal

$$A_{min} = 0.6\%B = 0.6\%(25 \times 30) = 45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : on prend } A_{st} = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

Vérification de condition de non-fragilité

$$A_{st} \leq 0,23b \times d \times f_{c28} \times f_c = 0,23 \times 25 \times 30 \times 25 \times 400 = 10,78\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

VIII.3.3 Calcul d'armatures transversales

$$\varphi t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \varphi \text{ min} ; b/10 \right) \rightarrow \varphi t \leq \min (8,5 ; 10 ; 25) = 8.5\text{mm} \text{ Alors on prend : } \varphi t = 8\text{mm}$$

VIII.3.4 Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser : $S_T \leq (20\text{cm} ; 15\varphi t)$

→ $S_T \leq (20\text{cm} ; 15\varphi t) \Rightarrow S_T \leq (20\text{cm}, 12\text{cm})$ Alors on adopte un espacement $S_T = 10\text{ cm}$

Conclusion générale

Le plus grand intérêt de ce projet c'est qu'il m'a permis d'appliquer des grandes parties des études théoriques que j'ai étudiées pendant mon cursus d'ingénieur Génie civil à l'université MOULOUD MAMMARI.

La complexité et la variabilité de l'ouvrage étudié m'a permis d'avoir une approche globale sur la façon de faire la conception et le dimensionnement d'une structure métallique, les assemblages et les fondations

Aussi, j'ai réalisé qu'il me reste beaucoup à faire pour enrichir mes connaissances dans ce domaine, et que seul un travail acharné et une volonté continue pourront m'aider à réaliser mes objectifs

BIBLIOGRAPHIE

- ❖ Règlement neige et vent version 2013 (RNV 2013).
- ❖ Calcul des Eléments de construction Métallique de (livre LAHLOU DAHMANI).
- ❖ Eurocode3, les normes Européennes de conception, de dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil.
- ❖ Document technique réglementaire DTR B.C. 2.2 « les charges permanente et charges d'exploitations » .
- ❖ Réglés de conception des structures en acier « CCM97 » (DRT.BC.2.48).
- ❖ Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003(document technique réglementaire D.T.R.C 23-4.7).
- ❖ Les thèses de fin d'études.