

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Option : Construction Métallique

Thème

Calcul d'un Hangar Métallique à usage de Stockage

Réalisé par :

M^{lle}.SIDI SAID Zahra

Encadré Par :

Mr.AKKOUCHE Karim

Promotion : 2019/2020

Remerciements

*Je remercie le bon dieu miséricordieux qui m'a donné
la force, le courage et surtout la patience afin
de mener ce modeste travail jusqu'au bout, et qui m'a donné
la foi pour continuer durant les entraves que j'ai vécu.*

*Je tiens à remercier profondément et avec gratitude
mon cher promoteur Mr. AKKOUCHE Karim qui n'a jamais cessé
de m'encourager, pour sa disponibilité, et surtout pour le temps
qu'il m'a accordé tout au long de ce travail, pour tous les efforts
qu'il a fourni pour me former et enrichir mes connaissances
encore plus et pour tous ses précieux conseils afin d'accomplir ce mémoire.*

*Mes remerciements vont également à Mr. DAHMANI Lahlou
qui a toujours cru en moi, pour son aide pour ses explications
durant toute ma formation et pour toutes ses suggestions
constructives pour la bonne réalisation de mon projet
et surtout pour son soutien moral qui m'a toujours donné.*

*En fin, je remercie le responsable de formation
Mr. Boudjmia pour sa présence et sa compréhension,
et je remercie vivement les membres de jury pour
l'acceptation d'évaluer ce modeste travail et pour le temps
qu'ils ont consacré pour l'examiner et pour
toutes les remarques qui vont
développer ce travail.*



Dédicaces

Faut souffrir pour réussir, faut insister pour y arriver.

Là où y'a une volonté, y'a un chemin,

Je dédie cet événement marquant de ma vie à la mémoire de mon cher papa disparu trop tôt. J'espère que, de monde qui est sien maintenant, qu'il apprécie ce geste de la part de sa petite fille qui l'adore qui prie chaque jour pour le salut de ton âme et dans l'espoir de le rencontrer un jour au paradis.

Que dieux tout puissant, l'avoir en sa sainte miséricorde.

A ma chère maman, à qui je dois toute ma vie, aucune dédicace ne saurait suffisante pour exprimer tous que vous avez enduré pour moi,

A ma grande sœur, qui a toujours fait des sacrifices pour moi et à qui je dois énormément de choses et à ces deux adorables enfants Lina et Jacob,

A mon cher frère Aissa pour ses encouragements, son aide ses conseils et tous qu'il a pu m'offrir afin de m'épanouir, et surtout pour sa confiance

A mes petits frères Moussa, Daoud Et Soulaïmane à qui je souhaite toute la réussite au Baccalauréat

A ma cousine Angela et toute sa famille,

A ma meilleure amie Thinhinane, ma 2ème sœur que j'ai rencontré au département de Génie Civil et qui a partagé toutes ces années avec moi tout au long de mon cursus universitaire.

A mon amie Yasmine, et mon ami Musta qui a toujours cru en moi et qui m'a pousser pour franchir les murs de la réussite.

A tous mes camarades qui ont croisé mon chemin à la promo CM en particulier Hakim qui m'a orienté et donné de l'aide et aussi Lounis pour sa générosité et son aide, Manel, Rabah, Rabah, Rahma, Mouloud, Mounia, Aziz, Lamine, Yanis... pour tous qu'ils ont pu m'apporter.

A mon formateur du Logiciel ROBOT Mr. Ikenine

A mon promoteur ainsi que toute sa famille,

A la commission de l'école ATS (Aviation Training School) qui ont toujours cru en moi,

A la famille SIDI SAID et la famille MOUAZER

Et à toutes personnes ayant contribué à finaliser ce travail de près ou de loin.



Liste de symboles

Liste des symboles

G : Charge permanente.

N : Surcharge climatique de neige.

V : Surcharge climatique de Vent.

E : Surcharge d'entretien.

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

C_p : Coefficient de pression.

C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.

C_e : Coefficient d'exposition.

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\,000\text{ MPa}$).

G : Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 84\,000\text{ MPa}$).

M : Moment sollicitant, en générale.

M_{el} : Moment élastique.

M_{pl} : Moment plastique.

M_R : Moment résistant.

N : Effort normal, en générale.

N_{cr} : Effort critique d'Euler.

N_{pl} : Effort normal de plastification.

N_u : Effort normal ultime.

V_{Sd} : Effort tranchant sollicitant.

V_{pl} : Effort tranchant de plastification.

N_{Sd} : Effort axial.

$M_{y.Sd}$: Moment fléchissant.

$V_{z.Sd}$: Effort de cisaillement.

$N_{t.Rd}$: Résistance ultime plastique en traction.

$M_{b.Rd}$: Moment ultime pour le déversement.

$M_{ely.Rd}$: Moment ultime élastique.

$M_{ply.Rd}$: Moment ultime plastique.

$V_{ply.Rd}$: Résistance ultime en cisaillement.

L_{fy} : Longueur de flambement de la barre.

λ_y : Élancement de la barre.

f_u : Contrainte de ruptures d'une pièce.

f_{ub} : Contrainte de ruptures d'un boulon.

f_y : Limite d'élasticité d'une pièce.

ε : Déformation linéaire unitaire.

σ : Contrainte normale.

k_y et k_z : Coefficient de flambement –flexion.

F_p : Effort de précontrainte dans les boulons.

F_v : Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.

F_b : Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.

F_T : Résistance des boulons en traction.

A_s : Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.

β_{MLT} : Facteur de moment uniforme équivalent au déversement.

L : Longueur de l'élément.

h : Hauteur de la section.

b_{eff} : Largueur efficace.

b : Largueur de la semelle.

t_w : Epaisseur de l'âme.

t_f : Epaisseur de la semelle.

I_y : Moment d'inertie suivant l'axe y-y.

I_z : Moment d'inertie suivant l'axe z-z.

I_w : Facteur de gauchissement d'une section.

I_t : Moment d'inertie de torsion.

A_v : Aire de cisaillement.

A_w : Section de l'âme.

m : Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.

n : Nombre de boulons.

t : Epaisseur platine.

β_w : Facteur de corrélation.

d : Diamètre des boulons.

d_0 :Diamètre de perçage des trous de boulonnage.

W_{ply} : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe y-y.

W_{plz} : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe z-z.

W_{el} : Module de résistance élastique.

A_{net} : Section nette d'une pièce.

A_{brut} : Section brute d'une pièce.

α : Angle en général.

$\gamma_{Mb} = 1.25$ Résistance des boulons au cisaillement.

$\gamma_{Mb} = 1.5$ Résistance des boulons à la traction.

λ_{LT} : Elancement réduit vis-à-vis du déversement.

χ : Facteur de réduction vis-à-vis de flambement.

χ_{LT} : Facteur de réduction vis-à-vis du déversement.

Liste des figures

Liste des figures

Chapitre I

Figure I .1 : Vue d'ensemble du hangar.	3
Figure I .2 : Panneau sandwich pour bardage et couverture.	5
Figure I .3: Assemblage par boulons ordinaires.	8
Figure I .4. : Boulon ordinaire.	9

Chapitre II

Figure II.1 : Les directions du vent.	13
Figure II.2 : Répartition de la pression dynamique (RNV 2013)	15
Figure II.3 : représentation légende pour les parois verticales (Vent sur long Pan, RNV2013)	16
Figure II.4 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales.	17
Figure II.5 : Valeurs de C_{pe} pour la toiture sous V1	19
Figure II.6 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales.	20
Figure II.7 : Valeurs de C_{pe} pour la toiture sous V2	22
Figure II.8: Coefficients des pressions intérieurs C_{pi} des bâtiments sans face dominante,	23
Figure II.9 : La force résultante F_w	30
Figure II.10 : Stabilité transversale	33
Figure II.11 : Stabilité longitudinale	34

Figure II.12 : Représentation des charges statiques de neige sur la toiture et sur le sol.	36
Figure II.13 : Charges de neige sans redistribution par le vent	37
Figure II.14 : Charges de neige avec accumulation	38

Chapitre III

Figure III.1 : Disposition de la panne sur la toiture.....	39
Figure III.2 : l'entraxe des pannes et l'orientation des charges.....	40
Figure III.3 : Schéma statique des pannes suivant les deux directions x et y.	41
Figure III.4 : Schéma statique de la charge permanente G des pannes.	41
Figure III.5 : Schéma statique de la surcharge d'entretien E sur les pannes.	41
Figure III.6 : Schéma statique des surcharges du vent sur les pannes.....	42
Figure III.7 : Schéma statique des surcharges de neige sur les pannes.	42
Figure III.8 : Panne de toiture en flexion.	44
Figure III.9 : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement.....	44
Figure III.10 : Panne de toiture en cisaillement sous différents plans de chargement.	46
Figure III.11 : Phénomène de déversement.	46
Figure III.12 : Déversement d'une panne de toiture.	47
Figure III.13 : Vérification de la flèche.....	48
Figure III.14 : Disposition des liernes de la toiture.	50
Figure III.15 : Efforts revenant aux liernes.	51
Figure III.16 : Disposition de l'échantignole.	53
Figure III.17 : Position des lisses.	55

Figure III.18 : Schéma statique de la répartition des charges sur les lisses du long-pan.....	56
Figure III.19 : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.	58
Figure III.20 : Efforts dans les liernes du long-pan.....	60
Figure III.21 : Représentations des charges et surcharges sur le potelet.....	62

Chapitre IV

Figure IV.1 : Les éléments du portique.	70
Figure IV.2 : Vue de portique en 3D.	71
Figure IV.3 : Répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité.....	73
Figure IV.4 : Efforts internes.....	74
Figure IV.5 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le bas.....	75
Figure IV.6 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le haut.	76
Figure IV.7 : Représentation des efforts internes, cas de vent horizontal (dépression).	77
Figure IV.8 : Imperfection géométrique.....	79
Figure IV.9 : Effort horizontal en tête du poteau.	81
Figure IV.10 : Moments sous la combinaison 1.35G + 1.5N.....	84
Figure IV.11 : Moments sous la charge équivalente totale.	85
Figure IV.12 : Efforts appliquées sur chaque extrémité de la traverse à l'ELU avec prise en compte de H_{eq}	87

Figure IV.13 : Effort tranchant dans le plan de l'âme et la section cisailée.	88
Figure IV.14 : Calcul du moment au point quelconque P.	92
Figure IV.15 : Sollicitations sur la traverse, cas de charges ascendantes.....	94
Figure IV.16 : Moments en tête et en pied du poteau.....	99
Figure IV.17: Moments aux extrémités du tronçon le plus chargé.	17

Chapitre V

Figure V.1 : Position géographique du terrain.	104
--	-----

Chapitre VI

Figure VI.1 : Disposition des contreventements.	111
Figure VI.2 : les efforts du vent sur le pignon.....	112
Figure VI.3: Schéma statique de la poutre au vent.	113
Figure VI.4 : Poutre au vent.	114
Figure VI.5 : l'effort F_d dans la diagonale de rive.	114
Figure VI.6 : la plaque de la cornière.	115
Figure VI.7: Schéma statique de palée de stabilité de long-pan.....	123
Figure VI.8 : Effort de traction dans la diagonale tendue.	123

Chapitre VII

Figure VII.1: Vue du hangar en 3D.	128
Figure VII.2: Vue en élévation du long-pan.	128
Figure VII.3: Vue de la toiture.....	129

Figure VII.4: Vue en élévation de la face pignon.	129
Figure VII.5 : Les cas de charges.....	130
Figure VII.6 : Les combinaisons de charge.	130

Chapitre VIII

Figure VIII.1 : Vue de l'assemblage du pied de poteau en 3D.	151
Figure VIII.2 : Schéma de l'assemblage du pied de poteau.	151
Figure VIII.3 : Vue de l'assemblage du pied de potelet en 3D.	160
Figure VIII.4: Schéma de l'assemblage du pied de potelet.	166
Figure VIII.5 : Vue de l'assemblage poteau-poutre en 3D.	167
Figure VIII.6 : Schéma de l'assemblage poteau-poutre.	180
Figure VIII.7 : Vue de l'assemblage poutre-poutre en 3D.....	181
Figure VIII.8 : Schéma de l'assemblage poutre-poutre.	191
Figure VIII.9 : Assemblage contreventement la poutre au vent en 3D.....	192
Figure VIII.10 : Schéma de l'assemblage de la poutre au vent.....	202
Figure VIII.11 : Vue de l'assemblage de palée de stabilité en 3D.....	203
Figure VIII.12 : Schéma de l'assemblage de palée de stabilité.	214

Chapitre IX

Figure IX.1 : Dimensions de la semelle.	217
Figure IX.2 : Ferrailage de la semelle.	218
Figure IX.3 : Ferrailage des longrines.	221

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I .1: Les dimensions de la porte et des ouvertures.	4
Tableau I .2: Les caractéristiques mécaniques de l'acier.	6
Tableau I .3: Nuance d'acier en fonction du % de Carbone.	7
Tableau I .4 : Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.	8
Tableau I .5 : Caractéristiques géométriques des boulons ordinaires.	9

Chapitre II

Tableau II.1: Paramètres de la catégorie de terrain IV.	14
Tableau II.2: Les dimensions des grandeurs sous V1.	16
Tableau II.3: Coefficients de pression extérieure pour les parois verticales sous V1.	17
Tableau II.4: Les surfaces des zones chargées pour la toiture, dans le sens V1.	18
Tableau II.5: coefficients de pression extérieure pour les parois de la toiture sous V1.	19
Tableau II .6 : Les dimensions des grandeurs sous V2.	20
Tableau II .7 : coefficients de pression extérieure pour les parois verticales sous V2.	20
Tableau II .8 : Les surfaces des zones chargées pour la toiture, dans le sens V2.	21
Tableau II .9 : coefficients de pression extérieure pour les parois de la toiture sous V2.	21
Tableau II .10 : Valeurs de la pression aérodynamique avec dépression intérieur de - 0.08.	25

Tableau II.11 : Valeurs de la pression aérodynamique avec dépression intérieure de - 0.1	25
Tableau II.12 : Valeurs de la pression aérodynamique avec pression intérieure de +0.2.....	26
Tableau II.13 : Valeurs de la pression aérodynamique avec dépression intérieure de - 0.3	27
Tableau II.14 : Valeurs de la pression aérodynamique avec pression intérieure de +0.2.....	27
Tableau II.15 : Valeurs de la pression aérodynamique avec dépression intérieure de - 0.3	28
Tableau II.16 : Valeurs des forces horizontales et verticales sous V_1	31
Tableau II.17 : Valeurs des forces horizontales et verticales sous V_1	31
Tableau II.18 : Valeurs des forces horizontales et verticales sous V_2	32
Tableau II.19 : Valeurs des forces horizontales et verticales sous V_2	32

Chapitre III

Tableau III.1: Caractéristiques géométriques de l'IPE 140.....	43
Tableau III.2: Caractéristiques géométriques de l'UPN 160.....	56
Tableau III.3: Caractéristiques géométriques de HEA 240	63

Chapitre IV

Tableau IV.1: Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et la toiture, cas du vent le plus défavorable (sens V_2)	72
Tableau IV.2: Réactions d'appuis et moments sous chargement unitaire.....	78
Tableau IV.3: Réactions d'appuis et moments sous chargement réelle.....	78
Tableau IV.4: Combinaisons de charge à l'ELU.	79

Tableau IV.5: Efforts en pieds des poteaux aux ELU.....	80
Tableau IV.6: Efforts en pieds des poteaux avec prise en compte des défauts d'aplomb.....	80
Tableau IV.7: Efforts équivalents en tête des poteaux.....	81
Tableau IV.8: Combinaisons de charge à l'ELU avec prise en compte de H_{eq}	82
Tableau IV.9: Caractéristiques géométriques de l'IPE 500.	86

Chapitre V

Tableau V.1 : Valeur du coefficient de qualité.	107
Tableau V.2 : Valeur du poids de la structure.....	108

Chapitre VI

Tableau VI.1 : Coefficients minorateurs β_2 et β_3	116
---	-----

Chapitre IX

Tableau IX.1 : Charges à considérés.	216
--	-----

Sommaire

Sommaire

Liste de symbole

Liste des figures

Liste des tableaux

Sommaire

Introduction générale 01

Chapitre I : Présentation du projet

Introduction 03

I .1. Caractéristiques et données du projet 03

I .1.1 Caractéristiques géométriques de la construction 03

I .1.2 Portes et ouvertures 04

I .2. Données concernant le site 04

I .3. Ossature et stabilité de la structure 04

I .4. La toiture 05

I .5. Les façades 05

I .6. Matériaux utilisés 06

I .7. Les assemblages 07

I .8. Conception structurelle 10

I .9. Règlements utilisés 10

Chapitre II : Etude climatique

Introduction 11

II .1. Action du vent 11

II .1.1. Direction du vent 11

II .1.2. Application du RNV 2013 14

II .1.3. Détermination de la pression aérodynamique du vent 14

II .2. Calcul des forces de frottements 28

II .2.1. Direction du vent est perpendiculaire au pignon V2 28

Sommaire

II .2.2. Direction du vent est perpendiculaire au long-pan V1	29
II .3. Vérification à l'action d'ensemble	30
II .3.1. Vérification de la stabilité transversale	33
II .3.2. Vérification de la stabilité longitudinale	34
II .4. Action de la neige.....	35
II .4.1. Application du RNV 2013.....	35
II .4.2. Charge de neige sur le sol	36
II .4.3. Coefficient de forme de la toiture	37
II .4.5. Calcul des charges de neige sur la toiture	37

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

Introduction	39
III.1. Etude des pannes	39
III.1.1. Définition	39
III.1.2. Données	40
III.1.3. Principe de dimensionnement	40
III.1.4. Evaluation des charges et surcharges	41
III.1.5. Combinaisons de charge les plus défavorables	42
III.1.6. Vérification à l'état limite ultime (ELU)	43
III.1.7. Vérification à l'état limite de service (ELS)	48
Conclusion.....	49
III.2. Etude des liernes des pannes	50
III.2.1. Définition	50
III.2.2. Calcul des efforts revenant aux liernes	50
III.2.3. Dimensionnement des liernes	52
III.3. Etude de l'échantignole.....	52
III.3.1. Définition	52

Sommaire

III.3.2. Calcul des charges revenant à l'échantignole.....	53
III.3.3. Calcul du moment de renversement	54
III.3.4. Dimensionnement de l'échantignole	54
III.3.5. Calcul de l'épaisseur de l'échantignole.....	54
III.4. Etude des lisses du bardage	54
III.4.1. Définition	54
III.4.2. Principe de dimensionnement	55
III.4.3. Vérification de la lisse du long-pan.....	55
III.5. Etude des potelets	61
III.5.1. Définition	61
III.5.2. Les données	61
III.5.3. Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé	62
III.5.4. Dimensionnement du potelet.....	62
III.5.5. Vérification de la section à la résistance	63
III.5.6. Vérification de l'élément aux instabilités.....	65
Conclusion.....	68
Conclusion du chapitre III	69

Chapitre IV : Etude des portiques

Introduction	70
IV.1. Caractéristiques du portique étudié	71
IV.2. Efforts sollicitant le portique.....	71
IV.2.1. Charge permanente G.....	71
IV.2.2. Effet de la charge d'entretien (E)	72
IV.2.3. Effet du vent V	72
IV.3. Calcul des efforts internes	74
IV.3.1. Charge verticale vers le bas.....	75

Sommaire

IV.3.2. Charge verticale vers le haut	76
IV.3.3. Vent horizontal (pression)	76
IV.3.4. Vent horizontal (dépression)	77
IV.4. Tableaux récapitulatifs	78
IV.5. Calcul de l'imperfection géométrique globale (défaut d'aplomb)	79
IV.5.1. Modélisation avec les imperfections	80
IV.5.2. Calcul des efforts internes en tête du poteau sous sollicitation horizontal.....	81
IV.5.3. Combinaisons aux ELU avec prise en compte de l'imperfection H_{eq}	82
IV.6. Choix de la méthode d'analyse	82
IV.6.1. Détermination du coefficient d'éloignement critique α_{cr}	83
IV.7. Pré-dimensionnement de la traverse	84
IV.7.1. Vérification de la traverse à l'ELS	86
IV.7.2. Vérification de la traverse (IPE 500) à l'ELU	86
Conclusion.....	96
IV.8. Pré-dimensionnement du poteau	97
IV.8.1. Vérification de l'élément aux instabilités.....	97
Conclusion.....	102

Chapitre V : Etude sismique

Introduction	103
V.1. La Méthode statique équivalente.....	103
V.1.1. Principe de la méthode	103
V.1.2. Calcul de la force sismique totale	102
1) Calcul du coefficient d'accélération de zone « A ».....	105
2) Facteur d' amplification dynamique moyen « D »	105
3) Coefficient de comportement global de la structure « R ».....	106
4) Facteur de qualité « Q ».....	107
5) Calcul du poids de la structure « W ».....	108

Sommaire

6) Détermination de la force sismique totale « V »	109
Conclusion	110

Chapitre VI : Etude des contreventements.

Introduction	111
VI.1. Disposition des contreventements	111
VI.2. Effort du vent sur les pignons	112
VI.2.1. Calcul de la poutre au vent en pignon	112
VI.2.2. Evaluation des efforts horizontaux.....	112
VI.2.3. Efforts de traction dans les diagonales	114
Conclusion.....	116
VI.2.4. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance	117
VI.2.5. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) aux instabilités	119
Conclusion.....	122
VI.3. Calcul de la palée de stabilité en long-pan	123
VI.3.1. Par la méthode des coupures	123
Conclusion.....	126

Chapitre VII : Modélisation et vérification des éléments

VII.1. Introduction	127
VII.2. Méthode de travail.....	127
VII.3. Les étapes du plan de travail	128
VII.4. Résultats des vérifications du logiciel ROBOT	132
VII.4.1. Vérifications des pannes.....	132
VII.4.2. Vérification des lisses	136
VII.4.3. Vérification des Poteaux	140
VII.4.4. Vérification des traverses	142
VII.4.5. Vérification des potelets.....	144

Sommaire

VII.4.6. Vérification du contreventement du palée de stabilité	146
VII.4.7. Vérification de la poutre au vent	147

Chapitre VIII : Etude des assemblages

VIII.1. Introduction	150
VIII.2. Assemblage du pied de poteau	151
VIII.3. Assemblage du pied de potelet.....	160
VIII.4. Assemblage traverse-poteau	167
VIII.5. Assemblage poutre-poutre.....	181
VIII.6. Assemblage poutre au vent	192
VIII.7. Assemblage palée de stabilité	203

Chapitre IX : Etude des fondations

IX.1. Introduction	215
IX.2. Pré-dimensionnement des fondations.....	215
IX.3. Dimensionnement de la semelle.....	216
IX.3.1. Détermination de A et B.....	216
IX.3.2. déterminer la hauteur de la semelle.....	217
IX.3.3. Calcul du ferrailage	217
IX.3.4. Condition de non fragilité	218
IX.4. Etude des longrines	219
IX.4.1. Dimensionnement des longrines	219
IX.4.2. Calcul du ferrailage	219
Conclusion générale	221

Bibliographie

Annexes

Introduction générale

Introduction générale

Aujourd'hui le Génie Civil est le domaine de conception, d'exploitation et de réalisation de l'ensemble des constructions civiles dont la construction métallique est incluent.

Apparue dans les années 60, la charpente métallique qui représente des structures à base de poutres d'acier, connaît aujourd'hui un succès croissant dans le domaine de génie civil, et elle continue pour s'implanté même dans la construction des logements et maisons individuels, l'utilisation de l'acier et ossatures métalliques demeure la 1^{er} solution pour de grandes structures notamment les ponts, les pylones, les hangars d'avions etc... Et tout ça pour les innombrables avantages qu'elle offre tels que :

- ✓ Légèreté des structures métalliques, qui sont durables et robustes,
- ✓ L'acier est un matériau continu, ductile et isotrope qui fait face à diverse sollicitations de la nature (le séisme), grâce aux contreventements,
- ✓ Les transformations, adaptations et surélévations ultérieurs d'un ouvrage sont aisément réalisables,
- ✓ La grande résistance de l'acier,
- ✓ Les éléments d'une structure métallique sont produits en usine, sur plans, et seul l'assemblage est effectué sur le chantier, ce qui permet un gain de temps considérable,
- ✓ Une solution écologique, la charpente métallique n'a pas être imprégnée de fongicide, contrairement au bois,
- ✓ L'apparition des formes complexes de l'architecture déconstructiviste.

Dans ce cadre, qu'intervient ce rapport de projet de fin d'étude (hangar métallique à usage de stockage) afin d'obtenir un diplôme d'ingénieur d'état qui consiste de concevoir, calculer et dimensionner une charpente métallique tout en respectant les normes de calcul des structures métalliques.

Dans les chapitres qui suivent, on va étudier chaque élément de la structure tel que :

- ✓ Le chapitre I présente les différentes caractéristiques géométriques de l'ouvrage ainsi sa localisation géographique et tous les matériaux utilisées, le chapitre II consiste l'étude des surcharges climatiques sur la structure, et dans le chapitre III on va pré-dimensionner tous les éléments de la superstructure ainsi que les éléments structuraux dans le chapitre IV.

- ✓ Le chapitre V contient l'étude dynamique suivant une méthode indiquée dans le règlement parasismique Algérien, le chapitre VI consiste l'étude des contreventements qu'il faut réaliser selon l'architecture de notre structure.
- ✓ Dans le chapitre VII, on va effectuer une vérification des éléments à l'aide du Logiciel (AUTODESK ROBOT ANALYSE DES STRUCTURES), qui nous permettra ainsi de réaliser les multiples assemblages de notre structure dans le chapitre VIII, et avant d'achever notre étude, on effectuera une étude de l'infrastructure.
- ✓ On finit avec le projet avec une conclusion qui résume tous le travail réalisé.

Chapitre I

Présentation du projet

Présentation du projet

I ntroduction

Les hangars métalliques sont des constructions qui présentent le facteur majeur le plus important qui demeure dans l'industrie et la charpente métallique.

Pour ceci, en tant qu'étudiante en Master 2 Construction Métallique on procédera à l'étude d'un Hangar qui fera l'objet de mon projet de fin d'étude.

Notre projet est implanté dans la ville de Hammadi, une commune de la wilaya de BOUMERDES. Cette ouvrage est destiné au stockage.

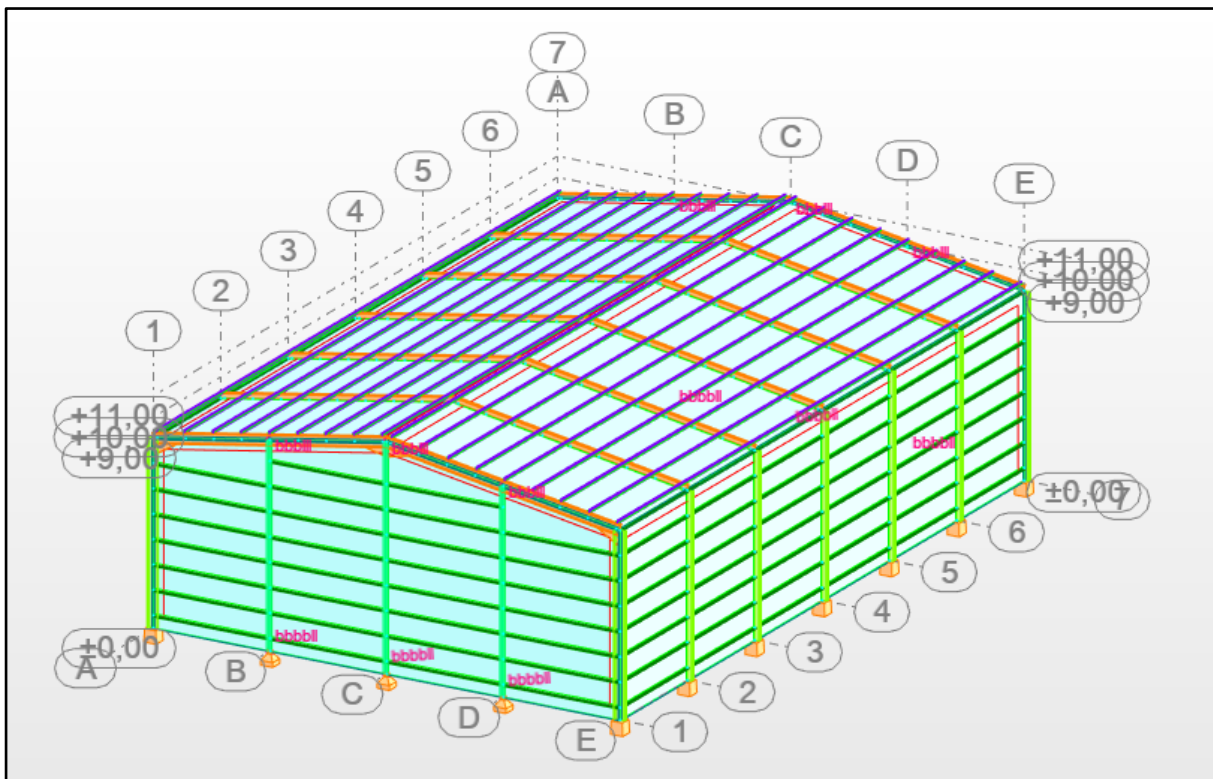


Figure I .1 : Vue d'ensemble du hangar.

I .1. Caractéristiques et données du projet

I .1.1 Caractéristiques géométriques de la construction

Hauteur totale :	$H=11\text{m}$
Longeur :	$L=36\text{m}$
Largeur :	$l=24\text{m}$
Hauteur des poteaux :	$h=9\text{m}$
Distance entre portique :	$D=6\text{m}$

Toiture à deux versants avec un angle d'inclinaison de 9.46°

Hauteur de la toiture : $h_1 = 2\text{m}$

L'altitude de l'ouvrage : 30m (par rapport au niveau de la mer)

I .1.2 Portes et ouvertures

Ma structure possède une porte dans le pignon 21 et deux ouvertures dans chaque long pan, dont les dimensions sont comme suit :

Tableau I .1 : les dimensions de la porte et des ouvertures

	Long Pan A	Long Pan E	Pignon 21
Nombre de porte est ouvertures	2 ouvertures	2 ouvertures	1 porte
Dimensions (m)	5×5.73	5×5.73	5.60×9.06

I .2. Données concernant le site

Le projet est implanté dans la commune de Hammadi wilaya de BOUMERDES, les données du site sont :

-Altitude : 30m

-Zone de neige : zoneB (RNV 2013)

-Zone du vent : zone 1 (RNV 2013)

-Zone sismique : zone II b (RPA99/03)

I .3. Ossature et stabilité de la structure

L'ossature d'une construction en charpente métallique est constitué de :

- Portique (ensemble poteaux et traverses à âmes planes ou bien ensemble poteaux et fermes)
- Poutres
- Long-pan
- Toiture

Ma structure est constituée de 7 portiques identiques. Ces portiques assurent la stabilité transversale de l'ossature, et des palées de stabilités qui assurent la stabilité longitudinale.

I .4. La toiture

La toiture est composée de deux versants identiques, elle est réalisée par une couverture sous forme d'un panneau sandwich de la TL75, qui est caractérisée comme suit :

- Un parement extérieur métallique.
- Une âme isolante.
- Un parement intérieur métallique solidarisé par adhérence à l'âme isolante.

Ces composants travaillent ensemble et constituent ainsi un seul élément représentant différents niveaux de résistance mécanique, de réaction et de résistance au feu, d'isolation thermique et d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau et d'esthétique architecturale.

(Les parements sont en tôle d'acier, et l'isolant est constitué de mousse rigide).



Figure I .2 : Panneau sandwich pour bardage et couverture.

I .5. Les façades

Les façades extérieures sont couvertes par un bardage constitué de panneaux sandwich LL35.

I .6. Matériaux utilisés

a) Acier de la construction

La construction métallique est le premier secteur d'utilisation de l'acier. C'est un élément essentiel qui sert pour former le squelette des bâtiments, armer le béton, renforcer les fondations. Il est utilisé pour la tuyauterie, il habille les façades et les toitures.

L'acier est un alliage à base de fer, combiné avec le carbone qui confère à cet alliage les caractéristiques de l'acier.

Tableau I .2 : Les caractéristiques mécaniques de l'acier

Caractéristique	Valeur
La résistance à la traction	$F_u = 360 \text{ MPa}$
La limite élastique	$f_y = 235 \text{ MPa}$
Module d'élasticité longitudinale	$E = 210\,000 \text{ MPa}$
Module cisaillement	$G = 81\,000 \text{ MPa}$
Coefficient de poisson	$\nu = 0,3$
Masse volumique	$\rho = 7850 \text{ daN/m}^3$
Dilatation	$\alpha = 12 \times 10^{-6}$

On distingue plusieurs types d'acier selon le pourcentage de Carbone :

Tableau I .3: Nuance d'acier en fonction du % de Carbone.

Nuance	Pourcentage de carbone(C)	Emplois
extra-doux	$C < 0.15$	Pièces de forge, quincaillerie
doux	$0.15 < C < 0.20$	Charpente métallique, profilés, boulons, fils ordinaires
demi-doux	$0.20 < C < 0.30$	Pièces forgées
demi-dur	$0.30 < C < 0.40$	Eléments de machines agricoles
dur	$0.40 < C < 0.60$	Ressorts, rails et bandages
extra-dur	$0.60 < C$	Outils d'usinage, câbles

b) Le béton

Le béton est un matériau issu de granulat (gravier ou Sable) et un liant (ciment) mêlé à de l'eau, ces constituants jouent un rôle pour le durcissement du béton et la résistance, en conséquence, il doit être homogène afin de résister aux divers efforts de sollicitations.

-Le béton armé : coulé autour d'une armature métallique dosé à 350 kg/m^3 .

-Poids volumique : 2500 Kg/m^3 .

-Module d'élasticité : $E = 32164.2 \text{ Mpa}$.

I .7. Les assemblages

L'assemblage est la caractéristique la plus essentiel des ossatures métalliques, il assure la liaison, la fiabilité, la stabilité de la structure et la bonne transmission des efforts.

On trouve deux modes d'assemblages :

-Le boulonnage

Le boulonnage est une méthode d'assemblage mécanique démontable, Les boulons servent à créer une liaison de continuité entre éléments.

Dans le cas de cette étude, les boulons de haute résistance(HR) classe 10.9 ($f_y=900$ MPa, $F_u=1000$ MPa) sont utilisés.

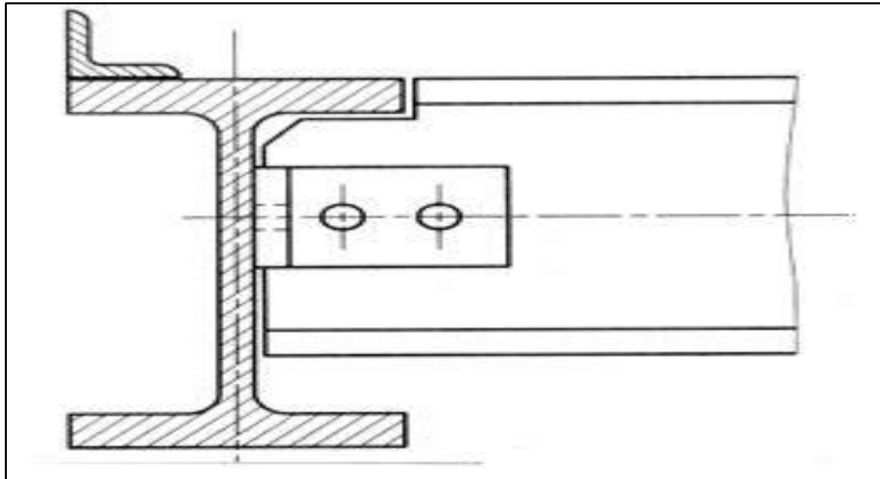


Figure I .3: Assemblage par boulons ordinaires.

Tableau I .4 : Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.

Valeur de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau I .5 : Caractéristiques géométriques des boulons ordinaires.

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24
d(mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24
d ₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26
A(mm ²)	50.3	78.5	113	154	201	254	314	380	452
A _s (mm ²)	36.6	58	84.3	115	157	192	245	303	353
Ø rondelle(mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44
clé(mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58
d _m (mm)	14	18.3	20.5	23.7	24.58	29.1	32.4	34.5	38.8

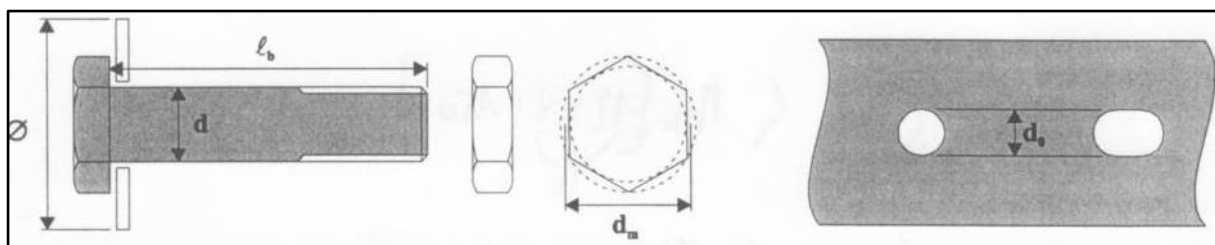


Figure I .4. : Boulon ordinaire.

d : diamètre de la partie non filetée de la vis

d₀ : diamètre nominale du trou

A : section nominale du boulon

A_s : section résistante de la partie filetée

d_m : diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit à la tête du boulon.

-Le soudage

Le soudage consiste à relier deux parties avec un cordon de soudure, qui a le rôle d'un liant entre les deux pièces métalliques.

I .8. Conception structurelle

Les objectifs de la conception de cette structure se résument comme suit :

- L'économie.
- La faisabilité.
- Résister aux contraintes induites par les charges dans les différents éléments structurels.
- La stabilité vis-à-vis de flambement, glissement et tout renversement.

I .9. Règlements utilisés

Les Règlements utilisés pour le dimensionnement de ma structure sont :

- EUROCODE 3 : [calcul des structures en acier]
- DTR BC 2.2 : [document technique sur les règlements et charges permanentes et d'exploitation]
- RPA99/03 : [Règles parasismiques algérienne version 2003]
- BAEL91 : [Béton armé aux états limites]
- RNV 2013 : [Règles définissent les effets de la neige et du vent]

Chapitre II

Etude climatique

Introduction

Une construction doit résister aux diverses actions auxquelles elle risque d'être soumise pendant sa durée de vie.

L'ensemble des règles techniques harmonisées **DTR-Règlement neige et Vent (RNV2013)** nous permet d'effectuer les calculs nécessaires, dans des conditions météorologiques afin de déterminer les différentes sollicitations sur les différents éléments structurels dans le but de réaliser le dimensionnement des ouvrages de Génie Civil.

II.1. Action du vent


Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Elles dépendent aussi de plusieurs autres paramètres tels que :

- La région
- La direction
- L'intensité
- L'altitude
- Le site d'implantation de la structure
- Les dimensions de l'ouvrage

II.1.1. Direction du vent

Le calcul des charges du vent doit être effectué séparément pour chacune des directions du vent perpendiculaires aux différentes parois de la structure.

Notre projet consiste en un hangar à base rectangulaire et symétrique. Il est doté des caractéristiques géométriques suivantes :

-  Les caractéristiques géométriques du hangar :
 - La longueur $L = 36\text{m}$
 - La largeur $l = 24\text{m}$
 - La hauteur des parois verticales $h = 9\text{m}$
 - La hauteur totale $H = 11\text{m}$
 - La hauteur de la toiture $h = 2\text{m}$

- La pente du versant est égale à $\alpha = 9.46^\circ$

✚ Les ouvertures :

- Une porte dans le pignon 21 de dimension **$(5.6 \times 9.06) \text{ m}^2$**
- Deux ouvertures dans chaque long-pan de dimension **$(5 \times 5.73) \text{ m}^2$**

✚ Les directions du vent :

- **V1** : Vent perpendiculaire au long pan
- **V2** : Vent perpendiculaire au pignon

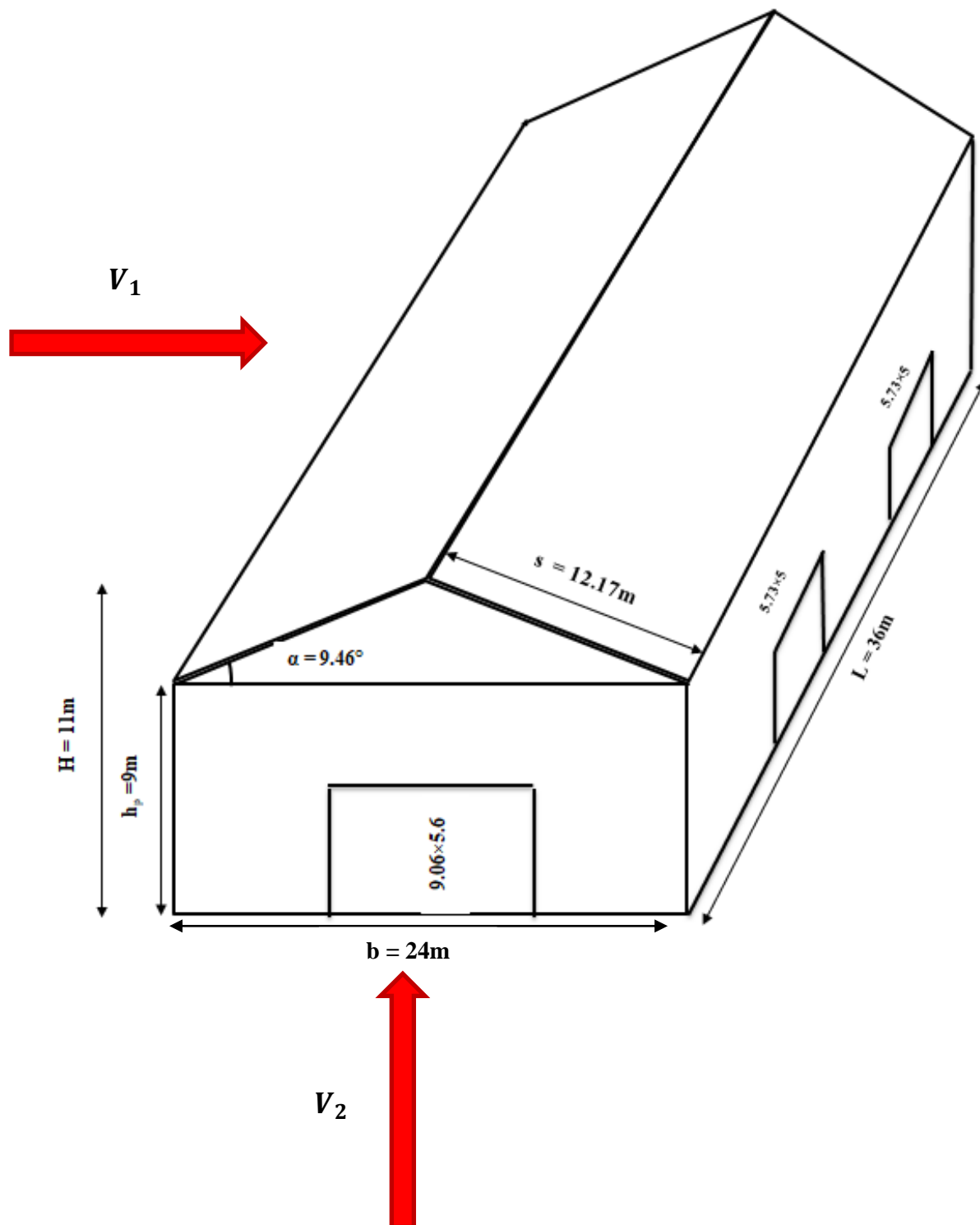


Figure II.1 : Les directions du vent.

II.1.2. Application du RNV 2013

Le RNV 2013 impose un calcul dans les deux directions du vent, pour une structure dotée d'une base rectangulaire, et pour cela il faut déterminer plusieurs paramètres et coefficients qui sont :

a) Effet du site

Le projet est réalisé dans la région de Hammadi, au bord de la wilaya de Boumerdes qui est classé dans la zone du vent **I**, et la pression dynamique de référence est donnée comme suit :

$$q_{réf} = 37.5 \text{ daN/m}^2 \quad (\text{Tableau 2.2, chapitre 2 RNV 2013})$$

b) Catégorie du terrain

Notre structure est implantée dans la région citée en haut, et selon le règlement RNV 2013 le terrain est classé dans la catégorie **IV**.

Tableau II.1 : Paramètres de la catégorie de terrain **IV**.

Catégorie de terrain	K_T	$Z_0(\text{m})$	$Z_{\min}(\text{m})$
IV	0.234	1	10

K_T : facteur du terrain

Z_0 : coefficient de rugosité

Z_{\min} : hauteur minimale

c) Coefficient de topographie

Le site est plat $\rightarrow C_{t(z)} = 1$ (§2.4.5.2, chapitre 2 RNV 2013)

II.1.3. Détermination de la pression aérodynamique du vent

D'après le règlement, les pressions du vent sont calculées à partir de la formule suivante :

$$W_{(z)} = q_{p(z)} \times [c_{pe} - c_{pi}]$$

$q_{p(z)}$: Pression dynamique du vent calculé à la hauteur z considérée en (daN/m^2)

c_{pe} : Coefficient de pression extérieur.

c_{pi} : coefficient de pression intérieur

II.1.3.1. Calcul de la pression dynamique de pointe $q_{p(z)}$

$$q_{p(z)} = q_{réf} \times C_{e(z)}$$

C_e : Coefficient d'exposition au vent

Z : Hauteur de référence.

a) Calcul du coefficient d'exposition au vent $C_{e(z)}$

Dans notre cas on a un site plat ($C_t = 1$), et un terrain de catégorie **IV**.

Alors la valeur du coefficient d'exposition est déterminé par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $Z = 10\text{m}$ et $Z = 15\text{m}$ tirées du (tableau 2.3, chapitre 2, RNV2013)

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x) - f(x_0)}{x - x_0} (x - x_0) \dots \dots \dots \text{formule d'interpolation}$$

AN :

$$f(x) = 1.173 + \frac{1.440 - 1.173}{15 - 10} (11 - 10) = 1.226$$

Donc : $C_{(e)} = 1.226$

b) Hauteur de référence Z_e

La hauteur de référence de l'ouvrage est égale à la hauteur maximale de l'élément considéré, comme indiqué sur la figure 2.1 du RNV 2013.

Pour notre cas, la hauteur de la structure est $h = 11\text{m}$, et la largeur $b = 36\text{m}$ $\longrightarrow h \leq b$;

$$Z_e = h = 11\text{m}$$

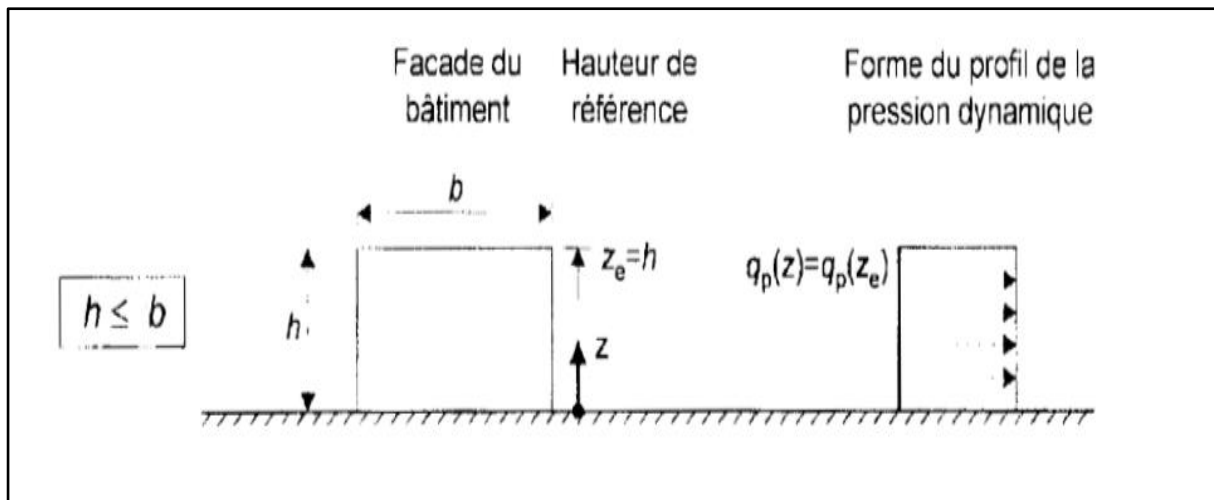


Figure II.2 : Répartition de la pression dynamique (RNV 2013)

Calcul de la pression dynamique de pointe :

$$q_{p(z)} = 1.226 \times 37.5 = 46 \text{ daN/m}^2$$

II .1.3.2. Calcul du coefficient de pression extérieure C_{pe}

Les coefficients de pression extérieurs sont calculés à base rectangulaire de la construction suivant la direction du vent et de la surface chargée de la paroi considéré.

C_{pe} S'obtient à partir des formules suivantes :

‘‘RNV 2013’’P80

$$C_{pe} = C_{pe1} \rightarrow S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(S) \rightarrow 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

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

S : Surface chargée de la paroi considérée en m^2

II .1.3.2.1. Vent perpendiculaire au long pan $\theta = 0^\circ$

Pour les parois verticales V1

Pour cette direction du vent on a :

$$b = 36 \text{ m}, d = 24 \text{ m}, e = \min [b, 2h] \longrightarrow e = 22 \text{ m},$$

Tableau II .2 : Les dimensions des grandeurs sous V1

Grandeur	b	d	h	e
Dimension (m)	36	24	11	22

Donc on adopte la représentation suivante :

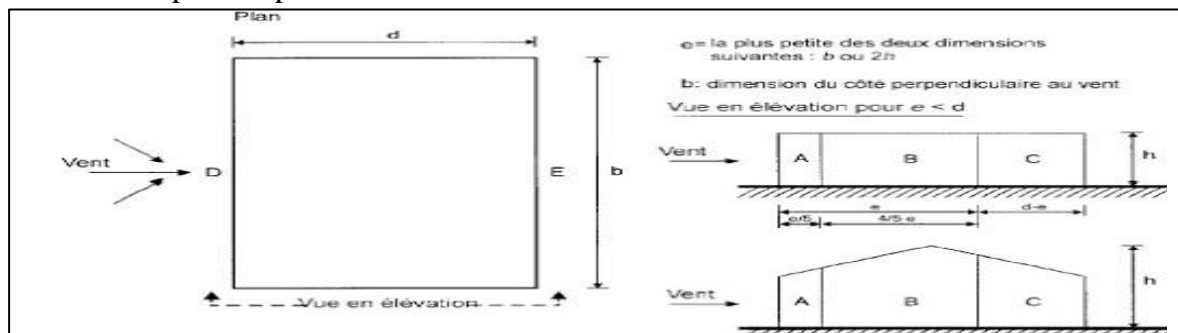


Figure II .3 : représentation légende pour les parois verticales (Vent sur long Pan, RNV2013)

Tel que :

$$S_A = \frac{e}{5} \times h = \frac{22}{5} \times 11 = 48.4\text{m}^2$$

$$S_B = \left(e - \frac{e}{5}\right) \times h = \left(22 - \frac{22}{5}\right) \times 11 = 193.6\text{m}^2$$

$$S_C = (d - e) \times h = (24 - 22) \times 11 = 22\text{m}^2$$

$$S_D = S_E = b \times h = 36 \times 11 = 396\text{m}^2$$

Alors :

La surface de toute les parois est supérieure à 10m^2 , $S \geq 10\text{m}^2$ ce qui implique que $C_{pe} = C_{pe10}$.

On aboutit à ce tableau des coefficients de pression extérieure :

Tableau II.3 : coefficients de pression extérieure pour les parois verticales sous V1.

Paroi	D	E	A	B	C
C_{pe}	+0.8	-0.3	-1.0	-0.8	-0.5

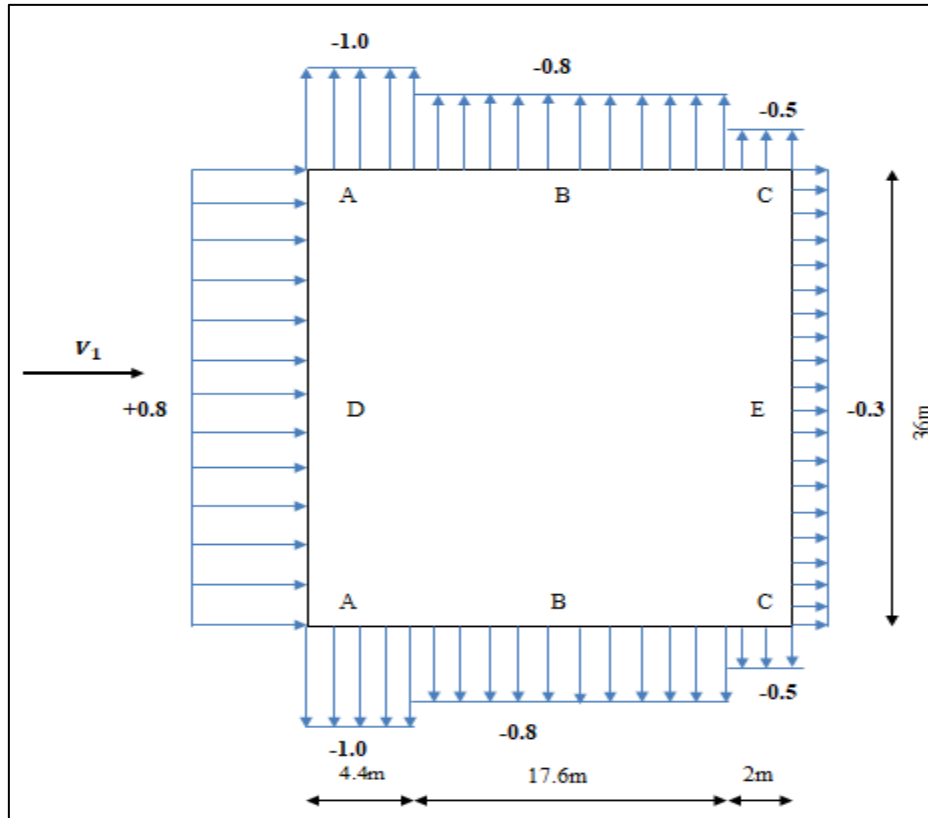





Figure II.4 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales.

Pour les parois de la toiture (toiture à deux versants) V1

La direction du vent est définie par l'angle θ , et dans notre cas :

-  Vent est perpendiculaire au long-pan et parallèle au pignon donc $\theta = 0^\circ$
-  La toiture est à deux versants avec une pente de $\alpha : 5^\circ < \alpha = 9.46^\circ < 15^\circ$
-  On calcule les valeurs de C_{pe} par interpolation linéaire, on utilisant le (tableau 5.4. RNV2013)

Calcul des surface et des coefficients C_{pe} qui correspondent à chaque zone de la toiture :

Tableau II.4 : Les surfaces des zones chargées pour la toiture, dans le sens V1

Zone	F	G	H	I	J
Surface (m ²)	2.2×5.5 = 12.1	2.2×25 = 55	9.8×36 = 352.8	9.8×36 = 352.8	2.2×36 = 79.2

On remarque que :

Toutes les surfaces de pression de la toiture, sont supérieures à 10m² donc $C_{pe} = C_{pe,10}$

Par interpolation linéaire :

Action vers le haut ↑

- Zone F :

$$C_{pe} = -1.7 + \frac{(-0.9) - (-1.7)}{15 - 5} \times (9.46 - 5) = -1.34$$

- Zone G :

$$C_{pe} = -1.2 + \frac{(-0.8) - (-1.2)}{15 - 5} \times (9.46 - 5) = -1.02$$

- Zone H :

$$C_{pe} = -0.6 + \frac{(-0.3) - (-0.6)}{15 - 5} \times (9.46 - 5) = -0.47$$

- Zone I :

$$C_{pe} = -0.6 + \frac{(-0.4) - (-0.6)}{15 - 5} \times (9.46 - 5) = -0.51$$

- Zone J :

$$C_{pe} = -0.6 + \frac{(-1.0) - (-0.6)}{15 - 5} \times (9.46 - 5) = -0.78$$

Action vers le bas ↓

- Zone F, G et H :

$$C_{pe} = 0 + \frac{(+0.2) - (0)}{15 - 5} \times (9.46 - 5) = +0.892$$

- Zone I, J :

$$C_{pe} = 0$$

On aboutit à ce tableau des coefficients de pression extérieure :

Tableau II.5 : coefficients de pression extérieure pour les parois de la toiture sous V1.

Zone	F	G	H	I	J
C_{pe} ↑	-1.34	-1.02	-0.47	-0.51	-0.78
C_{pe} ↓	+0.89	+0.89	+0.89	0	0

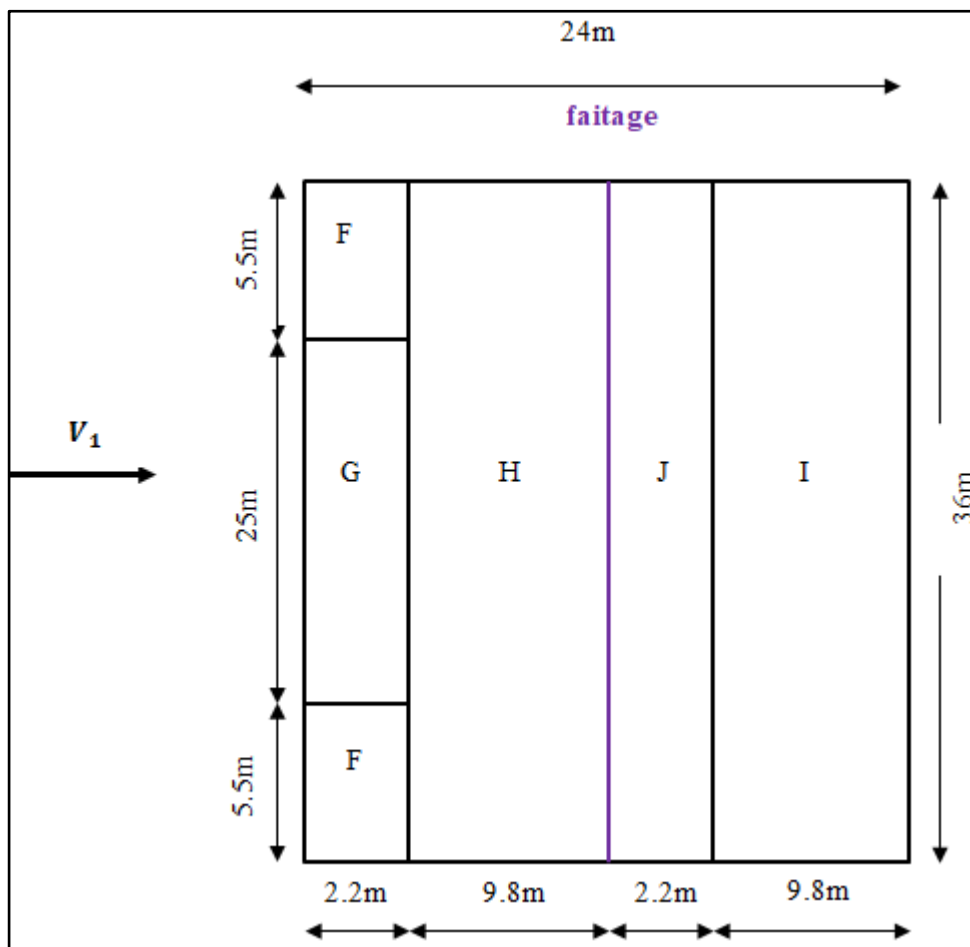


Figure II.5 : Valeurs de C_{pe} pour la toiture sous V1

II .1.3.2.2. Vent perpendiculaire au pignon $\theta = 90^\circ$ **Pour les parois verticales V2**

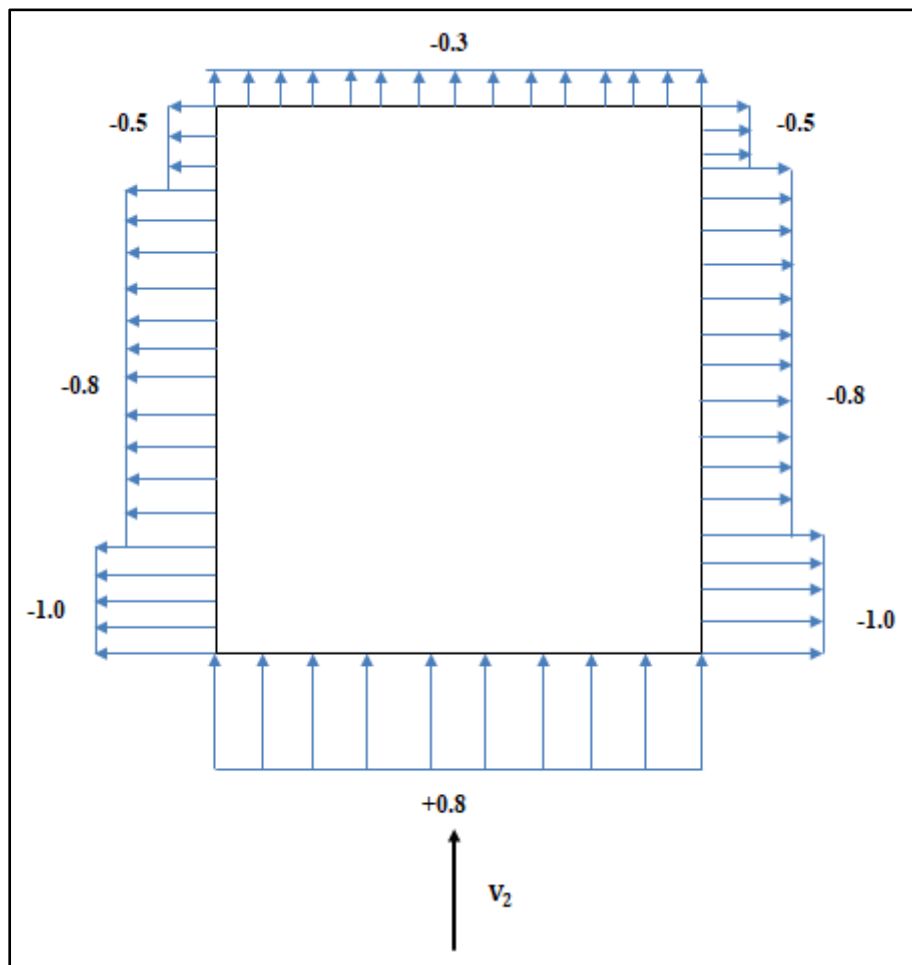
$b = 24 \text{ m}$, $d = 36 \text{ m}$, $e = \min [b, 2h] \longrightarrow e = 22 \text{ m}$,

Tableau II .6 : Les dimensions des grandeurs sous V2

Grandeur	b	d	h	e
Dimension (m)	24	36	11	22

Tableau II .7 : coefficients de pression extérieure pour les parois verticales sous V2.

Paroi	D	E	A	B	C
C_{pe}	+0.8	-0.3	-1.0	-0.8	-0.5

**Figure II .6 :** Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales.

Pour les parois de la toiture V2

Calcul des surface et des coefficients C_{pe} qui correspondent à chaque zone de la toiture :

Tableau II.8 : Les surfaces des zones chargées pour la toiture, dans le sens V2

Zone	F	G	H	I
Surface (m ²)	2.2×5.5 = 12.1	2.2×6.5 = 14.3	8.8×12 = 105.6	25×12 = 300

On remarque que :

Toutes les surfaces de pression de la toiture, sont supérieures à 10m² donc $C_{pe} = C_{pe.10}$

Par interpolation linéaire :

- Zone F :

$$C_{pe} = -1.6 + \frac{-1.3 - (-1.6)}{15 - 5} \times (9.46 - 5) = -0.21$$

- Zone G :

$$C_{pe} = -1.3 + \frac{-1.3 - (-1.3)}{15 - 5} \times (9.46 - 5) = -1.3$$

- Zone H :

$$C_{pe} = -0.7 + \frac{-0.6 - (-0.7)}{15 - 5} \times (9.46 - 5) = -0.66$$

- Zone I :

$$C_{pe} = -0.6 + \frac{(-0.5) - (-0.6)}{15 - 5} \times (9.46 - 5) = -0.56$$

On aboutit à ce tableau des coefficients de pression extérieure :

Tableau II.9 : coefficients de pression extérieure pour les parois de la toiture sous V2

Paroi	F	G	H	I
C_{pe}	-0.21	-1.3	-0.66	-0.56

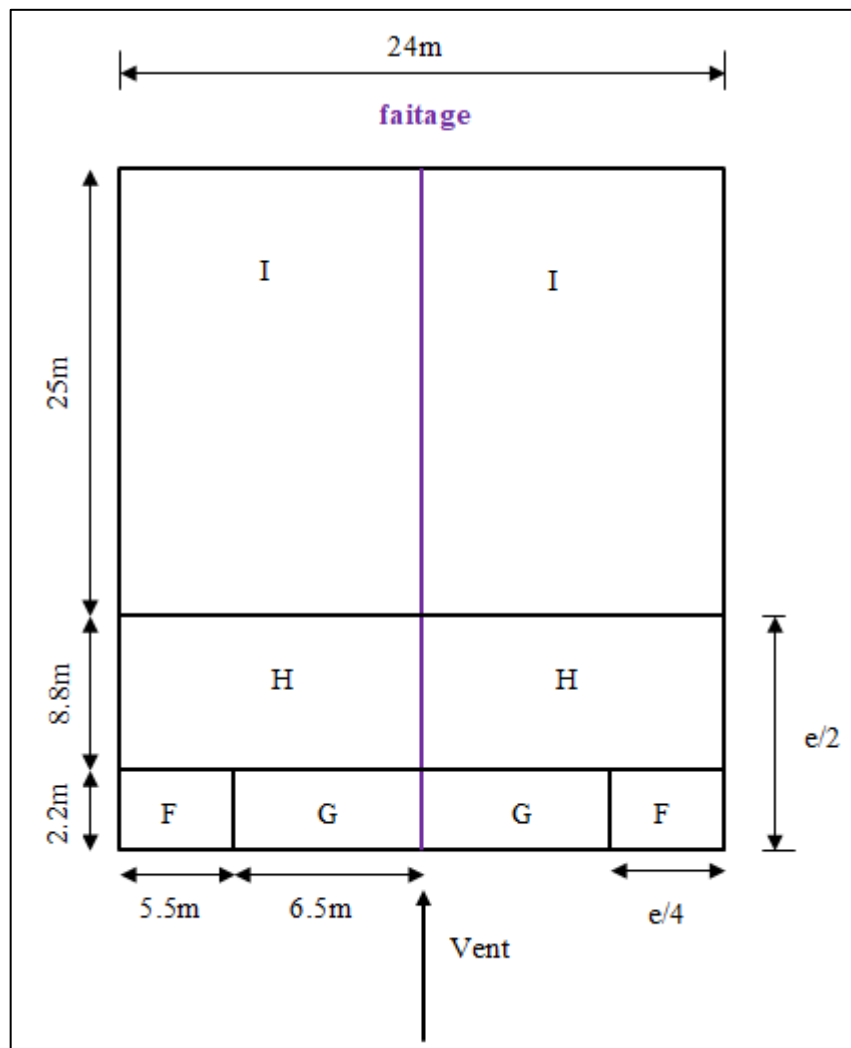


Figure II.7 : Valeurs de C_{pe} pour la toiture sous V2

II.1.3.3. Calcul du coefficient de pression extérieure C_{pe}

Les coefficients de pression intérieure sont calculés à partir de la perméabilité des parois.

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

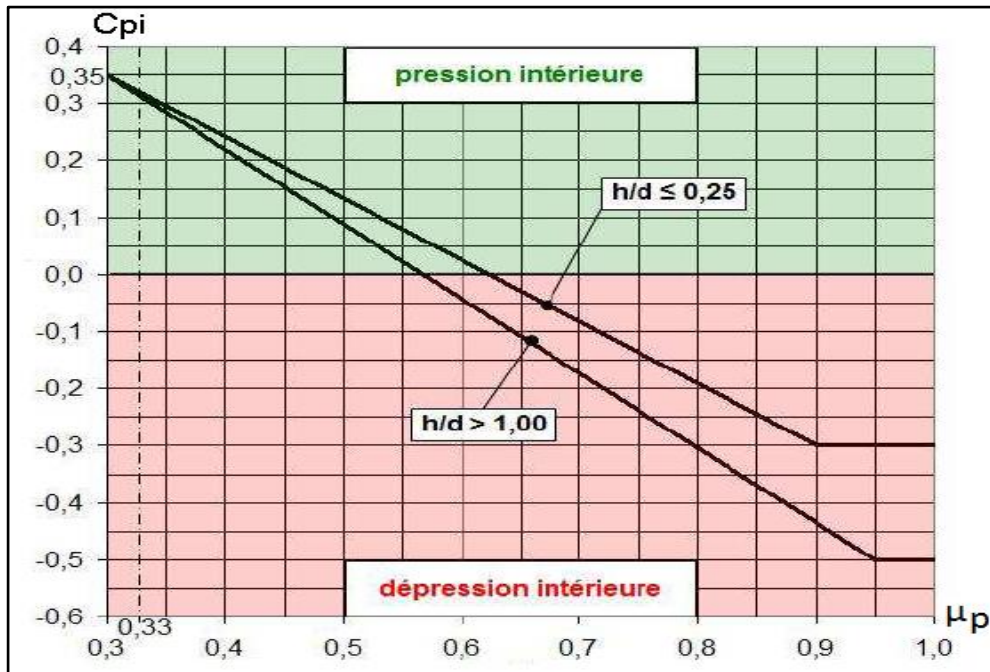


Figure II.8: Coefficients des pressions intérieurs C_{pi} des bâtiments sans face dominante,

(Figure 5.14 du RNV 2013)

Le hangar possède :

Long Pan A : 2 ouvertures (5.73m×5m)

Long Pan E : 2 ouvertures (5.73m×5m)

Pignon 21 : Porte (9.06m×5.6m)

II.1.3.3.1. Calcul de la perméabilité des parois

A. Vent perpendiculaire au long pan V1

Les ouvertures sont ouvertes :

$$\mu_p = \frac{(5.6 \times 9.06) + 2 \times (5 \times 5.73)}{(5.6 \times 9.06) + 4 \times (5 \times 5.73)} = +0.65$$

Le rapport $h/d = 11/24 = 0.45$

Le rapport h/d est compris entre (h/d = 0.25) et (h/d = 1), on utilise l'interpolation linéaire pour déterminer les valeurs de C_{pi} selon la note de figure 5.14 de RNV 2013 :

C_{pi} est compris entre -0.04 et -0.120

$$C_{pi} = -0.04 + \frac{(-0.120) + 0.04}{1 - 0.25} \times (0.65 - 0.25) = -0.082$$

On opte pour :

$$C_{pi} = -0.08$$

B. Vent perpendiculaire au pignon V2

Les ouvertures sont ouvertes :

$$\mu_p = \frac{4 \times (5 \times 5.73)}{(5.6 \times 9.06) + 4 \times (5 \times 5.73)} = +0.69$$

Le rapport h/d = 11/36 = 0.30

Le rapport h/d est compris entre (h/d = 0.25) et (h/d = 1), on utilise l'interpolation linéaire pour déterminer les valeurs de C_{pi} selon la note de figure 5.14 de RNV 2013 :

C_{pi} est compris entre -0.08 et -0.180

$$C_{pi} = -0.08 + \frac{(-0.180) + 0.08}{1 - 0.25} \times (0.69 - 0.25) = -0.138$$

On opte pour :

$$C_{pi} = -0.1$$

II.1.3.3.2. Calcul de la pression aérodynamique

$$W_{(z)} = q_{p(z)} \times [c_{pe} - c_{pi}] \quad (\text{RNV 2013 Chapi 2, formule 2.6})$$

1. Vent perpendiculaire au long pan V1

Tableau II.10 : Valeurs de la pression aérodynamique avec dépression intérieure de -0.08

(Direction du vent $\theta = 0^\circ$) avec dépression intérieure de -0.08							
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	-0.08	+40.48	F	-1.34	-0.08	-57.96
					+0.89		+44.62
A	-1.0	-0.08	-42.32	G	-1.02	-0.08	-43.24
					+0.89		+44.62
B	-0.8	-0.08	-33.12	H	-0.47	-0.08	-17.94
					+0.89		+44.62
C	-0.5	-0.08	-19.32	I	-0.51	-0.08	-19.78
					0		+3.68
E	-0.3	-0.08	-10.12	J	-0.78	-0.08	-32.2
					0		+3.68

2. Vent perpendiculaire au pignon V2

Tableau II.11 : Valeurs de la pression aérodynamique avec dépression intérieure de -0.1

(Direction du vent $\theta = 90^\circ$) avec pression intérieure de -0.1							
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	-0.1	+41.4	F	-0.21	-0.1	-5.06
A	-1.0	-0.1	-41.4	G	-1.3	-0.1	-55.2
B	-0.8	-0.1	-32.2	H	-0.66	-0.1	-25.76
C	-0.5	-0.1	-18.4	I	-0.56	-0.1	-21.16
E	-0.3	-0.1	-9.2				

-Les valeurs recommandées de C_{pi} lorsque les ouvertures du bâtiment sont fermées, sont les suivantes :

Pression intérieure : $C_{pi} = +0.2$

Dépression intérieure : $C_{pi} = -0.3$

(Note 2 paragraphes 7.2.9 NF EN 1991-1-4)

II.1.3.3.3. Calcul de la pression aérodynamique

$$W_{(z)} = q_{p(z)} \times [c_{pe} - c_{pi}] \quad (\text{RNV 2013 Chapi 2, formule 2.6})$$

a) Vent perpendiculaire au long pan V1

Tableau II.12 : Valeurs de la pression aérodynamique avec pression intérieure de +0.2

(Direction du vent $\theta = 0^\circ$) avec pression intérieure de +0.2							
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	+0.2	+27.6	F	-1.34	+0.2	-70.84
					+0.89		+31.74
A	-1.0	+0.2	-55.2	G	-1.02	+0.2	-56.12
					+0.89		+31.74
B	-0.8	+0.2	-46	H	-0.47	+0.2	-30.82
					+0.89		+31.74
C	-0.5	+0.2	-32.2	I	-0.51	+0.2	-32.66
					0		-9.2
E	-0.3	+0.2	-23	J	-0.78	+0.2	-45.08
					0		-9.2

Tableau II.13 : Valeurs de la pression aérodynamique avec dépression intérieure de -0.3

(Direction du vent $\theta = 0^\circ$) avec dépression intérieure de -0.3							
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	-0.3	+50.6	F	-1.34	-0.3	-47.84
					+0.89		+54.74
A	-1.0	-0.3	-32.2	G	-1.02	-0.3	-33.12
					+0.89		+54.74
B	-0.8	-0.3	-23	H	-0.47	-0.3	-7.82
					+0.89		+54.74
C	-0.5	-0.3	-9.2	I	-0.51	-0.3	-9.66
					0		+13.8
E	-0.3	-0.3	0	J	-0.78	-0.3	-22.08
					0		+13.8

b) Vent perpendiculaire au pignon V2**Tableau II.14** : Valeurs de la pression aérodynamique avec pression intérieure de +0.2

(Direction du vent $\theta = 90^\circ$) avec pression intérieure de +0.2							
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	+0.2	+27.6	F	-0.21	+0.2	-18.86
A	-1.0	+0.2	-55.2	G	-1.3	+0.2	-69
B	-0.8	+0.2	-46	H	-0.66	+0.2	-39.56
C	-0.5	+0.2	-32.2	I	-0.56	+0.2	-34.96
E	-0.3	+0.2	-23				

Tableau II.15 : Valeurs de la pression aérodynamique avec dépression intérieure de -0.3

(Direction du vent $\theta = 90^\circ$) avec dépression intérieure de -0.3							
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	-0.3	+50.6	F	-0.21	-0.3	+4.14
A	-1.0	-0.3	-32.2	G	-1.3	-0.3	-46
B	-0.8	-0.3	-23	H	-0.66	-0.3	-16.56
C	-0.5	-0.3	-9.2	I	-0.56	-0.3	-11.96
E	-0.3	-0.3	0				

II.2. Calcul des forces de frottements

Les effets du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (surface au vent et sous le vent), (Selon RNV 2013, Chapitre 2, Article 2.6.3).

La force de frottement est négligé si :

$$\Sigma \text{ Aire totale des surfaces } \perp \text{ au vent} \leq 4 \Sigma \text{ Aire totale des surfaces au vent.}$$

II.2.1. Direction du vent est perpendiculaire au pignon V2

Calcul des surfaces parallèles au vent :

-La surface des deux parois verticales (long pan) :

$$S = [(9 \times 36) \times 2] = 648 \text{ m}^2$$

-La toiture qui est faiblement inclinée par rapport à la direction du vent :

$$S = \left[\left(\frac{2}{\sin 9.46} \right) \times 2 \times 36 \right] = 876.13 \text{ m}^2$$

-Total des surfaces parallèles au vent :

$$S = 648 + 876.13 = 1524.13 \text{ m}^2$$

Calcul des surfaces perpendiculaires au vent :

-La surface des deux pignons :

$$S = [(9 \times 24) + (2 \times 12)] \times 2 = 480 \text{m}^2$$

Vérification de la condition (article 2.6.3 RNV 2013)

Σ Aire totale des surfaces \perp au vent $\leq 4 \Sigma$ Aire totale des surfaces au vent.

$$S = 1524.13 \text{m}^2 < 4 \times 480 = 1920 \text{m}^2$$

➡ Dans ce cas, l'effet de frottement est négligé.

II .2.2. Direction du vent est perpendiculaire au long-pan V1

Calcul des surfaces parallèles au vent :

-La surface des deux pignons :

$$S = [(9 \times 24) + (2 \times 12)] \times 2 = 480 \text{m}^2$$

-La toiture qui est faiblement inclinée par rapport à la direction du vent :

$$S = \left[\left(\frac{2}{\sin 9.46} \right) \times 2 \times 36 \right] = 876.13 \text{m}^2$$

-Total des surfaces parallèles au vent :

$$S = 480 + 876.13 = 1356.13 \text{m}^2$$

Calcul des surfaces perpendiculaires au vent :

-La surface des deux parois verticales (long - pan) :

$$S = [(9 \times 36) \times 2] = 648 \text{m}^2$$

Vérification de la condition (article 2.6.3 RNV 2013)

Σ Aire totale des surfaces \perp au vent $\leq 4 \Sigma$ Aire totale des surfaces au vent.

$$S = 1356.13 \text{m}^2 < 4 \times 648 = 2592 \text{m}^2$$

➡ Dans ce cas, l'effet de frottement est négligé.

Les forces de frottements sont négligées dans les deux directions du vent.

II .3. Vérification à l'action d'ensemble

La force résultante F_w est donnée par :

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

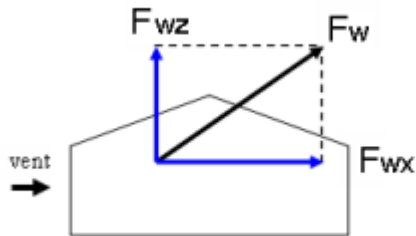


Figure II.9 : La force résultante F_w

- **Calcul des surfaces tributaires de chaque zone sous V1**
 - **Zone F₁** : $S_{F1} = 2.2 \times 5.5 = 12.1m^2$
 - **Zone F₂** : $S_{F2} = 2.2 \times 5.5 = 12.1m^2$
 - **Zone G** : $S_G = 2.2 \times 25 = 55m^2$
 - **Zone H** : $S_H = 9.8 \times 36 = 352.8m^2$
 - **Zone I** : $S_I = 9.8 \times 36 = 352.8m^2$
 - **Zone J** : $S_J = 2.2 \times 36 = 79.2m^2$
- **Calcul des surfaces tributaires de chaque zone sous V2**
 - **Zone F₁** : $S_{F1} = 2.2 \times 5.5 = 12.1m^2$
 - **Zone F₂** : $S_{F2} = 2.2 \times 5.5 = 12.1m^2$
 - **Zone G** : $S_G = 2.2 \times 6.5 \times 2 = 28.6m^2$
 - **Zone H** : $S_H = 8.8 \times 12 \times 2 = 211.2m^2$
 - **Zone I** : $S_I = 25 \times 12 \times 2 = 600m^2$

▪ Vent perpendiculaire au long pan V1

Tableau II.16 : Valeurs des forces horizontales et verticales sous V_1

(Direction du vent $\theta = 0^\circ$) avec pression intérieure de +0.2		
Zone	Composante horizontale (daN)	Composante verticale (daN)
D	$27.6 \times 324 = 8942.4$	0
E	$23 \times 324 = 7452$	0
F ₁	$70.84 \times 12.1 \times \text{tg}\alpha = 142.82$	$70.84 \times 12.1 = 857.16$
F ₂	$70.84 \times 12.1 \times \text{tg}\alpha = 142.82$	$70.84 \times 12.1 = 857.16$
G	$56.12 \times 55 \times \text{tg}\alpha = 514.30$	$56.12 \times 55 = 3086.6$
H	$30.82 \times 352.8 \times \text{tg}\alpha = 1811.76$	$30.82 \times 352.8 = 10873.3$
I	$32.66 \times 352.8 \times \text{tg}\alpha = 1919.93$	$32.66 \times 352.8 = 11522.45$
J	$45.08 \times 79.2 \times \text{tg}\alpha = 594.91$	$45.08 \times 79.2 = 3570.34$
Total	F_{wx} = 21520.94	F_{wz} = 30767.01

Tableau II.17 : Valeurs des forces horizontales et verticales sous V_1

(Direction du vent $\theta = 0^\circ$) avec dépression intérieure de -0.3		
Zone	Composante horizontale (daN)	Composante verticale (daN)
D	$50.6 \times 324 = 16394.4$	0
E	$0 \times 324 = 0$	0
F ₁	$54.74 \times 12.1 \times \text{tg}\alpha = 110.36$	$54.74 \times 12.1 = 662.35$
F ₂	$54.74 \times 12.1 \times \text{tg}\alpha = 110.36$	$54.74 \times 12.1 = 662.35$
G	$54.74 \times 55 \times \text{tg}\alpha = 501.66$	$54.74 \times 55 = 3010.7$
H	$54.74 \times 352.8 \times \text{tg}\alpha = 3217.91$	$54.74 \times 352.8 = 19312.27$
I	$13.8 \times 352.8 \times \text{tg}\alpha = 811.24$	$13.8 \times 352.8 = 4868.64$
J	$13.8 \times 79.2 \times \text{tg}\alpha = 182.11$	$13.8 \times 79.2 = 1092.96$
Total	F_{wx} = 21328.04	F_{wz} = 29609.27

▪ Vent perpendiculaire au pignon V2

Tableau II.18 : Valeurs des forces horizontales et verticales sous V₂

(Direction du vent $\theta = 90^\circ$) avec pression intérieure de +0.2		
Zone	Composante horizontale (daN)	Composante verticale (daN)
D	$27.6 \times 216 = 5961.6$ $27.6 \times 18 = 496.8$	0
E	$23 \times 216 = 4968$ $23 \times 18 = 414$	0
F ₁	0	$18.86 \times 12.1 \cos 9.46 = 225.10$
F ₂	0	$18.86 \times 12.1 \cos 9.46 = 225.10$
G	0	$69 \times 28.6 \cos 9.46 = 1946.56$
H	0	$39.56 \times 211.2 \cos 9.46 = 8241.45$
I	0	$34.96 \times 600 \cos 9.46 = 20690.74$
Total	F_{wx} = 11840.4	F_{wz} = 31328.95

Tableau II.19 : Valeurs des forces horizontales et verticales sous V₂

(Direction du vent $\theta = 90^\circ$) avec dépression intérieure de -0.3		
Zone	Composante horizontale (daN)	Composante verticale (daN)
D	$50.6 \times 216 = 10929.6$ $50.6 \times 18 = 910.8$	0
E	0	0
F ₁	0	$4.14 \times 12.1 \cos 9.46 = 49.41$
F ₂	0	$4.14 \times 12.1 \cos 9.46 = 49.41$
G	0	$46 \times 28.6 \cos 9.46 = 1297.71$
H	0	$16.56 \times 211.2 \cos 9.46 = 3449.91$
I	0	$11.96 \times 600 \cos 9.46 = 7078.41$
Total	F_{wx} = 11840.4	F_{wz} = 11924.58

II.3.1. Vérification de la stabilité transversale

✚ Direction du vent ($\theta = 0^\circ$)

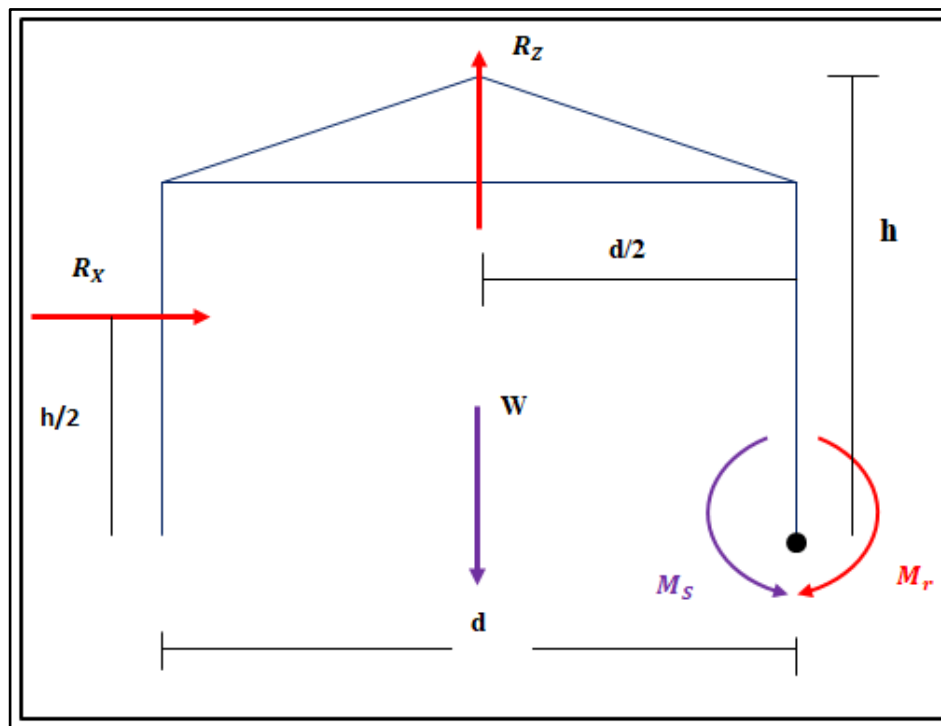


Figure II.10 : Stabilité transversale

Calcul du moment de renversement

$$M_r = (F_{w.H} \times \frac{h}{2}) + (F_{w.V} \times \frac{d}{2})$$

$$M_r = (21520.94 \times \frac{11}{2}) + (30767.01 \times \frac{24}{2})$$

$$M_r = 499569.29 \text{ daN} \cdot \text{m} \approx 499.57 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Calcul du moment stabilisant

$$M_s = W \times \frac{d}{2}$$

Avec :

W : poids total approximatif de la surface du hangar (50 daN/m^2)

$$W = 50 \times 24 \times 36$$

$$W = 43200 \text{ daN}$$

$$M_s = 43200 \times \frac{24}{2}$$

$$M_s = 518400 \text{ daN.m} \approx 518.4 \text{ t.m}$$

$$M_r = 499.57 \text{ t.m} < M_s = 518.4 \text{ t.m}$$

$M_r < M_s \rightarrow$ la stabilité transversale est vérifiée

II.3.2. Vérification de la stabilité longitudinale

Direction du vent ($\theta = 90^\circ$)

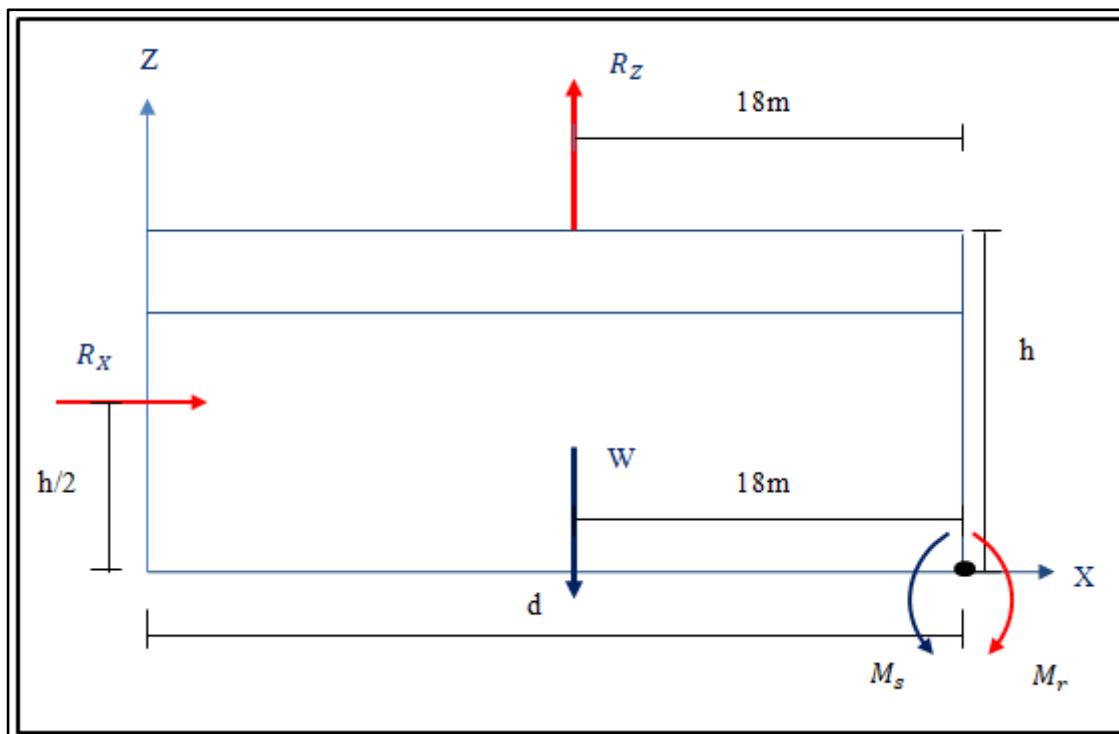


Figure II.11 : Stabilité longitudinale

Calcul du moment de renversement

$$M_r = (F_{w.H} \times \frac{h}{2}) + (F_{w.V} \times \frac{d}{2})$$

$$M_r = (11840.4 \times \frac{11}{2}) + (31328.95 \times \frac{36}{2})$$

$$M_r = 629043.3 \text{ daN.m} \approx 629.04 \text{ t.m}$$

Calcul du moment stabilisant

$$M_s = W \times \frac{d}{2}$$

Avec :

W : poids total approximatif de la surface du hangar (50daN/m²)

$$W = 50 \times 24 \times 36$$

$$W = 43200\text{daN}$$

$$M_s = 43200 \times \frac{36}{2}$$

$$M_s = 777600\text{daN.m} \approx 777.6\text{t.m}$$

$$M_r = 629.04\text{t.m} < M_s = 777.6\text{t.m}$$

$$M_r < M_s \rightarrow \text{la stabilité longitudinale est vérifiée}$$

II .4. Action de la neige

Le but principal de cette étude est de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute la surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige sur la toiture.

II .4.1. Application du RNV 2013

Le RNV-2013 me permet de déterminer les charges de neige sur la toiture à partir de l'épaisseur de la neige au sol.

Le manteau neigeux évolue en fonction de l'altitude de la région par rapport au niveau de la mer, et aussi il est distribué de manière différente en fonction de la forme de toiture, de sa pente mais aussi de son exposition.

Le présent règlement s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure ou égale à 2000m. (RNV 2013 partie I , Article 2.2)

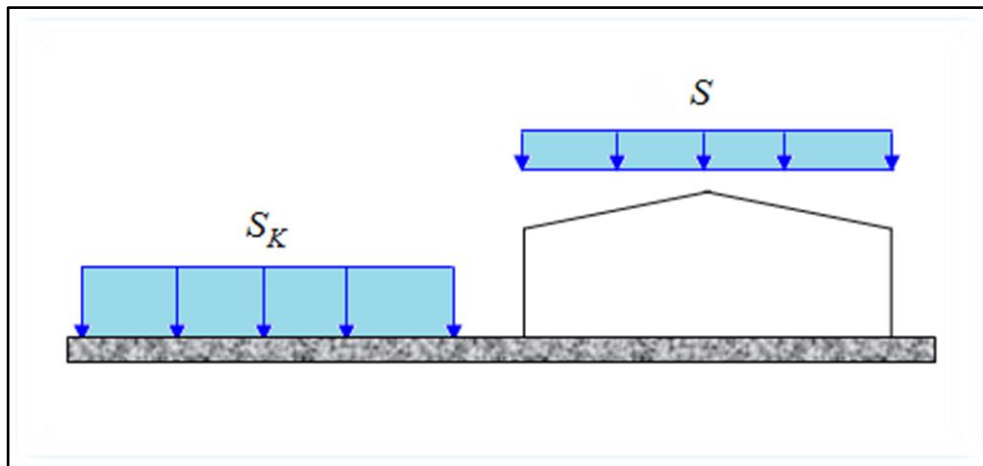


Figure II.12 : Représentation des charges statiques de neige sur la toiture et sur le sol.

II.4.2. Charge de neige sur le sol

La charge caractéristique de neige sur le sol S_k par unité de surface est déterminée en fonction de l'altitude H du point considéré (par rapport au niveau de la mer) et de la localisation géographique.

Dans notre cas :

- Le projet est implanté dans la région de Hammadi, dans la wilaya de Boumerdes qui est classé en zone B de neige selon la classification de (L'ANNEXE 1 RNV 2013)
- L'altitude de l'ouvrage est d'environ 30m par rapport au niveau de la mer.
- S_k est donnée par la formule suivante :

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

AN :

$$S_k = \frac{0.04 \times 30 + 10}{100} = 0.112$$

Donc :

$$S_k = 0.112 \text{ KN/m}^2$$

II .4.3. Coefficient de forme de la toiture

- Il est en fonction de la forme de la toiture
- Dans notre cas, le hangar a une toiture à deux versants avec une pente $\alpha = 9.46^\circ$
- $0^\circ < \alpha = 9.46^\circ \leq 30^\circ$

On adopte pour le coefficient $\mu_1 = 0.8$. (Selon le tableau 2, RNV 2013 PARTIE I .6.2.2.).

II .4.5. Calcul des charges de neige sur la toiture

La charge caractéristique de neige S sur le sol par projection horizontale de toiture soumise à l'accumulation de la neige s'obtient à partir de la formule suivante :

$$S = \mu . S_k$$

$$S = 0.8 \times 0.112 = 0.0896$$

$$S = 0.0896 \text{ KN /m}^2$$

II .4.5.1. Disposition des charges sans accumulation

On a deux versants symétriques :

$$0^\circ \leq \alpha_1 = \alpha_2 = 9.46^\circ \leq 30^\circ ; \mu = 0.8$$

→ $S = 0.8 \times 0.112 = 0.0896$ Par projection horizontale

→ $S = 0.0896 \times (\cos 9.46) = 0.088 \text{ KN/m}^2$ Suivant rampant

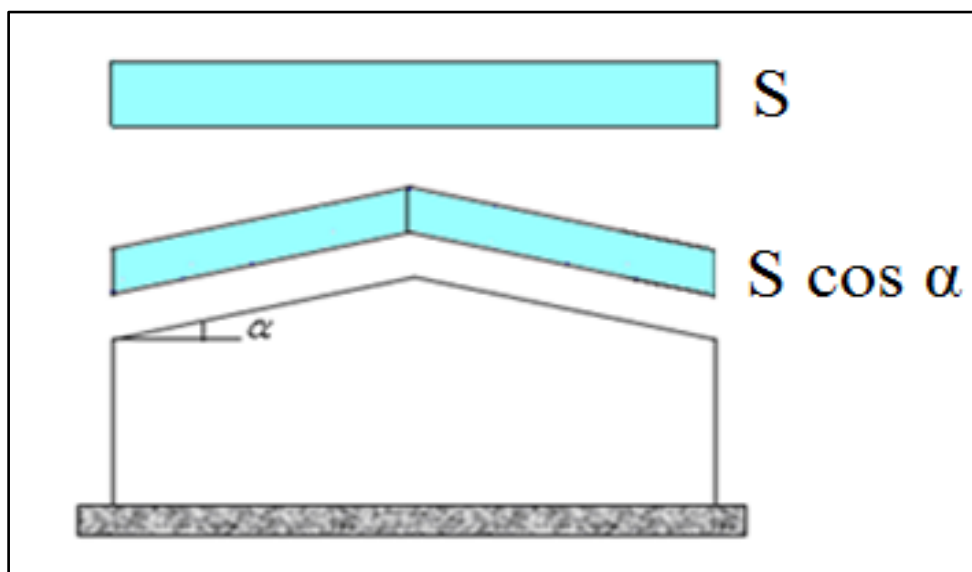


Figure II .13 : Charges de neige sans redistribution par le vent

II .4.5.2. Disposition des charges avec accumulation

On a deux versants symétriques :

$$0^\circ \leq \alpha_1 = \alpha_2 = 9.46^\circ \leq 30^\circ ; \mu = 0.8$$

→ $S = 0.8 \times 0.112 = 0.0896 \text{ KN/m}^2$

→ $S = 0.5 \times 0.0896 = 0.0448 \text{ KN/m}^2$ Suivant rampant

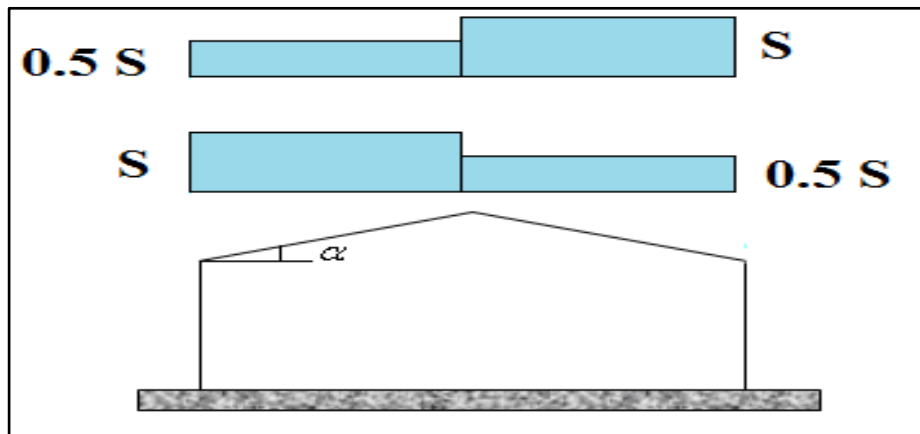


Figure II .14 : Charges de neige avec accumulation

Remarque : La charge de neige étant faible, on considère dans les combinaisons de charge la charge d'entretien, le règlement préconise une charge d'entretien $E = 0.6 \text{ KN/m}^2 = 60 \text{ daN/m}^2$ pour les toitures ayant la pente du versant $\alpha < 30^\circ$.

1.35 G+1.5 E est plus défavorable que 1.35G+1.5N

Chapitre III

Pré-dimensionnement des éléments

Introduction

L'ossature de la structure métallique est divisée en deux parties :

- L'ossature secondaire.
- L'ossature primaire.

L'ossature secondaire consiste ; l'ensemble des éléments supportant la toiture et les panneaux de façade qui transmettent les charges à l'ossature primaire :

- Les pannes de toiture
- Les lisses de façade
- Les encadrements

Et dans ce chapitre, je procéderai au calcul des différents éléments résistants, qui constituent l'ossature secondaire du hangar et qui sont soumis aux différents chargements, et déterminer les sections des profilés qui convient à chaque éléments. Les formules utilisées et les méthodes de calcul sont tirées de l'Eurocode 3 et du livre de (M^r.Dahmani).

III.1. Etude des pannes

III.1.1. Définition

Les pannes sont des poutres de profilés en **Z galvanisés**, ou en **IPE** destinées à transmettre les charges et surcharges de la couverture à la traverse.

En plus de leurs poids propre, elles sont soumises au poids de la couverture ainsi qu'aux différentes charges climatiques.

Les pannes travaillent en flexion déviée ($Q_{y,Sd}$ en parallèle au versant, $Q_{z,Sd}$ parallèle à l'âme de la panne).

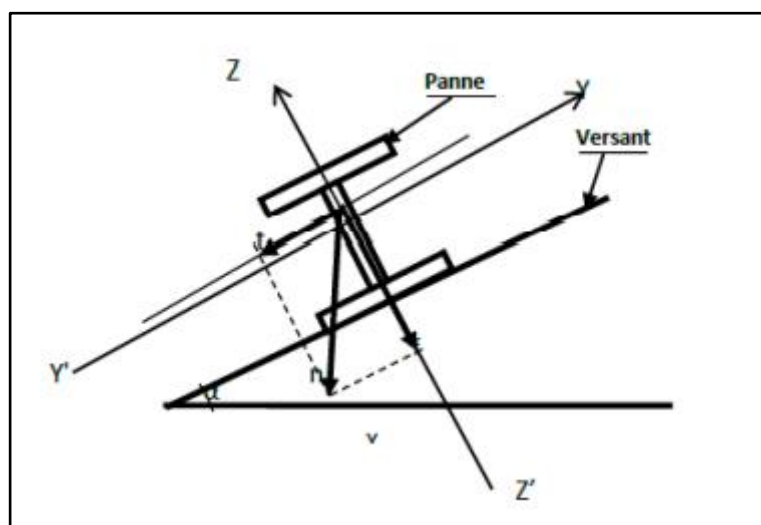


Figure III.1 : Disposition de la panne sur la toiture.

III.1.2. Données

- Espacement entre axe des pannes : $e = 1,47$ m.
- Portée de la panne : $L = 6$ m.
- La pente de chaque versant $\alpha = 9.46^\circ$
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs TL75)14.2kg/m²
(Fiche technique panneau sandwich toiture TL75 BATICOMPOS SPA)
- Poids propre estimé des accessoires de pose.....5kg/m²
- Poids estimé de la panne posé12kg/ml
- Les pannes sont en acier S235

III.1.3. Principe de dimensionnement

Les pannes sont des éléments qui travaillent en flexion déviée, vu qu'elles sont positionnées sur un plan incliné d'un angle α , qui est la pente des versants de la toiture.

En effet, les pannes sont soumises à une charge verticale et une charge oblique.

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :

- A l'**ELU** : les conditions de résistance à la flexion + cisaillement + diversement
- A l'**ELS** : les conditions de la flèche

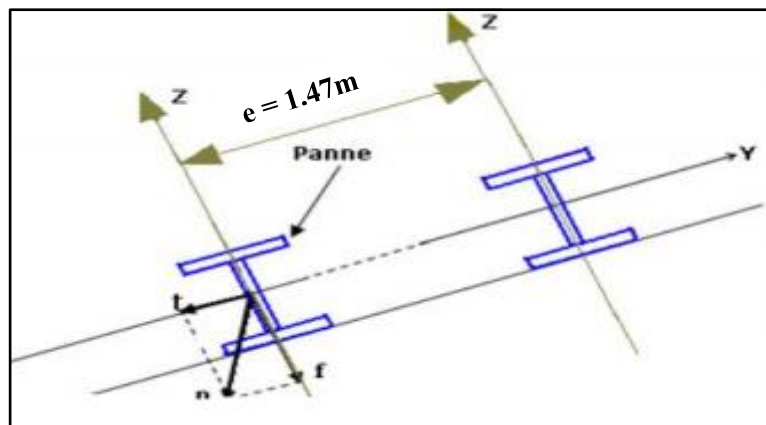


Figure III.2 : l'entraxe des pannes et l'orientation des charges.

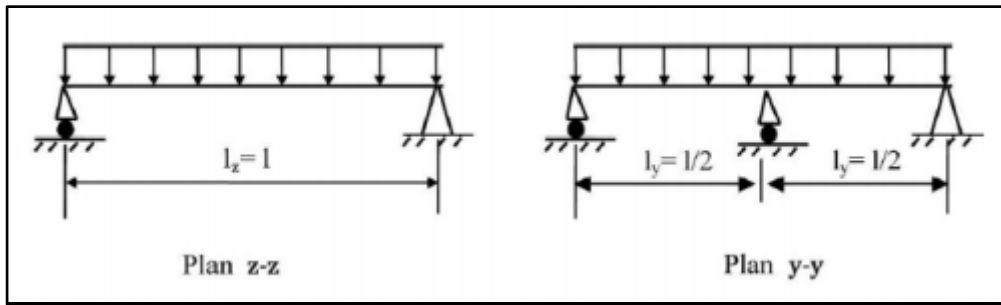


Figure III.3 : Schéma statique des pannes suivant les deux directions x et y.

III.1.4. Evaluation des charges et surcharges

a. Charges permanentes (G)

$$G = [(P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Accessoires}}) \times e + P_{\text{Panne}}]$$

$$G = [(14.2 + 5) \times 1.47 + 12]$$

$$G = 40.22 \text{ kg/ml} \quad (1 \text{ kgf} \approx 1 \text{ daN}) \text{ alors : } G = 40.22 \text{ daN/ml}$$

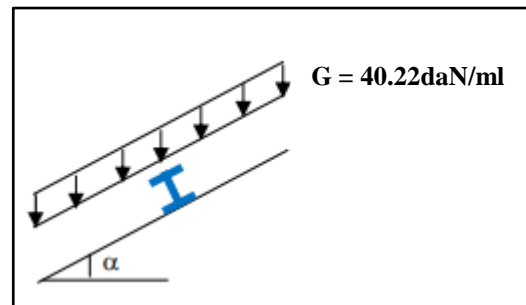


Figure III.4 : Schéma statique de la charge permanente G des pannes

b. Surcharge d'entretien (E)

D'après les Eurocodes EN 1991-1-1 et 1-3, pour les toitures dont la pente est inférieure à 30° on prend comme charge minimale 60 kg/m^2 de la surface de la couverture.

$$E = 60 \text{ daN/m}^2$$

$$E = 60 \times 1.47$$

$$E = 88.2 \text{ daN/ml}$$

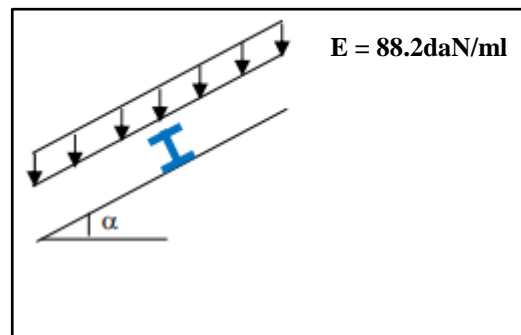


Figure III.5 : Schéma statique de la surcharge d'entretien E sur les pannes

c. Surcharge climatique du vent (V)

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent (Zone G : vent de soulèvement)

$$V = -69 \text{ daN/m}^2$$

(Chapitre II, tableau II.14)

$$V = -69 \times 1.47$$

$$V = -101.43 \text{ daN/ml} \quad (\text{Vent de soulèvement})$$

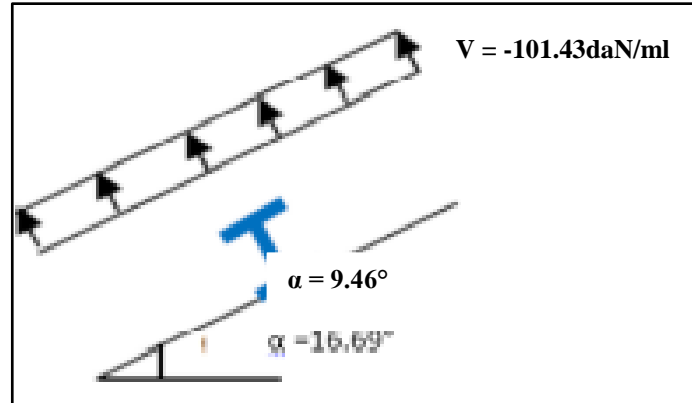


Figure III.6 : Schéma statique des surcharges du vent sur les pannes.

d. Surcharge climatique de neige (S)

$$N = 8.96 \text{ daN/m}^2$$

(Chapitre II.4, action de la neige)

$$N = 8.96 \times 1.45$$

$$(1.47 \times \cos 9.46 = 1.45 \text{ m})$$

$$N = 13 \text{ daN/ml}$$

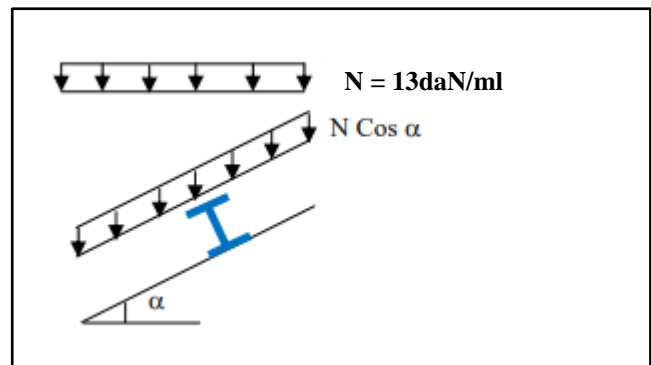


Figure III.7 : Schéma statique des surcharges de neige sur les pannes.

III.1.5. Combinaisons de charge les plus défavorables

- Action vers le bas ↓

$$Q_{Sd,1} = 1,35G + 1,5 E = (1,35 \times 40.22) + (1,5 \times 88.2) = 186.6 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{Sd,2} = 1,35G + 1,5N = (1,35 \times 40.22) + (1,5 \times 13) = 73.8 \text{ daN/ml}$$

Action vers le haut ↑

$$Q_{z,Sd} = G \cos(\alpha) - 1,5V = (40.22 \times \cos 9.46) - 1.5 \times 101.43 = -112.47 \text{ daN/ml}$$

$$\bullet \quad Q_{y,Sd} = 1,35G \sin(\alpha) = (1.35 \times 40.22) \times \sin 9.46 = +8.92 \text{ daN/ml}$$

On retient la combinaison la plus défavorable pour les calculs :

$$Q_{Sd} = 186.6 \text{ daN/ml}$$

III.1.6. Vérification à l'état limite ultime (ELU)

Par expérience on choisit le profilé suivant : **IPE 140**

Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 140

Profilé IPE 140	Dimensions						Caractéristiques de calcul						Moment d'inertie de gauchissement
	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	d mm	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³	A _{vz} cm ²	A _{vy} cm ²	I _z cm ⁴	I _y cm ⁴	I _w cm ⁶
	140	73	4.7	6.9	7	112.2	88.3	19.2	7.6	10.6	44.90	541.2	1.98 × 10 ³

Classe de la Section

On a la semelle comprimée et l'âme fléchi :

Classe de la semelle :

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

$$\frac{36.5}{6.9} = 5.29 < 10\varepsilon \quad \longrightarrow \quad \text{Semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112.2}{4.7} = 23.87 < 72\varepsilon \quad \longrightarrow \quad \text{Âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1.

a) Vérification de la section à la résistance

Dans la condition de résistance à l'ELU, il faut faire les vérifications suivantes :

a.1) Vérification de la section à la flexion

Les pannes travaillent à la flexion déviée suivant les deux axes «Y-Y & Z-Z », l'Eurocode 3 « Art.5.4.5.4 » recommande l'utilisation de la même méthode exposé dans l'article 5.4.8 pour la flexion composé.

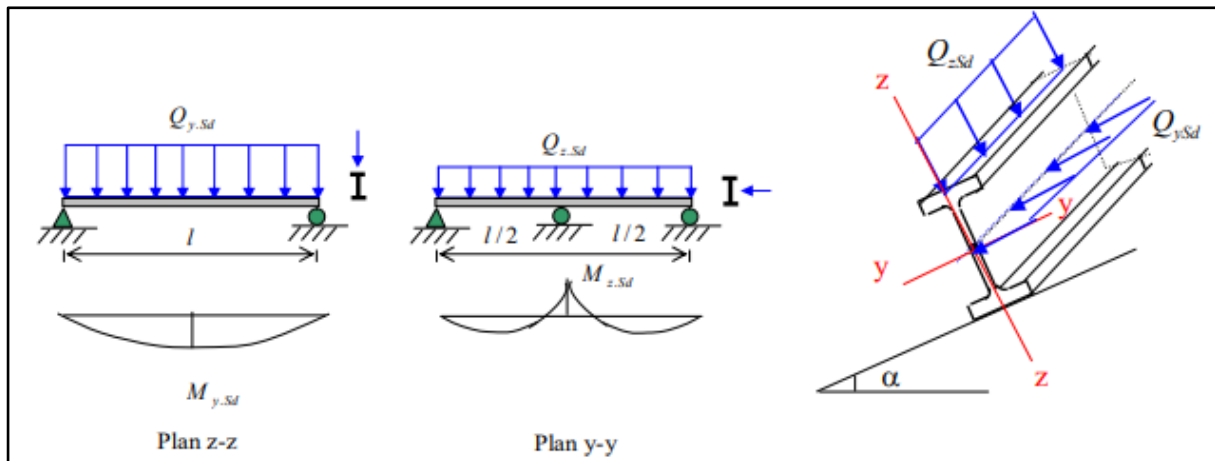


Figure III.8 : Panne de toiture en flexion

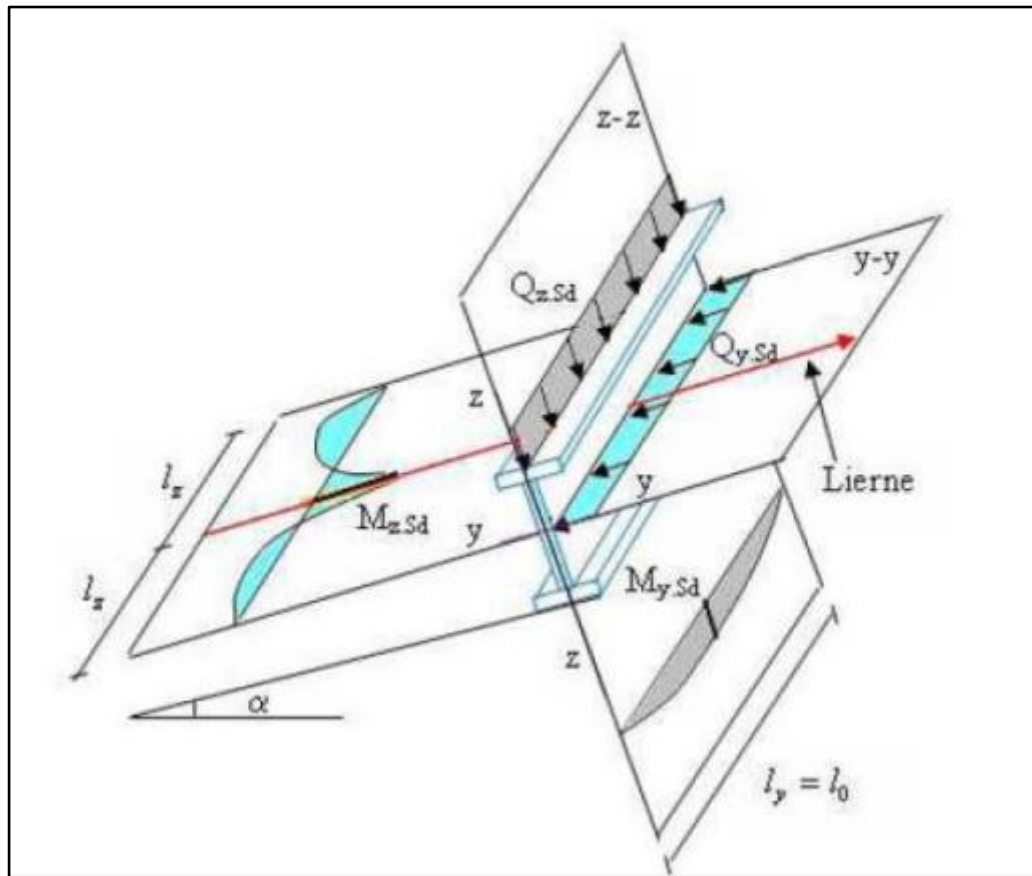


Figure III.9 : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement.

Pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classe **1** et **2** :

$$\left[\frac{M_{y.Sd}}{M_{pl.y.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.Sd}}{M_{pl.z.Rd}} \right]^\beta$$

Pour les sections en **I** et **H** : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1$ \longrightarrow $n = N_{Sd} / N_{pl.Rd}$

Dans notre cas l'effort normal $N = 0$ donc $\beta = 1$

$Q_{Sd} = Q_{Sd,1} = 186.6 \text{ daN/ml}$ (combinaison de charge maximale)

$$\begin{cases} Q_{z.Sd} = Q_{Sd} \cdot \cos \alpha = 186.6 \times \cos 9.46 = 184.06 \text{ daN/ml} \\ Q_{y.Sd} = Q_{Sd} \cdot \sin \alpha = 186.6 \times \sin 9.46 = 30.67 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{y.Sd} = \frac{Q_{z.Sd} \times l^2}{8} = \frac{184.06 \times 6^2}{8} = 828.27 \text{ daN.m} \\ M_{z.Sd} = \frac{Q_{y.Sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{30.67 \times 3^2}{8} = 34.5 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.3 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^5}{1.1} = 1886.41 \text{ daN.m} \\ M_{pl.z.Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19.2 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^5}{1.1} = 410.18 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\left[\frac{828.27}{1886.41} \right]^2 + \left[\frac{34.5}{410.18} \right]^1 = 0.277$$

Condition vérifiée

a.2) Vérification au cisaillement

La vérification est donnée par les formules suivantes (Eurocode 3, page 158) :

$$V_{z.Sd} < V_{plz.Rd} \text{ et } V_{y.Sd} < V_{ply.Rd}$$

$$\begin{cases} V_{z.Sd} = \frac{Q_{z.Sd} \times l}{2} = \frac{184.06 \times 6}{2} = 552.18 \text{ daN} \\ V_{y.Sd} = 0.625 Q_{y.Sd} \cdot \left(\frac{l}{2}\right) = 0.625 \times 30.67 \times \left(\frac{6}{2}\right) = 57.51 \text{ daN} \end{cases}$$

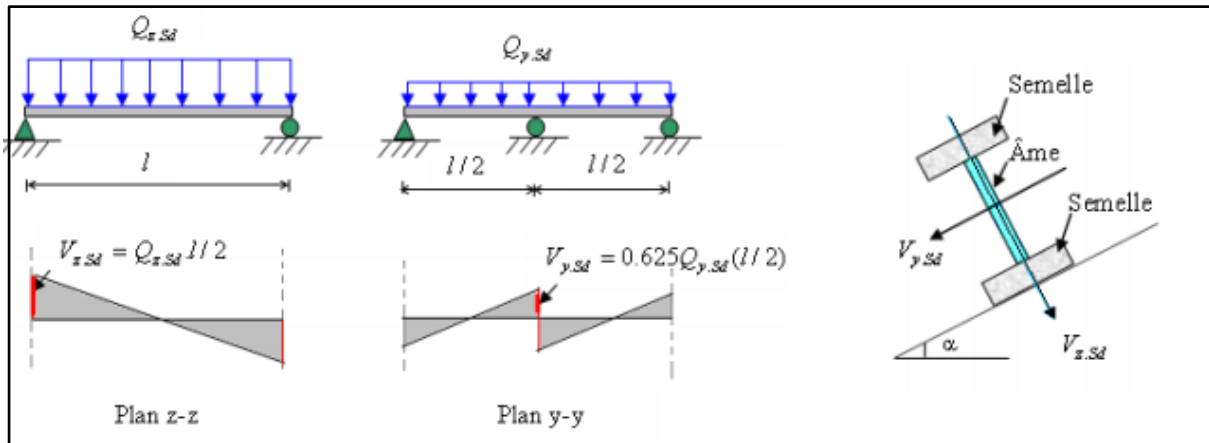


Figure III.10 : Panne de toiture en cisaillement sous différents plans de chargement.

$$\left\{ \begin{aligned} V_{pl.z.Rd} &= \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{7.6 \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 937.41 \text{ daN} \\ V_{pl.y.Rd} &= \frac{A_{vy} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{10.6 \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 1307.44 \text{ daN} \end{aligned} \right.$$

$$V_{z.Sd} = 552.18 \text{ daN} < V_{pl.z.Rd} = 937.41 \text{ daN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$V_{y.Sd} = 57.51 \text{ daN} < V_{pl.y.Rd} = 1307.44 \text{ daN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification au déversement

Le déversement est un phénomène d'instabilité géométrique qui affecte une poutre soumise au moment de flexion, par conséquent l'une de ses faces se tend et l'autre se comprime.

Il s'accompagne d'une rotation (torsion) de la section droite de la poutre. Ce phénomène concerne principalement les profilés en acier, qui sont généralement très élancés.

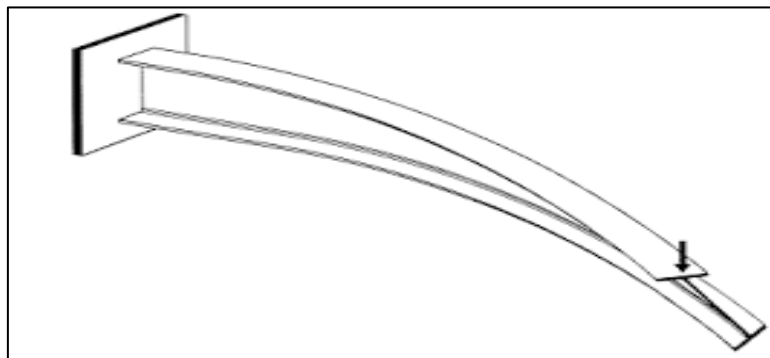


Figure III.11 : Phénomène de déversement.

- Déversement des pannes

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

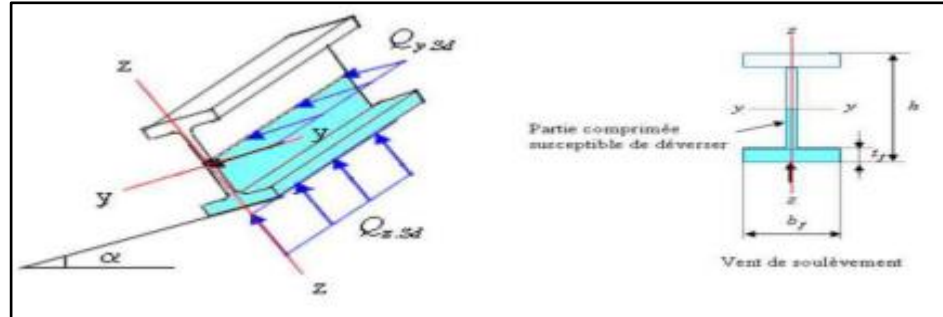


Figure III.12 : Déversement d'une panne de toiture.

- Semelle supérieur : 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 de risque de déversement.

- Semelle inférieure : est comprimé sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

*L'Eurocode 3 donne la formule suivante pour la vérification du déversement d'un élément comprimé et fléchi :

$$\left[\frac{M_{y.Sd}}{M_{b.Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z.Sd}}{M_{pl.z.Rd}} \right] \leq 1$$

$$\begin{cases} Q_{z.Sd} = -112.47 \text{ daN/ml} \\ Q_{y.Sd} = +8.92 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{y.Sd} = \frac{Q_{z.Sd} \cdot l^2}{8} = \frac{112.47 \times 6^2}{8} = 506.12 \text{ daN.m} \\ M_{z.Sd} = \frac{Q_{y.Sd} \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{8.92 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 10.04 \text{ daN.m} \end{cases}$$

Calcul du moment résistant au déversement $M_{b.Rd}$

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{pl.y.Rd}$$

$$\lambda_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5}$$

β_w : 1 pour les sections de classe 1 et 2.

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9 \times 1 = 93.9$$

Calcul de l'élancement réduit

$$\lambda_{LT} = \frac{L_z/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{L_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{300/1.65}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{300/1.65}{14/0.69} \right)^2 \right]^{0.25}} = 114.19$$

Calcul de χ_{LT} à l'aide de tableau de l'annexe 6 de l'Eurocode 3 :

Courbe (a) pour les profils laminés

$$\lambda_{LT} = \frac{114.19}{93.9} = 1.22 \rightarrow \chi_{LT} = 0.5175$$

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \times M_{pl.y.Rd} = 0.5175 \times 1886.41 = 976.22 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{506.12}{976.22} \right) + \left(\frac{10.04}{410.18} \right) = 0.535 \leq 1$$

$$\left[\frac{M_{y.Sd}}{M_{b.Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z.Sd}}{M_{pl.z.Rd}} \right] = 0.543 \leq 1 \quad \text{condition vérifiée au diversement}$$

L'IPE 140 est vérifié aux états limites ultimes.

III.1.7. Vérification à l'état limite de service (ELS)

La vérification à la flèche se fait avec les charges et surcharges de service (**non pondérées**).

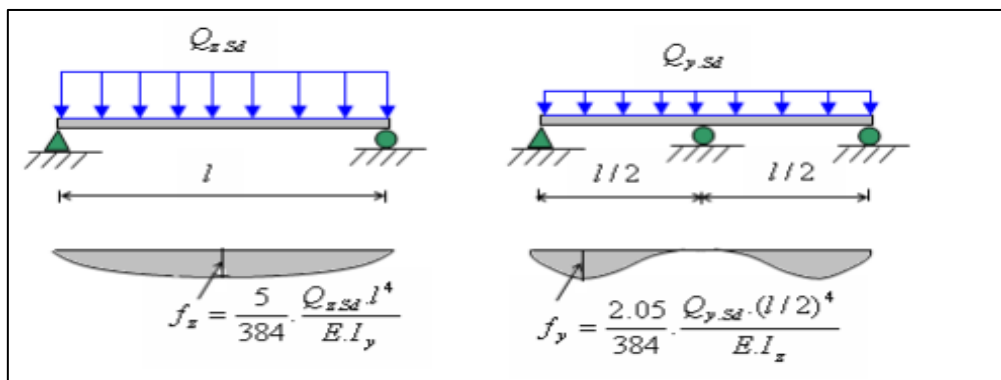


Figure III.13 : Vérification de la flèche.

Action vers le bas

$$Q_{Sd1} = G + E = 40.22 + 88.2 = 128.42 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{Sd2} = G + N = 40.22 + 13 = 53.22 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{Sd} = \max(Q_{Sd1}; Q_{Sd2}) = 128.42 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z,Sd} = Q_{Sd1} \cdot \cos\alpha = 128.42 \times \cos 9,46 = 126.67 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,Sd} = Q_{Sd1} \cdot \sin\alpha = 128.42 \times \sin 9,46 = 21.11 \text{ daN/ml}$$

- Condition de vérification :

$$F_z \leq F_{adm}$$

$$F_y \leq F_{adm}$$

Flèche latérale (suivant z-z') :

Sur deux appuis :

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

$$F_z = \frac{5 \times Q_{z,Sd} \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.2667 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 541.2} = 1.88 \text{ cm} < 3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Flèche vertical (suivant y-y') :

Sur trois appuis :

$$F_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{600/2}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$F_y = \frac{2.05 \times Q_{y,Sd} \times (\frac{l}{2})^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2.05 \times 0.2111 \times (\frac{600}{2})^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 44.90} = 0.09 \text{ cm} < 1.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Conclusion

D'après les résultats de calculs effectués au-dessus, on déduit que l'**IPE 140** est vérifié aux états limites ultimes et aux états limites de services, par conséquent, la section de ce profilé convient comme panne de toiture.

III.2. Etude des liernes des pannes

III.2.1. Définition

Les liernes (tirants) sont généralement des barres en fer rond, des cornières ou des tubes qui travaillent en traction .elles sont placées perpendiculairement aux pannes afin de les relier entre elles pour assurer leurs écartement et empêcher le déversement. Par conséquent, la toiture sera plus solide et robuste quel que soit la zone d'implantation.

Les liernes des pannes ont les fonctions suivantes :

- ✓ En phase du montage du bâtiment, assurer la rectitude des pannes avant mis en place de la couverture.
- ✓ En phase d'exploitation du bâtiment, apporter aux pannes un maintien latéral.

Cette pièce de charpente est en acier entièrement galvanisé à chaud ce qui lui assure une plus grande résistance contre les risques de corrosion.

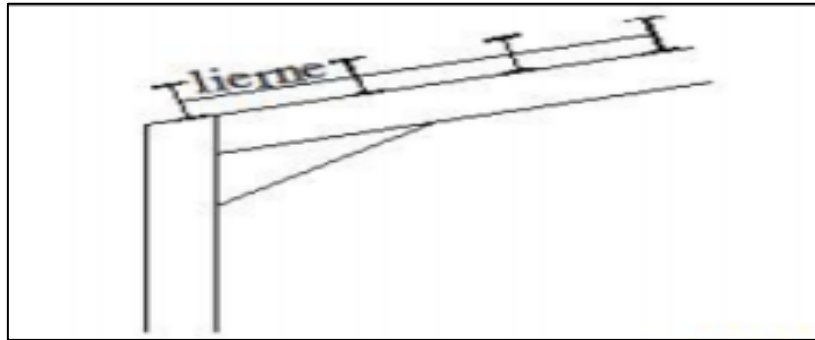
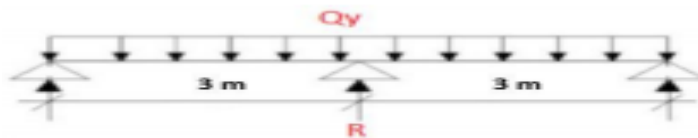


Figure III.14 : Disposition des liernes de la toiture.

III.2.2. Calcul des efforts revenant aux liernes

La réaction R au niveau du lierne (Livre de M^r.Dahmani. Chpi III)

$$R = 1.25 \times Q_{y, Sd} \times l/2 = 1.25 \times (186.6 \times \sin \alpha) \times 6/2 = 115.01 \text{ daN}$$



L'effort de traction du lierne L₁ provenant de la panne sablière :

$$T_1 = R/2 = 115.01/2 = 57.51 \text{ daN}$$

Les efforts de traction T dans les différents tronçons de lierne :

$$T_n = R + T_{n-1}$$

Tronçon L₂ : $T_2 = R + T_1 = 115.01 + 57.51 = 172.52 \text{ daN}$

Tronçon L₃ : $T_3 = R + T_2 = 115.01 + 172.52 = 287.53 \text{ daN}$

Tronçon L₄ : $T_4 = R + T_3 = 115.01 + 287.53 = 402.52 \text{ daN}$

Tronçon L₅ : $T_5 = R + T_4 = 115.01 + 402.52 = 517.53 \text{ daN}$

Tronçon L₆ : $T_6 = R + T_5 = 115.01 + 517.53 = 632.54 \text{ daN}$

Tronçon L₇ : $T_7 = R + T_6 = 115.01 + 632.54 = 747.55 \text{ daN}$

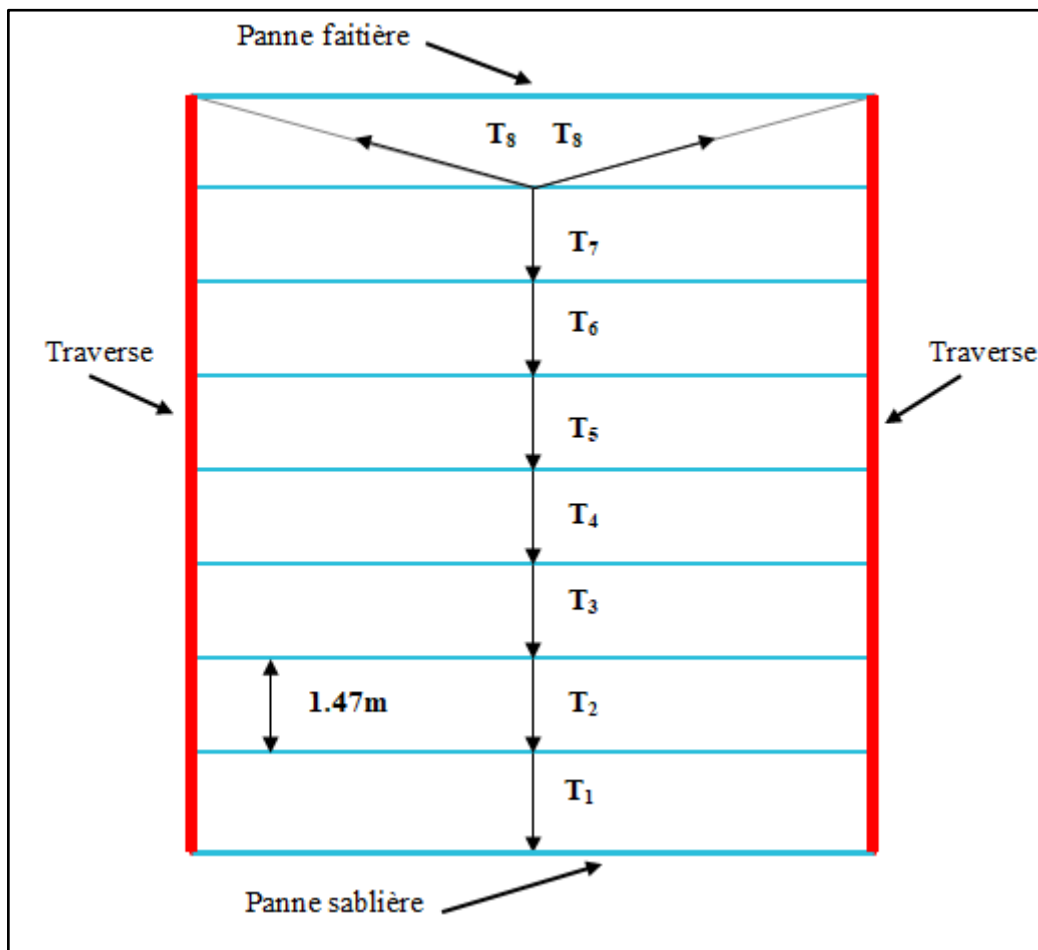


Figure III.15 : Efforts revenant aux liernes

L'effort dans les diagonales L8 :

$$2.T_8 \times \sin\theta = T_7$$

$$\theta = \arctg \frac{1.47}{3} = 26.1^\circ$$

$$T_8 = \frac{T_7}{2 \cdot \sin \theta} = \frac{747.55}{2 \times \sin 26.1} = 849.61 \text{ daN}$$

Donc : $T_8 = 849.61 \text{ daN}$

Les liernes fonctionnent en traction et sont soumises à des efforts croissant au fur et à mesure qu'ils se rapprochent du faitage. Ces efforts sont transmis à la traverse.

III.2.3. Dimensionnement des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L_8 .

$$N_{Sd} = T_8 = 849.61 \text{ daN}$$

Les liernes travaillent en traction :

$$N_{Sd} \leq N_{pl.Rd}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{Sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{849.61 \times 1.1}{2350} = 0.398 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \Phi^2}{4} \geq 0.398 \text{ cm}^2$$

$$\Phi = \sqrt{\frac{A \times 4}{\pi}} = 0.712 \text{ cm} \approx 1 \text{ cm} \rightarrow \Phi = 10 \text{ mm}$$

Pour des raisons pratiques, on opte pour une barre ronde de diamètre $\Phi = 10 \text{ mm}$

III.3. Etude de l'échantignole

III.3.1. Définition

Sorte d'équerre en fer plat plié servant à assujettir une panne sur un arbalétrier (attacher les pannes aux fermes). Les échantignoles sont fixées dans l'âme du profilé en appui.

Elles s'opposent aux différentes actions due au vent et au charges permanentes et de la neige. Elles sont fixées soit par boulonnage soit par soudage.

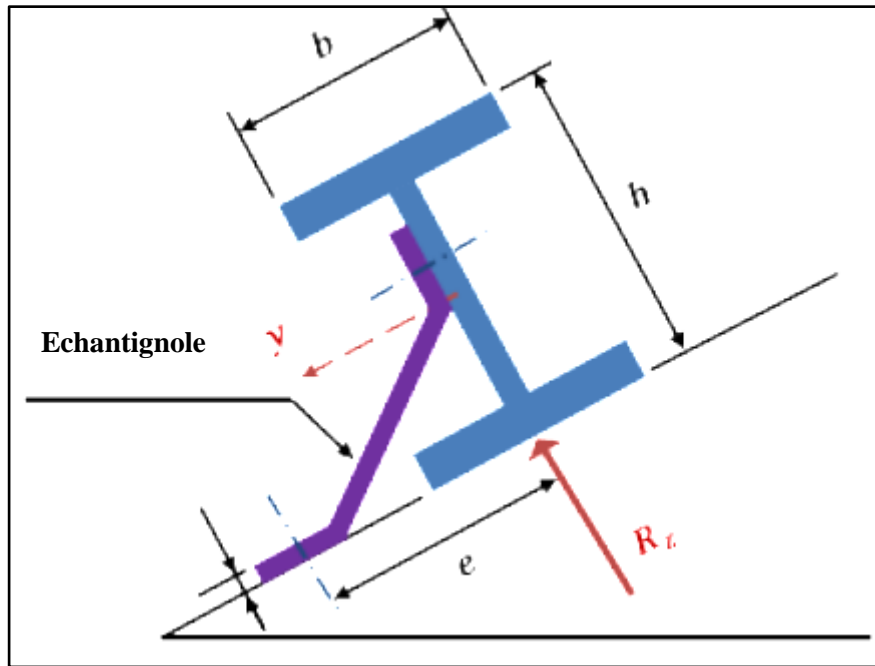


Figure III.16 : Disposition de l'échantignole.

III.3.2. Calcul des charges revenant à l'échantignole

Effort de soulèvement :

$$Q_{z.Sd} = G \times \cos\alpha - 1.5V = -112.47 \text{ daN/ml}$$

Effort suivant rompant :

$$Q_{y.Sd} = 1.35G \times \sin\alpha = +8.92 \text{ daN/ml}$$

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante :

$$2 \times \frac{b}{2} \leq t \leq 3 \times \frac{b}{2}$$

Pour IPE 140 :

$$7.3 \leq t \leq 10.95 \quad \text{soit : } t = 8 \text{ cm}$$

Echantignole de rive :

$$R_z = Q_{z.Sd} \times l/2 = 112.47 \times 6/2 = 337.41 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{y.Sd} \times l/2 = 8.92 \times 3 = 26.76 \text{ daN}$$

Echantignole intermédiaire :

$$R_z = 2 \times R_z = 674.82 \text{ daN}$$

$$R_y = 2 \times R_y = 53.52 \text{ daN}$$

III.3.3. Calcul du moment de renversement

$$M_r = R_z \times t + R_y \times \frac{h}{2} = 674.82 \times 8 + 53.52 \times \frac{12}{2} = 5719.68 \text{ daN.cm} = 0.5719 \text{ KN.m}$$

III.3.4. Dimensionnement de l'échantignole

Les échantignoles travaillent en flexion simple selon l'Eurocode 3, ils sont formés à froid, et doivent satisfaire la condition suivante :

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

$M_{Sd} = M_r$ = moment sollicitant

$M_{el.Rd}$ = moment de résistance élastique de la section.

III.3.5. Calcul de l'épaisseur de l'échantignole

$$M_{el.Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{el} = \frac{M_r \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{5719.68 \times 1.1}{2350} = 2.68 \text{ cm}^2$$

$$W_{el} \geq \frac{b \cdot e^2}{6}$$

—————> Pour une section rectangulaire.

L'épaisseur de l'échantignole dépend de la largeur de la traverse sur laquelle il sera soudé.

- $b = 150 \text{ mm}$

$$e = \sqrt{\frac{W_{el} \times 6}{b}} = \sqrt{\frac{2.68 \times 6}{15}} = 1.2 \text{ cm}$$

$$e \approx 1 \text{ cm}$$

III.4. Etude des lisses du bardage

III.4.1. Définition

Les lisses sont des poutrelles qui ont pour fonction de supporter les couvertures de façades (**bardages**), et les charges s'appliquant sur ces bardages (pression ou dépression du vent). Elles sont disposées horizontalement à entraxes constants, portant sur les poteaux de portique ou potelets intermédiaires. Elles sont réalisées en profilés laminés (**IPE, UAP**) ou en éléments formés par des tôles pliées.

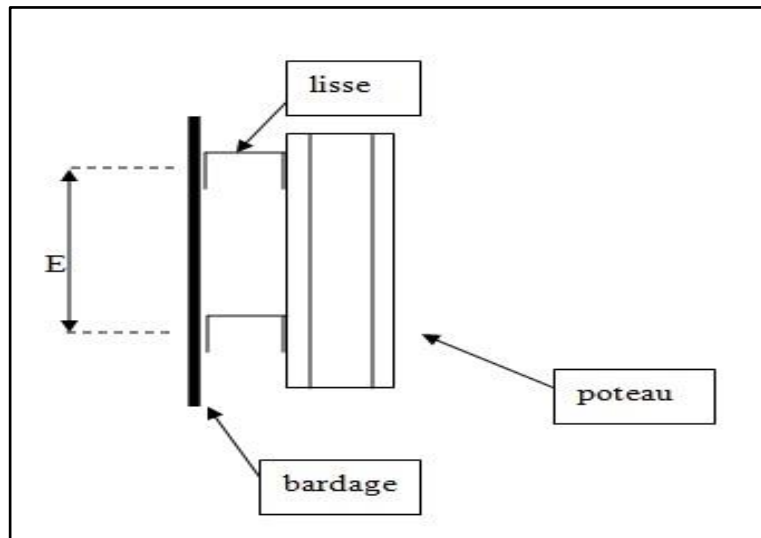


Figure III.17 : Position des lisses.

III.4.2. Principe de dimensionnement

Les lisses sont des éléments qui travaillent en flexion déviée (bi-axiale), en effet, elles sont soumises à la flexion autour de Z + autour de Y. Pour dimensionner, on tiendra compte de la pression du vent sur le long-pan et sur le pignon.

Les lisses sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :

- A l'**ELU** : les conditions de résistance à la flexion + cisaillement + diversement
- A l'**ELS** : les conditions de la flèche

III.4.3. Vérification de la lisse du long-pan

III.4.3.1. Hypothèses de calcul

- La hauteur du mur en maçonnerie : $h = 3\text{m}$
- Espacement des lisses : $1,2\text{m}$
- Poids propre de la lisse estimé : 19 kg/ml
- $L = 6\text{m}$ sur le long pan
- On dispose de lignes de 6 lisses sur chaque paroi
- Poids propre du bardage (Panneaux Sandwichs LL35) : $10,9\text{kg/m}^2$
(Fiche technique panneau sandwich LL35)
- Poids propre estimé des accessoires de pose : 5kg/m^2
- Qualité : S235

III.4.3.2. Evaluation des charges et surcharges

a. Charges permanentes (G)

$$G = [(P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Accessoires}}) \times e + P_{\text{Lisse}}]$$

$$G = [(10.9 + 5) \times 1.2 + 19]$$

$$G = 38.08 \text{ kg/ml} \quad (1 \text{ kgf} \approx 1 \text{ daN}) \text{ alors : } G = 38.08 \text{ daN/ml}$$

b. Surcharge climatique du vent

$$V = -55.2 \text{ daN/ml} \quad (\text{Chap II. Tableau II.10})$$

$$V = 55.2 \times 1.2$$

$$V = 66.24 \text{ daN/ml}$$

III.4.3.3. Combinaison des charges les plus défavorables

$$Q_{y.Sd} = 1.35G = 1.35 \times 38.08 = 51.41 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z.Sd} = 1.5V = 1.5 \times 66.24 = 99.36 \text{ daN/ml}$$

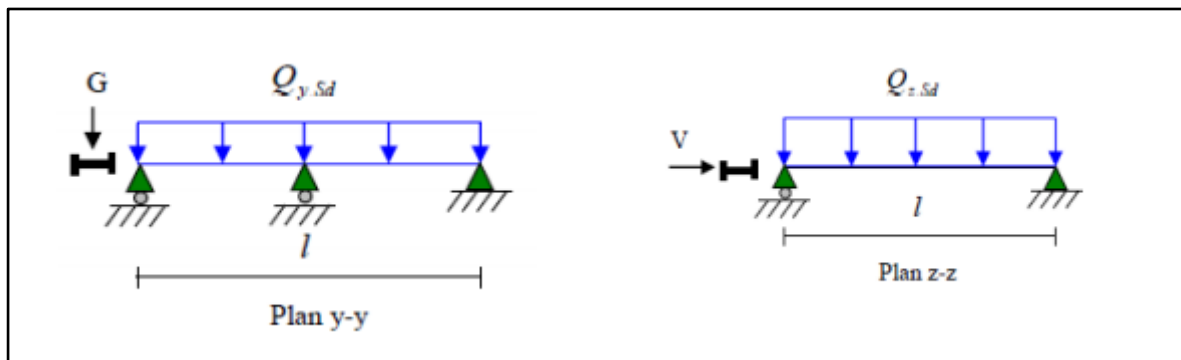


Figure III.18 : Schéma statique de la répartition des charges sur les lisses du long-pan

III.4.3.4. Vérification à l'état limite ultime (ELU)

Par tâtonnement on choisit le profilé suivant : **UPN 160**

Tableau III.2: Caractéristiques géométriques de l'UPN 160

Profilé UPN 160	Dimensions						Caractéristiques de calcul						Moment d'inertie de gauchissement
	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	d mm	W _{ply} cm ³	W _{pl,z} cm ³	A _{vz} cm ²	A _{vy} cm ²	I _z cm ⁴	I _y cm ⁴	I _w cm ⁶
	160	65	7.5	10.5	10.5	115	138	35.20	12.60		85.30	925	3.260×10 ³

Classe de la Section

On a la semelle comprimée et l'âme fléchie :

Classe de la semelle :

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

$$\frac{160/2}{10.5} = 7.62 < 10\varepsilon \longrightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme :

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{115}{7.5} = 15.33 < 72\varepsilon \longrightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1.

a) Vérification à la résistance de la section

a.1) Vérification à la flexion

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

$$\left(\frac{M_{y.Sd}}{M_{pl.y.Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.Sd}}{M_{pl.z.Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Pour les sections en I et H on prend : $\alpha = 2$ $\beta = 1$

$$M_{y.Sd} = \frac{Q_{z.Sd} \times l^2}{8} = \frac{99.36 \times 6^2}{8} = 447.12 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.Sd} = \frac{Q_{y.Sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{51.41 \times 3^2}{8} = 57.84 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{138 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^5}{1.1} = 2948.18 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.z.Rd} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{35.2 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^5}{1.1} = 752 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{447.12}{2948.18} \right)^2 + \left(\frac{57.84}{752} \right)^1 = 0.099 \leq 1.0 \quad \text{condition vérifiée}$$

a.2) Vérification au cisaillement

$$V_{z.Sd} < V_{plz.Rd} \text{ et } V_{y.Sd} < V_{ply.Rd}$$

$$\begin{cases} V_{z.Sd} = \frac{Q_{z.Sd} \times l}{2} = \frac{99.36 \times 6}{2} = 298.08 \text{ daN} \\ V_{y.Sd} = 0.625 Q_{y.Sd} \cdot \left(\frac{l}{2}\right) = 0.625 \times 51.41 \times \left(\frac{6}{2}\right) = 96.39 \text{ daN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{12.6 \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 1554.12 \text{ daN} \\ V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{10.5 \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 1295.10 \text{ daN} \end{cases}$$

$$V_{z.Sd} = 298.08 \text{ daN} < V_{plz.Rd} = 1554.12 \text{ daN} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$V_{y.Sd} = 96.39 \text{ daN} < V_{ply.Rd} = 1295.10 \text{ daN} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification au déversement

La lisse n'est pas susceptible de déverser vu que la semelle comprimée est maintenue latéralement sur toute sa longueur par le bardage.

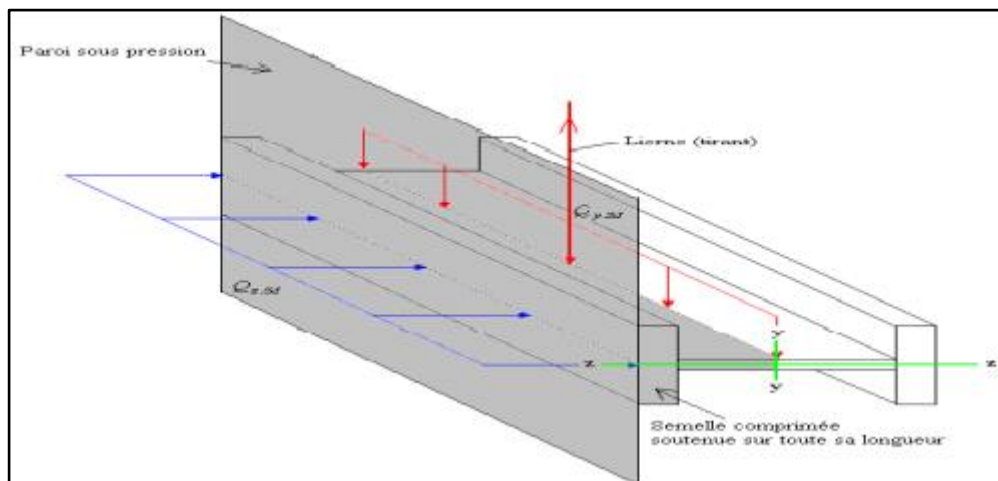


Figure III.19 : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.

III.4.3.5. Vérification à l'état limite de service (ELS)

- Condition de vérification :

$$F_z \leq F_{adm}$$

$$F_y \leq F_{adm}$$

Flèche latérale (suivant z-z') :

Sur deux appuis :

$$F_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3cm$$

$$F_z = \frac{5 \times Q_{z.s.d} \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 0.6624 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 925} = 0.575cm < 3cm \dots \dots \dots OK$$

Flèche vertical (suivant y-y') :

Sur trois appuis :

$$F_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{600/2}{200} = 1.5cm$$

$$F_y = \frac{2.05 \times Q_{y.s.d} \times (\frac{l}{2})^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2.05 \times 0.3808 \times (\frac{600}{2})^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 85.3} = 0.092cm < 1.5cm \dots \dots \dots OK$$

Conclusion

Le profilé choisit UPN 160 convient comme lisse du bardage.

III.4.3.6. Calcul des liernes du long-pan

III.4.3.6.1. Calcul des efforts revenant aux liernes

La réaction R au niveau du lierne

$$R = 1.25 \times Q_{y.s.d} \times l/2 = 1.25 \times (1.35 \times 38.08) \times 6/2 = 192.78daN$$

L'effort de traction du lierne L₁ provenant de la panne sablière :

$$T_1 = R/2 = 192.78/2 = 96.39daN$$

Les efforts de traction T dans les différents tronçons de lierne :

$$T_n = R + T_{n-1}$$

$$\text{Tronçon } L_2 : T_2 = R + T_1 = 192.78 + 96.39 = 289.17daN$$

$$\text{Tronçon } L_3 : T_3 = R + T_2 = 192.78 + 289.17 = 481.95daN$$

$$\text{Tronçon } L_4 : T_4 = R + T_3 = 192.78 + 481.95 = 674.73daN$$

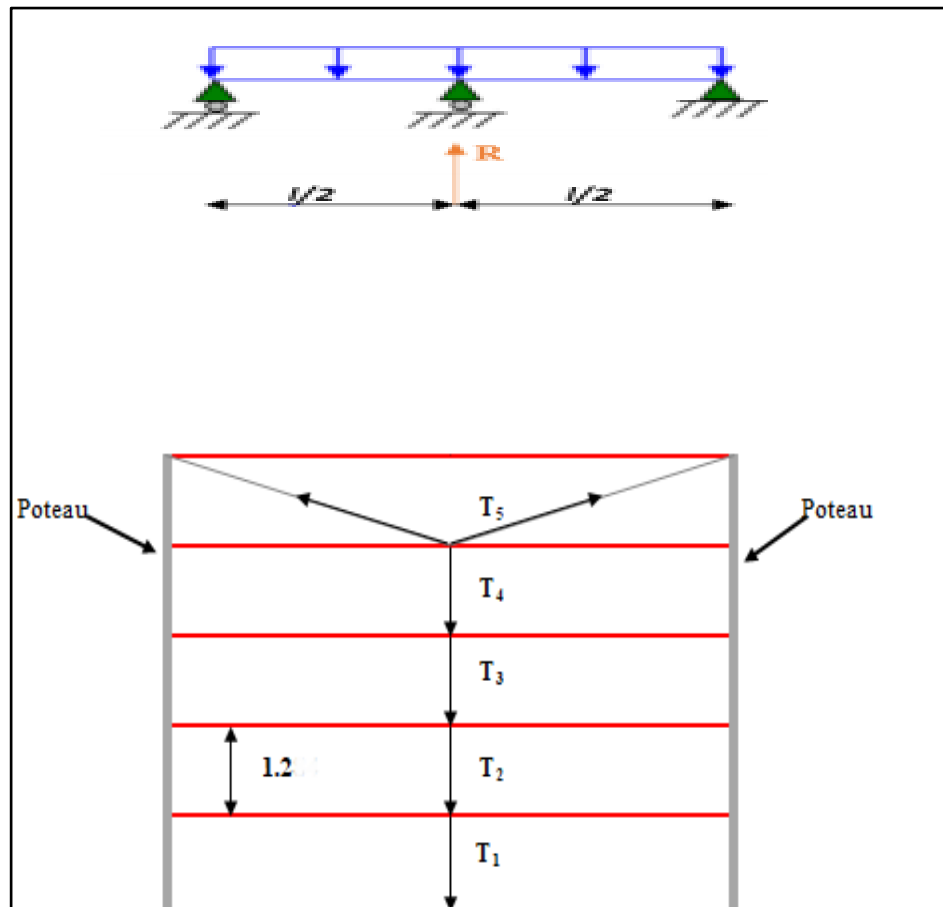


Figure III.20 : Efforts dans les liernes du long-pan

L'effort dans les diagonales L5 :

$$2.T_5 \times \sin\theta = T_4$$

$$\theta = \arctg \frac{1.2}{3} = 21.8^\circ$$

$$T_5 = \frac{T_4}{2 \cdot \sin\theta} = \frac{674.73}{2 \times \sin 21.8} = 908.44 \text{ daN}$$

Donc : $T_5 = 908.44 \text{ daN}$

III.4.3.6.2. Dimensionnement des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L₅.

$$N_{Sd} = T_5 = 908.44 \text{ daN}$$

Les liernes travaillent en traction :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{908.44 \times 1.1}{2350} = 0.425 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \Phi^2}{4} \geq 0.425 \text{ cm}^2$$

$$\Phi = \sqrt{\frac{A \times 4}{\pi}} = 0.736 \text{ cm} \approx 1 \text{ cm} \rightarrow \Phi = 10 \text{ mm}$$

Pour des raisons pratiques, on opte pour une barre ronde de diamètre $\Phi = 10 \text{ mm}$.

III.5. Etude des potelets

III.5.1. Définition

Les potelets sont des montants de profilés en I ou H permettent de rigidifier les façades (Pignon) vis-à-vis des efforts horizontaux. Ils constituent des appuis pour les lisses, tout comme les poteaux. Ils sont disposés verticalement au niveau de la façade pignon, ce sont des poutres bi-articulées (Ils sont assujettis aux portiques au moyen des appuis glissants).

Ils travaillent à la flexion composée sous l'action du vent s'exerçant sur le bardage et les lisses. En revanche, ils ne supportent pas la toiture.

En plus de leurs poids propre, ils supportent le poids des lisses et du bardage.

III.5.2. Les données

- La hauteur du potelet le plus chargé : $L = 10 \text{ m}$
- La longueur de la lisse : $L = 6 \text{ m}$
- L'entraxe des potelets : $e = 9 \text{ m}$
- Le nombre de lisses supportées par le potelet : $n = 6$
- Poids propre du bardage 10.9 kg/m^2
- Poids propre d'accessoires de pose 5 kg/m^2
- Poids propre de la lisse (UPN 160) 18.8 kg/ml

III.5.3. Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé (potelet du pignon 1 au milieu)

1. Charges permanentes G

$$G = (P_{\text{lisse}} \times L_{\text{lisse}} \times N_{\text{lisse}}) + (P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoires}}) \times S_{\text{tributaire}}$$

$$G = (18.8 \times 6 \times 6) + (10.9 + 5) \times (9 \times 10)$$

$$G = 2107.8 \text{ daN/ml}$$

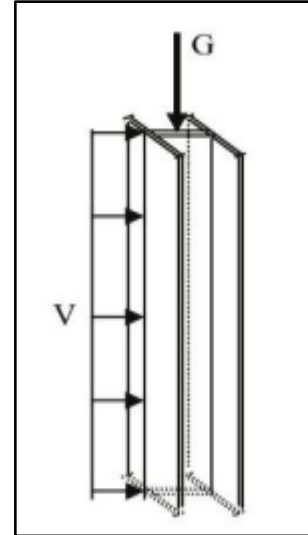


Figure III.21 : Représentations des charges et surcharges sur le potelet

2. Surcharge climatique V

$$V = -55.2 \text{ daN/m}^2$$

$$V = 55.2 \times 9$$

$$V = 496.8 \text{ daN/ml}$$

III.5.4. Dimensionnement du potelet

III.5.4.1. Sous la condition de la flèche

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées :

$$V = 496.8 \text{ daN/ml}$$

$$f_z = \frac{5 \times V \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{1000}{200} = 5 \text{ cm}$$

$l = 10 \text{ m}$ la longueur du potelet le plus chargé

$$I_y \geq \frac{1000 \times V \times l^3}{384 \times E} \Leftrightarrow I_y \geq \frac{1000 \times 496.8 \times 10^{-2} \times 1000^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 6160.71 \text{ cm}^4$$

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

🚦 Le profilé qui correspond est le : **HEA 240** avec $I_y = 7763 \text{ cm}^4$

Tableau III.3 : Caractéristiques géométriques de HEA 240

Profilé HEA 240	Dimensions						Caractéristiques de calcul						Moment d'inertie de gauchissement
	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	d mm	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³	A _{vz} cm ²	A _{vy} cm ²	I _z cm ⁴	I _y cm ⁴	I _w cm ⁶
	230	240	7.5	12	21	164	744.6	351.6	25.17	59.7	2768	7763	328.4×10 ⁶

Calcul de la charge permanente G (HEA 240)

$$G = 1733.4 + (P_{\text{HEA 240}} \times L_{\text{potelet}})$$

$$G = 2107.8 + (60.3 \times 10)$$

$$G = 2710.8 \text{ daN/ml}$$

III.5.5. Vérification de la section à la résistance**○ Incidence de l'effort tranchant**

Si : $V_{Sd} \leq 0.5 \times V_{pl,Rd}$ il y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

$$Q_{z,Sd} = 1.5V = 1.5 \times 496.8 = 745.2 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z,Sd} = \frac{Q_{z,Sd} \times l}{2} = \frac{745.2 \times 10}{2} = 3726 \text{ daN}$$

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{25.17 \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1.1} = 31045.44 \text{ daN}$$

$$V_{Sd} = 3726 \text{ daN} \leq 0.5V_{pl,z,Rd} = 15522.72 \text{ daN}$$

L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.

○ Incidence de l'effort normal

Si $N_{Sd} \leq \text{Min} (0.25N_{pl,Rd}, 0.5A_w f_y / \gamma_{M0})$ il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{Sd} = 1.35G = 1.35 \times 2710.8 = 3659.58 \text{ daN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{76.8 \times 2350}{1.1} = 164072.73 daN$$

$$0.25N_{pl.Rd} = 41018.18 daN$$

$$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 76.8 - (2 \times 24 \times 1.2) = 19.2 cm^2$$

$$0.5A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \times 19.2 \times \frac{2350}{1.1} = 20509.09 daN$$

$$N_{Sd} = 3235.55 daN \leq \min \left(0.25N_{pl.Rd}; 0.5A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right) = 20509.09 daN$$

$$N_{Sd} = 3659.58 daN \leq 0.5A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 20509.09 daN$$

L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée (Y'a pas d'interaction entre l'effort normal et le moment résistant).

○ Vérification à la flexion composée

$$M_{y.Sd} \leq M_{cy.Rd}$$

$M_{cy.Rd}$: c'est le moment résistant qui dépend de la classe de la section

Classe de la section

Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} \leq 10\epsilon \quad \text{Avec } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(240 - 7.5 - 2 \times 21)/2}{12} = 7.94 \leq 10\epsilon$$



Semelle de classe 1.

Classe de l'âme (flexion composée) :

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1 \quad \text{et } d_c = \frac{N_{Sd}}{t_w \times f_y} = \frac{3235.55}{1762.5} = 1.84 cm$$

$$\alpha = \frac{1}{16.4} \left(\frac{16.4 + 1.84}{2} \right) = 0.56 \leq 1$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{16.4}{0.75} = 21.87 \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396}{(13 \times 0.56 - 1)} = 63.06$$

—————> Ame de classe 1.

Donc la section est de classe 1.

$$M_{cy.Rd} = M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{744.6 \times 2350}{1.1} = 1590736.36 \text{ daN.cm}$$

$$= 15907.36 \text{ daN.m}$$

$$Q_{z.Sd} = 1.5V = 1.5 \times 496.8 = 745.2 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y.Sd} = \frac{Q_{z.Sd} \times l^2}{8} = \frac{745.2 \times 10^2}{8} = 9315 \text{ daN.m}$$

$$M_{y.Sd} = 9315 \text{ daN.m} \leq M_{cy.Rd} = 15907.36 \text{ daN.m} \text{ condition vérifiée}$$

III.5.6. Vérification de l'élément aux instabilités

Le potelet reprend les efforts dus au vent par conséquence, il est sollicité à la flexion et supporte son poids propre + le poids propre des lisses du bardage ainsi il est sollicité à la compression. Il travaille à la flexion composé.

a) Flexion composé avec risque de flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \times N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \times M_{y.Sd}}{M_{pl.y.Rd}} \leq 1.0$$

b) Flexion composé avec risque de déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \times N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl.y.Rd}} \leq 1.0$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{min} :

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

Flambement par rapport à l'axe fort y-y

(dans le plan du portique) :

✚ Longueur de flambement :

$$l_y = L = 10m$$

✚ Calcul de l'élanement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1000}{10} = 100$$

✚ Calcul du l'élanement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 (\text{section 1,2 et 3})$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{100}{93.9} = 1.06$$

✚ Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement selon le type de la section.

$$\frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0.95 < 1.2 \text{ et}$$

$$t_f = 12mm < 100mm$$

Suivant y-y :

Courbe (b) $\xrightarrow{\text{-----}}$ $\alpha = 0.34$

✚ Facteur de réduction :

 $\chi_y = \mathbf{0.5595}$ (Tableau du coefficient de flambement χ de la courbe(b)).**Flambement par rapport à l'axe faible z-z**

(hors du plan du portique) :

✚ Longueur de flambement :

$$l_z = L = 1.2m$$

✚ Calcul de l'élanement :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{120}{6} = 20$$

✚ Calcul du l'élanement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\overline{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 (\text{section 1,2 et 3})$$

$$\overline{\lambda}_z = \frac{20}{93.9} = 0.21$$

✚ Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement selon le type de la section.

$$\frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0.95 < 1.2 \text{ et}$$

$$t_f = 12mm < 100mm$$

Suivant z-z :

Courbe (c) $\xrightarrow{\text{-----}}$ $\alpha = 0.49$

✚ Facteur de réduction :

 $\chi_z = \mathbf{0.9949}$ (Tableau du coefficient de flambement χ de la courbe(c)).

$$\chi_{\min} = \text{Min} (0.5595 ; 0.9949)$$

$$\chi_{\min} = \mathbf{0.5595}$$

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

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 (\text{section 1,2 et 3}) \text{ ET } \lambda_1 = 93.9$$

λ_{LT} : élancement de l'élément vis-à-vis du déversement pour les profilés laminés I et H.

$$\lambda_{LT} = \frac{L_z/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{L_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{120/6}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{120/6}{23/0.12} \right)^2 \right]^{0.25}} = 18.55$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{18.80}{93.9} = 0.20 < 0.4 \rightarrow Y'a pas de risque de déversement et $\chi_{LT} = 1$$$

✚ Calcul des coefficients k :

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

$$\mu_y = \overline{\lambda}_y \times (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) = 1.06 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{744.6 - 675}{675} \right)$$

$$\mu_y = -1.38 \leq 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{(-1.38) \times 3659.58}{0.5595 \times 76.8 \times 2350}$$

$$k_y = 1.05 < 1.5$$

Avec :

β_{My} : Facteur du moment uniforme équivalent pour le flambement, dans notre cas poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie, alors $\beta_{My} = 1.3$.

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \overline{\lambda}_z \cdot \beta_{LT} - 0.15 = 0.15 \times 0.21 \times 1.3 - 0.15$$

$$\mu_{LT} = -0.109$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{(-0.109) \times 3659.58}{0.9949 \times 76.8 \times 2350}$$

$$k_{LT} = 1.00$$

Avec :

β_{My} : Facteur du moment uniforme équivalent pour le déversement, dans notre cas poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie, alors $\beta_{MLT} = 1.3$.

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \times N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \times M_{y.Sd}}{M_{pl.y.Rd}} = \frac{3659.58}{0.5595 \times 164072.73} + \frac{1.07 \times 9315}{15907.36} = 0.66$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \times N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \times M_{y.Sd}}{M_{pl.y.Rd}} = \mathbf{0.66 < 1 \text{ condition vérifiée}}$$

Vérification au déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \times N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl.y.Rd}} = \frac{3659.58}{0.9949 \times 164072.73} + \frac{1 \times 9315}{1 \times 15907.36} = 0.61$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \times N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl.y.Rd}} = \mathbf{0.61 < 1 \text{ condition vérifiée}}$$

Conclusion

Le profilé **HEA 240** est vérifié à toutes conditions exigées dans l'Eurocode 3 pour le dimensionnement des potelets, par conséquent, il convient comme potelet.

Conclusion du chapitre III

L'étude que j'ai effectué nous a permis de déterminer les différentes sections de profilés des éléments secondaires qui sont capables de résister à la sollicitation du vent, et supporter leurs poids propres.

Elément	Profilée
Panne	IPE 140
Lisse	UPN 160
Potelet	HEA 240

- ❖ L'échantignole : épaisseur $d = 1 \text{ cm}$
- ❖ Les liernes de la toiture : barres rondes de diamètre $\Phi = 10 \text{ mm}$
- ❖ Les liernes du long-pan : barres rondes de diamètre $\Phi = 10 \text{ mm}$

Chapitre IV

Etude des portiques

Introduction

Les portiques sont des cadres ou des polygones métalliques rigides, utilisés pour l'ossature de certains bâtiments. Ils peuvent être constitués de I ou H, permettent d'assembler de manière continue les traverses (arbalétriers) et les poteaux, et transmettent les efforts aux fondations.

En effet, y'a plusieurs types des portiques qui varie en fonction de leurs :

- Portée :
 - I. $L_p \leq 40\text{m}$: on utilise des sections des profilées laminées.
 - II. $40 < L_p \leq 80\text{m}$: on utilise des PRS à sections variables.
 - III. $80 < L_p \leq 140\text{m}$: des portiques à treillis (par exemple : les hangars d'avions)
- Schéma statique de la structure en général, qui dépend de la nature du sol, de l'usage de la structure, de l'existence des machines vibrantes ou non et des ponts roulants.

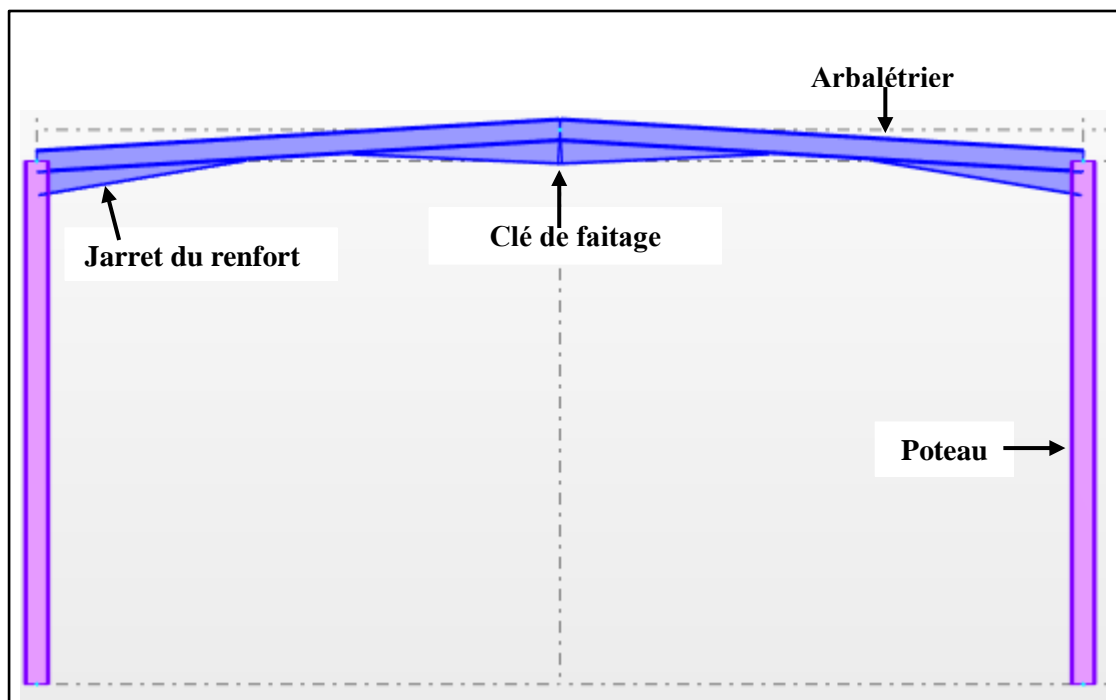


Figure IV.1 : Les éléments du portique.

IV.1. Caractéristiques du portique étudié

Les dimensions du portique de mon projet sont comme suit :

- La portée du portique (portée entre les poteaux) : $L_p = 24\text{m}$
- La hauteur des poteaux : $h_p = 9\text{m}$
- La hauteur du faitage : $H = 11\text{m}$
- La longueur des traverses : $s = 12.17\text{m}$
- L'entre axe des portiques : $L = 6\text{m}$

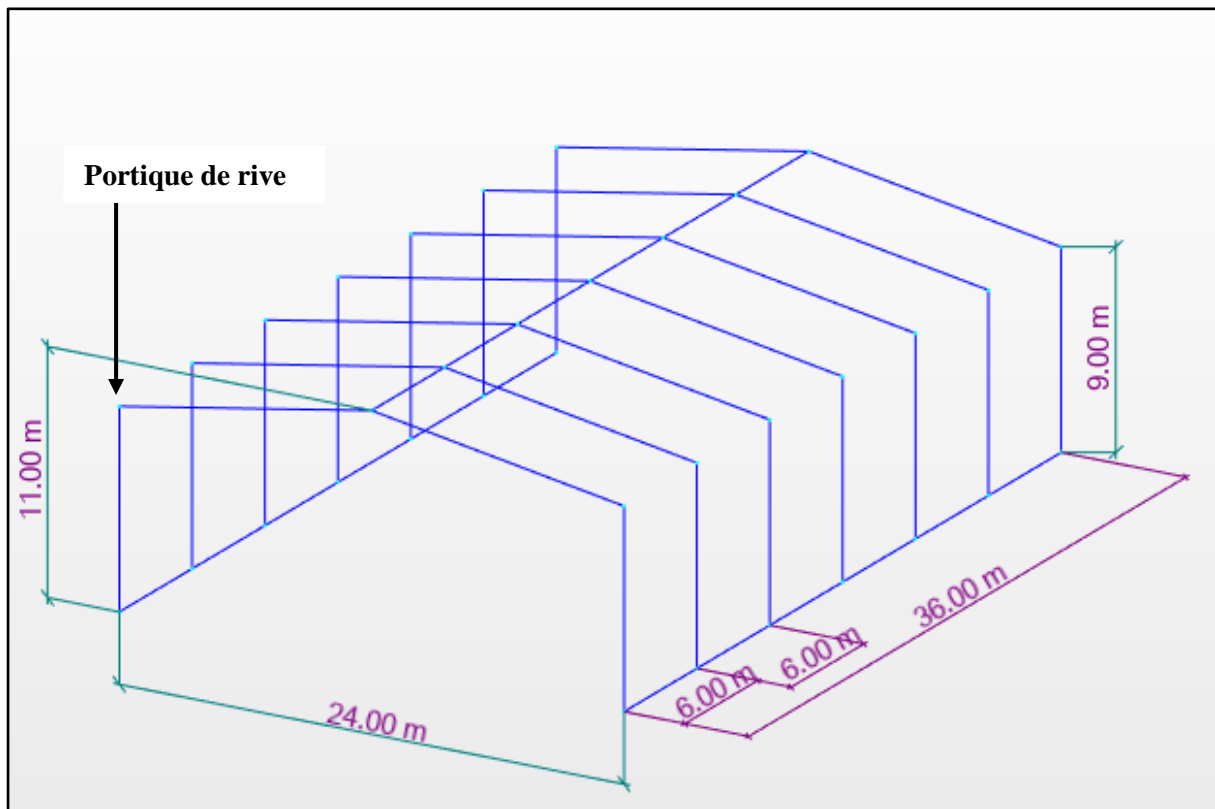


Figure IV.2 : Vue de portique en 3D.

IV.2. Efforts sollicitant le portique

Les principales charges sollicitant ma structure, sont le vent et la charge d'entretien + le poids propre de la structure.

IV.2.1. Charge permanente G

- Poids propre de la couverture (**panneaux sandwichs TL75**) : 14.2kg/m^2
- Poids propre des accessoires de pose : 5.0kg/m^2
- Poids propre de la panne (**IPE 140**) : $12.9\text{kg/ml} = 8.8\text{kg/m}^2$
- Traverse (poids propre estimée) : $66\text{kg/ml} = 11\text{kg/m}^2$

$$G = (14.2 + 5 + 8.8 + 11) \times 6$$

$$\mathbf{G = 234kg/ml} \quad (1kgf \approx 1daN) \text{ alors : } \mathbf{G = 234daN/ml}$$

IV.2.2. Effet de la charge d'entretien (E)

$$E = 60daN/m^2$$

$$E = 60 \times 6$$

$$\mathbf{E = 360daN/ml}$$

IV.2.3. Effet du vent V

On prend le cas du vent le plus défavorable, le sens V_2 perpendiculaire au pignon

L'entre axe des portiques est de 6m donc :

$$W_{(z)} (daN/m^2) \times 6 = W_{(z)} (daN/ml)$$

Tableau IV.1 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et la toiture, cas du vent le plus défavorable (sens V_2)

(Direction du vent $\theta = 90^\circ$) avec pression intérieure de +0.2									
Parois verticales					Versants de toiture				
Zone	C_{pe}	C_{pi}	$W_{(z)}$ (daN/m ²)	$W_{(z)}$ (daN/ml)	Zone	C_{pe}	C_{pi}	$W_{(z)}$ (daN/m ²)	$W_{(z)}$ (daN/ml)
D	+0.8	+0.2	+27.6	+165.6	F	-0.21	+0.2	-18.86	-113.16
A	-1.0	+0.2	-55.2	-331.2	G	-1.3	+0.2	-69	-414
B	-0.8	+0.2	-46	-276	H	-0.66	+0.2	-39.56	-237.36
C	-0.5	+0.2	-32.2	-193.2	I	-0.56	+0.2	-34.96	-209.76
E	-0.3	+0.2	-23	-138					

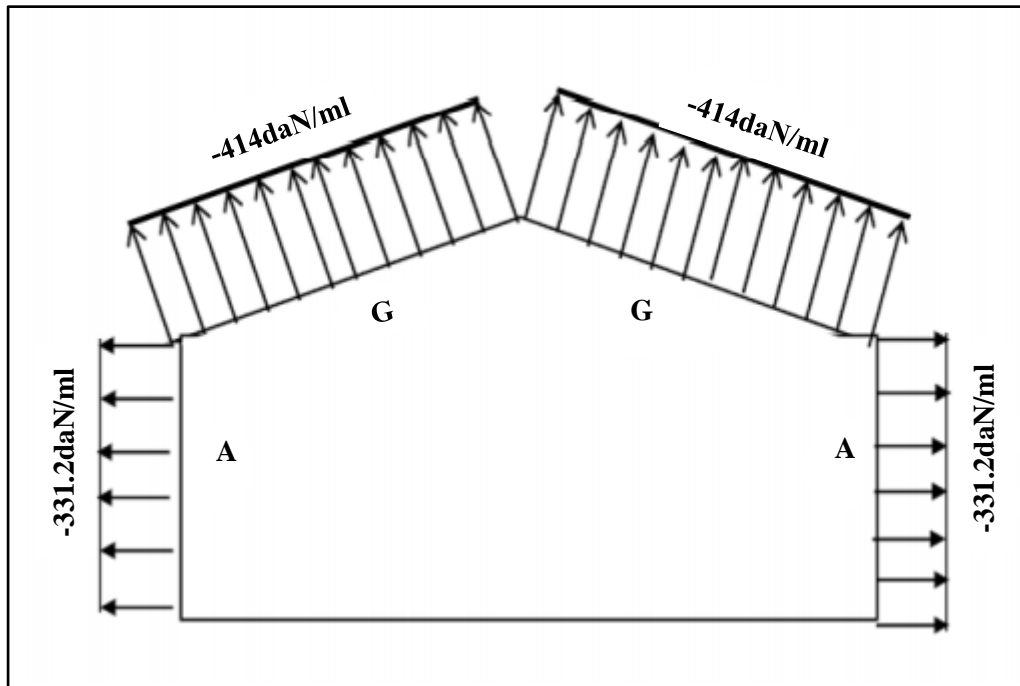


Figure IV.3 : Répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité.

Représentation du portique le plus sollicité

Le portique de rive est le portique le plus sollicité vis-à-vis du chargement de vent.

Etant donné que l'action du vent sur les deux versants peut se renverser, on peut admettre une seule valeur équivalente sur les deux versants de la toiture.

On prend directement l'action du vent sur la zone G comme charge équivalente.

Charge équivalente du vent : $W = 414\text{daN/ml}$

IV.3. Calcul des efforts internes

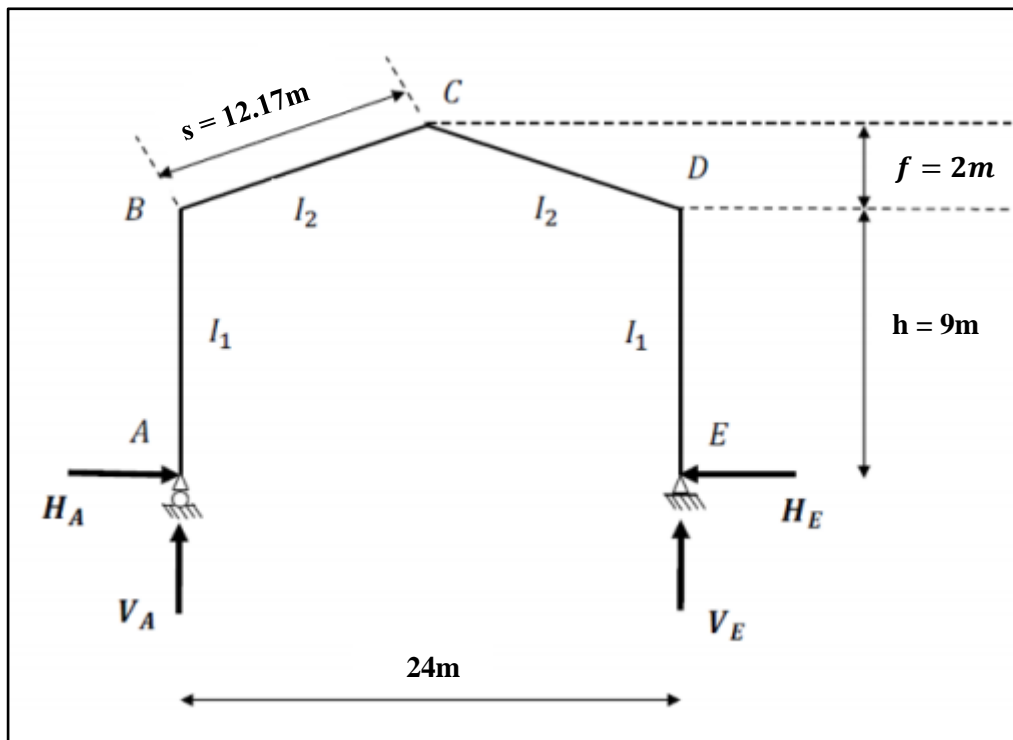


Figure IV.4 : Efforts internes.

On assume que $I_2 \approx I_1$

$$\checkmark \quad k = \frac{\text{raideur_rampant}}{\text{raideur_bequille}} = \frac{I_2 h}{I_1 s} = \frac{h}{s} = \frac{9}{12.17} = 0.74$$

$$\checkmark \quad \varphi = \frac{f}{h} = \frac{2}{9} = 0.222$$

$$\checkmark \quad \Delta = k + 3 + 3\varphi + \varphi^2 = 0.74 + 3 + (3 \times 0.222) + 0.222^2 = 4.4555$$

IV.3.1. Charge verticale vers le bas (**charge permanente G et d'entretien E**)

Je calcule d'abord sous charge unitaire $q = 1 \text{ daN/ml}$

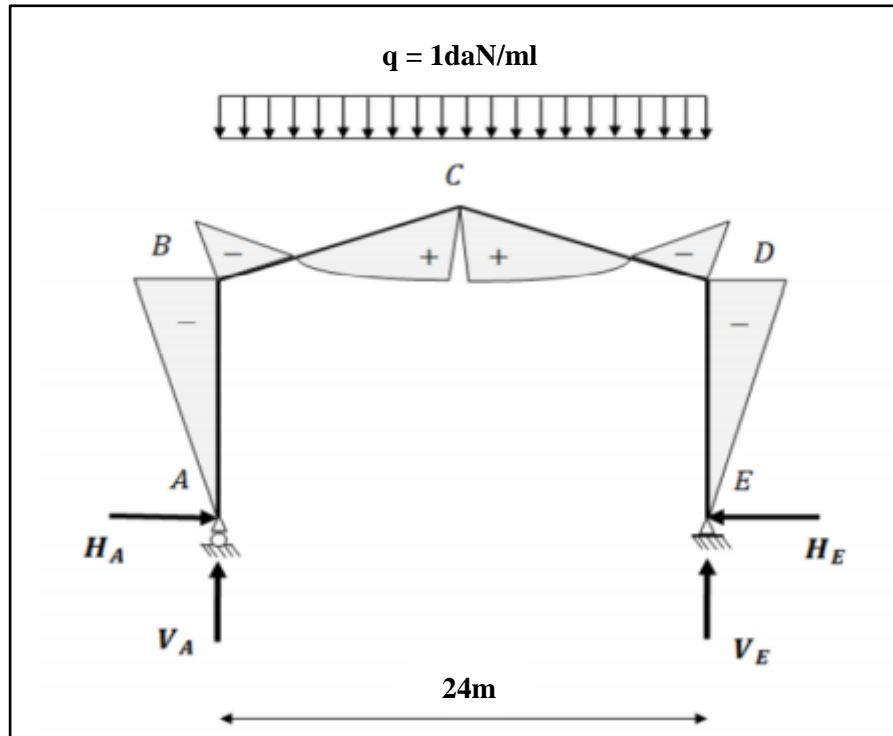


Figure IV.5 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le bas.

$$\beta = \frac{8 + 5\varphi}{4\Delta} = \frac{8 + (5 \times 0.222)}{4 \times 4.455} = 0.511$$

$$\gamma = 1 - (1 + \varphi)\beta = 1 - (1 + 0.222) \times 0.511 = 0.375$$

Les efforts internes sous $q = 1 \text{ daN/ml}$:

$$H_A = -H_E = \beta \frac{ql^2}{8h} = 0.511 \times \frac{24^2}{8 \times 9} = 4.088 \text{ daN}$$

$$V_A = V_E = \frac{ql}{2} = \frac{24}{2} = 12 \text{ daN}$$

$$M_B = M_D = -\beta \frac{ql^2}{8} = -0.511 \times \frac{24^2}{8} = -36.792 \text{ daN.m}$$

$$M_C = \gamma \frac{ql^2}{8} = 0.375 \times \frac{24^2}{8} = 27 \text{ daN.m}$$

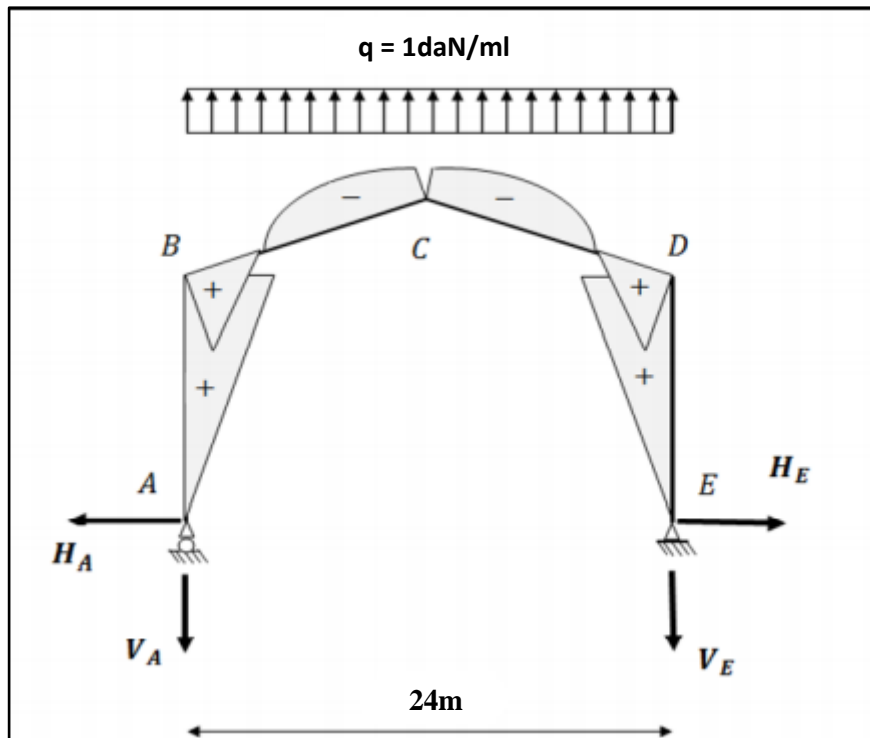
IV.3.2. Charge verticale vers le haut (**vent de soulèvement**)

Figure IV.6 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le haut.

Les efforts internes sous $q = 1 \text{ daN/ml}$:

$$H_A = H_E = \beta \frac{ql^2}{8h} = 0.511 \times \frac{24^2}{8 \times 9} = 4.088 \text{ daN}$$

$$V_A = V_E = \frac{ql}{2} = \frac{24}{2} = 12 \text{ daN}$$

$$M_B = M_D = +\beta \frac{ql^2}{8} = 0.511 \times \frac{24^2}{8} = 36.792 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -\gamma \frac{ql^2}{8} = -0.375 \times \frac{24^2}{8} = -27 \text{ daN.m}$$

IV.3.3. Vent horizontal (**pression**)

$$\checkmark \quad \delta = \frac{5k+12+6\varphi}{8\Delta} = \frac{(5 \times 0.74) + 12 + (6 \times 0.222)}{8 \times 4.455} = 0.478$$

$$\checkmark \quad \beta = 1 - \delta = 1 - 0.478 = 0.522$$

$$\checkmark \quad \gamma = (1 + \varphi)\delta - \frac{1}{2} = (1 + 0.222) \times 0.478 - \frac{1}{2} = 0.084$$

Les efforts internes sous $q = 1 \text{ daN/ml}$:

$$H_E = \delta \frac{qh}{2} = 0.478 \times \frac{9}{2} = 2.151 \text{ daN}$$

$$H_A = qh - H_E = 9 - 2.151 = 6.849 \text{ daN}$$

$$V_A = -V_E = -\frac{qh^2}{2l} = -\frac{9^2}{2 \times 24} = -1.688 \text{ daN}$$

$$M_B = \beta \frac{qh^2}{2} = 0.522 \times \frac{9^2}{2} = 21.141 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -\delta \frac{qh^2}{2} = -0.478 \times \frac{9^2}{2} = -19.359 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -\gamma \frac{qh^2}{2} = -0.084 \times \frac{9^2}{2} = -3.402 \text{ daN.m}$$

IV.3.4. Vent horizontal (dépression)

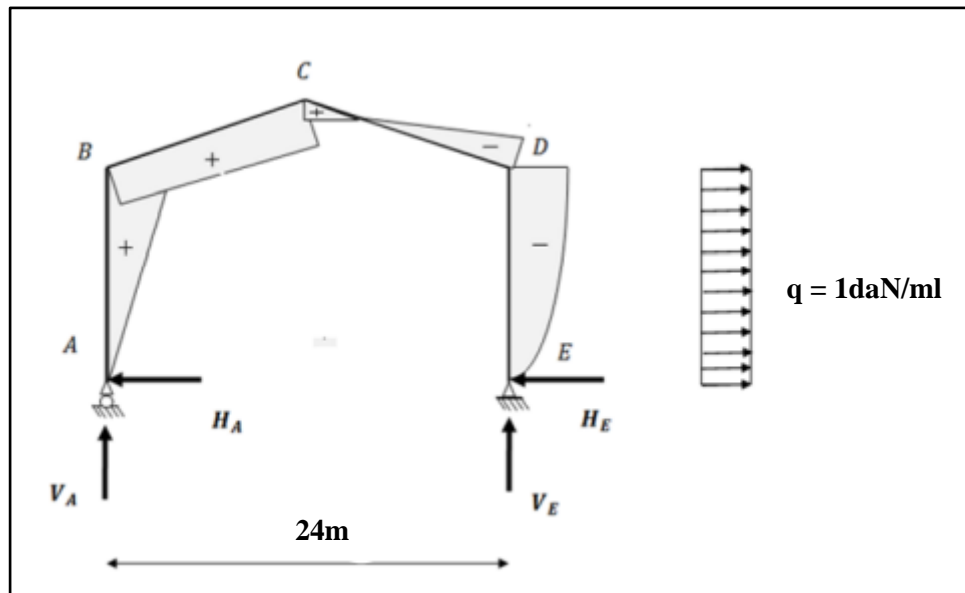


Figure IV.7 : Représentation des efforts internes, cas de vent horizontal (dépression).

$$H_A = \delta \frac{qh}{2} = 0.478 \times \frac{9}{2} = 2.151 \text{ daN}$$

$$H_E = qh - H_A = 9 - 2.151 = 6.849 \text{ daN}$$

$$V_E = -V_A = -\frac{qh^2}{2l} = -\frac{9^2}{2 \times 24} = -1.688 \text{ daN}$$

$$M_D = \beta \frac{qh^2}{2} = 0.522 \times \frac{9^2}{2} = 21.141 \text{ daN.m}$$

$$M_B = -\delta \frac{qh^2}{2} = -0.478 \times \frac{9^2}{2} = -19.359 \text{ daN.m}$$

$$M_C = \gamma \frac{qh^2}{2} = 0.084 \times \frac{9^2}{2} = 3.402 \text{ daN.m}$$

IV.4. Tableaux récapitulatifs

a) Efforts internes sous la charge unitaire

Tableau IV.2 : Réactions d'appuis et moments sous chargement unitaire.

		Réaction d'appuis (daN)				Moments (daN.m)		
Actions	q (daN/ml)	H _A	H _E	V _A	V _E	M _B	M _C	M _D
G	1	+4.088	-4.088	+12	+12	-36.792	+27	-36.792
E	1	+4.088	-4.088	+12	+12	-36.792	+27	-36.792
V ₁ (horizontale)	1	-6.849	-2.151	-1.688	+1.688	+21.141	-3.402	-19.359
V ₂ (soulèvement)	1	-4.088	+4.088	-12	-12	+36.792	-27	+36.792

b) Efforts internes sous charges réelles

Tableau IV.3 : Réactions d'appuis et moments sous chargement réelle.

		Réaction d'appuis (daN)				Moments (daN.m)		
Actions	q (daN/ml)	H _A	H _E	V _A	V _E	M _B	M _C	M _D
G	234	+956.6	-956.6	+2808	+2808	-8609.33	+6318	-8609.33
E	360	+1471.68	-1471.68	+4320	+4230	-13245.12	+9720	-13245.12
V ₁ (horizontale)	331.2	-2268.39	-712.41	-559.07	+559.07	+7001.9	-1126.74	-6411.7
V ₂ (soulèvement)	414	-1692.43	+1692.43	-4968	-4968	+15231.9	-11178	+15231.9
V ₃ = V ₁ + V ₂		-3960.82	+980.02	-5527.07	-4408.93	22233.8	-12304.74	8820.2

c) Combinaisons à l'ELU

Tableau IV.4 : Combinaisons de charge à l'ELU.

Combinaisons	Réaction d'appuis (daN)				Moments (daN.m)		
	H _A	H _E	V _A	V _E	M _B	M _C	M _D
1.35G + 1.5E	+3498.93	-3498.93	+10270.8	+10270.8	-31490.28	+23109.3	-31490.28
G + 1.5V ₃	-4984.63	+513.43	-5482.6	-3805.39	+24741.37	-12139.11	+4620.97

IV.5. Calcul de l'imperfection géométrique globale (défaut d'aplomb)

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.

Défaut initial global d'aplomb :

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

- $\phi_0 = \frac{1}{200}$
- $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}$
- $\alpha_m = \sqrt{0.5[1 + \frac{1}{m}]}$

Avec :

- ϕ : défaut initial d'aplomb
- ϕ_0 : La valeur de base.
- α_h : Le coefficient de réduction qui tient compte de la hauteur h applicable au poteau.

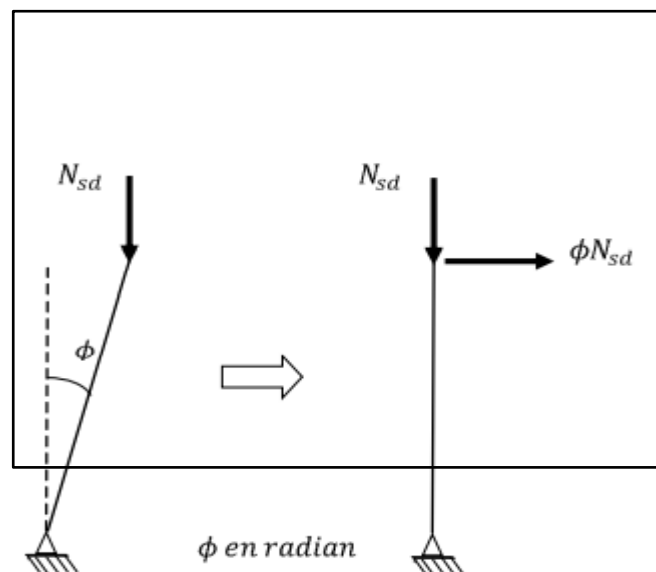


Figure IV.8 : Imperfection géométrique.

- α_m : le coefficient de réduction qui tient compte du nombre de poteaux dans une rangée.

Alors :

- **$h = 11\text{m}$** : la hauteur de la structure
- **$m = 2$** : nombre de poteaux dans une rangée
- $\alpha_m = \sqrt{0.5[1 + \frac{1}{2}]} = \mathbf{0.866}$
- $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{11}} = \mathbf{0.603}$
- $\phi_0 = \frac{1}{200} = \mathbf{0.005}$
- $\phi = 0.005 \times 0.603 \times 0.866 = 0.0026$

Remarque :

Si $H_{Ed} > 0.15V_{Ed}$, les vérifications d'aplomb ne sont pas à considérer.

Dans les autres cas, les imperfections globales d'aplomb peuvent être remplacées par un système de forces horizontales équivalentes :

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

Avec :

- H_{eq} : Effort horizontal équivalent appliqué en tête de chaque poteau.
- N_{Ed} : Effort normal de compression dans le poteau

IV.5.1. Modélisation avec les imperfections

1) Efforts en pieds de poteaux aux ELU

Tableau IV.5 : Efforts en pieds des poteaux aux ELU.

Combinaisons à ELU	Poteau 1		Poteau 2		Somme	
	H_A	V_A	H_E	V_E	H(KN)	V(KN)
Comb 1	+34.98	+102.7	-34.98	+102.7	0.00	+205.4
Comb 2	-49.84	-54.82	+5.13	-38.05	-44.71	-92.87

Les défauts d'aplomb ne sont pas considérés si $|H| \geq 0.15|V|$

Tableau IV.6 : Efforts en pieds des poteaux avec prise en compte des défauts d'aplomb.

Combinaison (ELU)	0.15V	$ H \geq 0.15 V $
Combinaison1	30.81	NON
Combinaison2	13.93	OUI

Les défauts d'aplomb ne sont pas considérés pour la combinaison 2 car la condition

$|H| \geq 0.15|V|$ est vérifiée.

2) Efforts équivalents en tête des poteaux

Tableau IV.7 : Efforts équivalents en tête des poteaux.

Combinaison	Poteau1		Poteau2	
	N_{sd}	H_{eq}	N_{sd}	H_{eq}
1.35G+1.5E	+102.7	0.27	+102.7	0.27

IV.5.2. Calcul des efforts internes en tête du poteau sous sollicitation horizontal

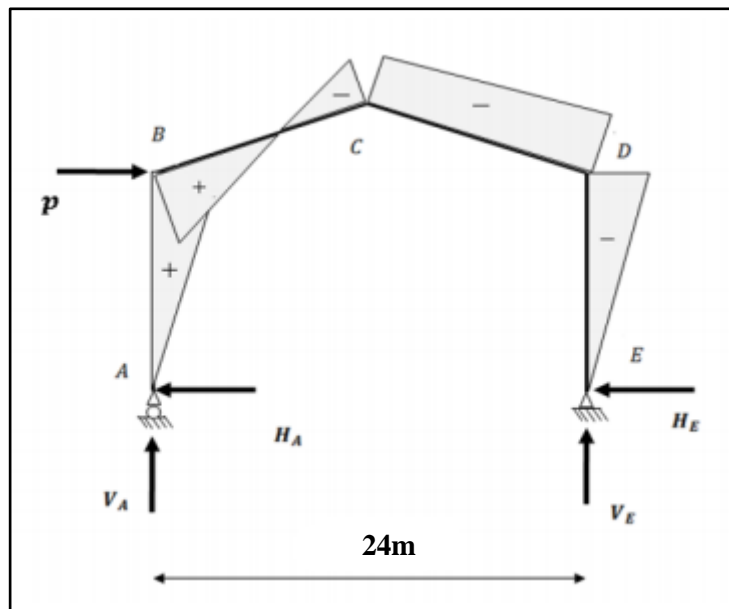


Figure IV.9 : Effort horizontal en tête du poteau.

$$P = 0.27 \times 2 = 0.54 \text{ KN}$$

$$\beta = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{\varphi(3 + 2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{0.222(3 + 2 \times 0.222)}{2 \times 4.455} \right] = 0.543$$

$$\delta = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{\varphi(3 + 2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{0.222(3 + 2 \times 0.222)}{2 \times 4.455} \right] = 0.457$$

$$\gamma = \frac{\varphi}{2} \left[1 - \frac{(1 + \varphi)(3 + 2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{0.222}{2} \left[1 - \frac{(1 + 0.222)(3 + 2 \times 0.222)}{2 \times 4.455} \right] = 0.058$$

On trouve :

$$H_A = \frac{P}{2} \left[1 + \frac{\varphi(3 + 2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{0.54}{2} \left[1 + \frac{0.222(3 + 2 \times 0.222)}{2 \times 4.455} \right] = 0.293 \text{ KN}$$

$$H_E = P - H_A = 0.54 - 0.293 = 0.247 \text{ KN}$$

$$V_A = -V_E = -\frac{Ph}{l} = -\frac{0.54 \times 9}{24} = -0.202 \text{ KN}$$

$$M_B = \beta Ph = 0.543 \times 0.54 \times 9 = 2.639 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\delta Ph = -0.457 \times 0.54 \times 9 = -2.221 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\gamma Ph = -0.058 \times 0.54 \times 9 = -0.281 \text{ KN.m}$$

IV.5.3. Combinaisons aux ELU avec prise en compte de l'imperfection H_{eq}

Tableau IV.8 : Combinaisons de charge à l'ELU avec prise en compte de H_{eq} .

	Réaction d'appuis (KN)				Moments (KN.m)		
Combinaisons	H_A	H_E	V_A	V_E	M_B	M_C	M_D
1.35G + 1.5E	+34.98	-34.98	+102.7	+102.7	-314.9	+231.09	-314.9
P	-0.293	-0.247	-0.202	+0.202	+2.639	-2.221	-0.281
1.35G + 1.5E + P	+34.68	-35.22	+102.5	+103	-312.26	+228.87	-315.18
G + 1.5V ₃	-49.84	+5.13	-54.82	-38.05	+247.41	-121.39	+46.20

IV.6. Choix de la méthode d'analyse

En premier lieu, on doit se poser la question de la méthode d'analyse la plus appropriée pour la vérification de la structure.

L'Eurocode propose plusieurs méthodes d'analyse globale des structures.

EN 1993-1-1 § 5.2.1 (1) [5]

- **Analyse plastique ou analyse élastique au 1^{er} ordre :**

Cette méthode d'analyse est utilisable lorsque les déformations ont une incidence négligeable sur les sollicitations.

EN 1993-1-1 § 5.2.1 (3) [5]

Cette condition est supposée remplie lorsque le coefficient α_{cr} d'éloignement de la charge critique provoquant l'instabilité élastique est supérieur ou égal à 10, pour l'analyse plastique est supérieur ou égal à 15.

- **Analyse au second ordre :**

Dans le cas d'une structure présentant un coefficient α_{cr} inférieur à 10 pour l'analyse élastique (ou inférieur à 15 pour l'analyse plastique), l'influence des déformations doit être prise en compte par une analyse au second ordre.

Si $\alpha_{cr} \geq 3$, cette analyse au second ordre peut être approchée en appliquant un coefficient multiplicateur $\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}$ sur les charges horizontales et sur les charges horizontales équivalentes dues aux imperfections.

Pour les portiques à pente faible et les ossatures poteaux-poutres à nœuds déplaçables, le coefficient α_{cr} d'éloignement critique peut être calculé avec une méthode approchée en fonction du rapport charge horizontale ponctuelle en tête de poteau H / déplacement horizontal δ correspondant et du rapport hauteur h /charges verticales V_{Ed} pour les combinaisons d'actions considérée : $\alpha_{cr} = \frac{H}{\delta} \frac{h}{V_{Ed}}$

EN 1993-1-1 § 5.2.1 (4) B. [5]

IV.6.1. Détermination du coefficient d'éloignement critique α_{cr}

Ce facteur est un critère de classement de la structure. L'importance des effets du second ordre est mesurée par sa déformabilité à travers ce coefficient, ce dernier peut être calculé par la formule suivante :

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \left[\frac{N_{sd,t}}{N_{cr,t}} + (4 + 3 \cdot 3R) \left(\frac{N_{sd,p}}{N_{cr,p}} \right) \right]$$

$N_{sd,t}$: Effort axiale de compression dans la traverse.

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

$N_{sd,p}$: Effort axiale de compression dans le poteau.

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

$$R = \frac{s}{h} = \frac{12.16}{9} = 1.35$$

$$N_{cr.p} = \frac{\pi^2 EI}{h^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 48198}{900^2} = 12332.84 \text{ KN}$$

$$N_{cr.t} = \frac{\pi^2 EI}{s^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 48198}{1216^2} = 6755.86 \text{ KN}$$

Sous la combinaison 1.35G + 1.5E

$$N_{sd.t} = 102.7 \sin 9.46^\circ + 34.98 \cos 9.46^\circ = 51.38 \text{ KN}$$

$$N_{sd.p} = 102.7 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \left[\frac{51.38}{6755.86} + (4 + 3.3 \times 1.35) \left(\frac{102.7}{12332.84} \right) \right] = 0.078$$

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{7.8}{100} = 0.078 \rightarrow \alpha_{cr} = \frac{100}{7.8} = 12.82 > 10 \quad \text{Structure rigide}$$

➡ On opte pour la méthode d'analyse élastique au 1^{er} ordre.

IV.7. Pré-dimensionnement de la traverse

✚ Moments sous la combinaison : 1.35G + 1.5E

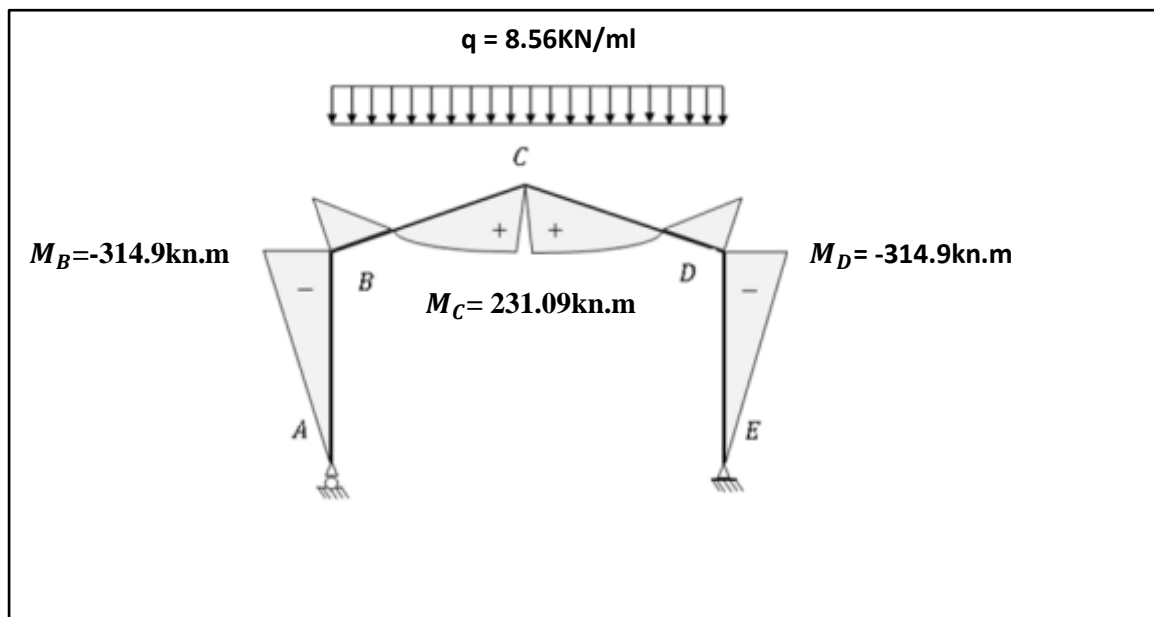


Figure IV.10 : Moments sous la combinaison 1.35G + 1.5N.

✚ Moments sous la charge équivalente totale H_{eq}

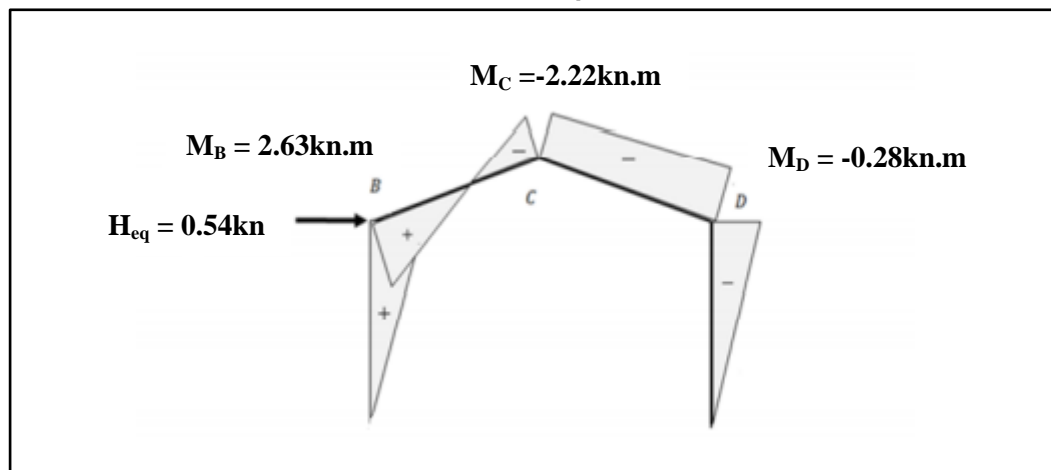


Figure IV.11 : Moments sous la charge équivalente totale.

✚ Moments maximums sollicitant la traverse :

Actions vers le bas : (charges gravitaires)

Sous la combinaison **1.35G + 1.5E + P**

-aux appuis : $M_D = -315.18 \text{ KN.m}$

-au faitage : $M_C = +228.87 \text{ KN.m}$

Actions vers le haut : (Vent de soulèvement)

Sous la combinaison **G + 1.5V₃**

-aux appuis : $M_B = +247.41 \text{ KN.m}$

-au faitage : $M_C = -121.39 \text{ KN.m}$

✚ Calcul préliminaire

$$M_{y.Sd} \leq M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{y.Sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{ply} \geq \frac{315.18 \times 10^2 \times 1.1}{23.5} = 1475.31 \text{ cm}^3$$

D'après les tableaux de profilées on choisit un **IPE 500**.

IV.7.1. Vérification de la traverse à l'ELS (vérification de la flèche)

Le calcul de la flèche se fait sous l'action de combinaison non pondérée G + N, et pour l'élément traverse la flèche est réalisé au faitage, en point C, comme suit :

$$\delta = \frac{1}{384EI_y} (5ql^4 - 48M_B \cdot l^2) \leq \delta_{max} = \frac{l}{200}$$

$$E = 2.1 \times 10^4 \text{KN/cm}^2$$

$$I_y = 48198.5 \text{cm}^4$$

$$q = G + E = 2.34 + 3.6 = 5.94 \text{KN/ml}$$

$$l = 24 \text{m}$$

$$M_B = 218.54 \text{KN.m (sous G + N)}$$

$$\delta = \frac{1}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 48198.5} (5 \times 5.94 \times 10^{-2} \times 2400^4 - 48 \times 218.54 \times 10^2 \times 2400^2)$$

$$\delta = 9.80 \text{cm} < \delta_{max} = \frac{l}{200} = 12 \text{cm} \quad \text{flèche vérifiée}$$

IV.7.2. Vérification de la traverse (IPE 500) à l'ELU

- Bilan des efforts : (sous la combinaison 1.35G + 1.5E + P)

$$M_{y.Sd} = 315.18 \text{KN.m}$$

$$N_{Sd} = 103 \sin 9.46 + 35.22 \cos 9.46 = 51.67 \text{KN}$$

$$V_{z.Sd} = 103 \cos 9.46 - 35.22 \sin 9.46 = 95.81 \text{KN}$$

- Caractéristiques géométriques l'IPE 500 :

Tableau IV.9 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 500.

Profilé IPE 500	Dimensions				Caractéristiques de calcul									
	h	b	t _w	t _f	A	A _{vz}	W _{ply}	W _{pl,z}	W _{el,y}	W _{el,z}	I _z	I _y	i _y	i _z
	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ²	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm
	500	200	10.2	16	115.5	59.9	2194.1	335.9	1927.9	214.09	2140.9	48198.5	20.43	4.30

○ Classe de la section :

Classe de la semelle comprimée :

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

$$\frac{c}{t_f} = \frac{200/2}{16} = 6.25 \leq 10\varepsilon$$

➔ Semelle de classe 1.

Classe de l'âme (flexion composée) :

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1 \quad \text{et } d_c = \frac{N_{Sd}}{t_w \times f_y} = \frac{51.67}{1.02 \times 23.5} = 1.16 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{42.6} \left(\frac{42.6 + 1.16}{2} \right) = 0.51 \leq 1$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{42.6}{1.02} = 41.76 \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396}{(13 \times 0.51 - 1)} = 70.34$$

➔ Ame de classe 1.

Donc la section est de classe 1.

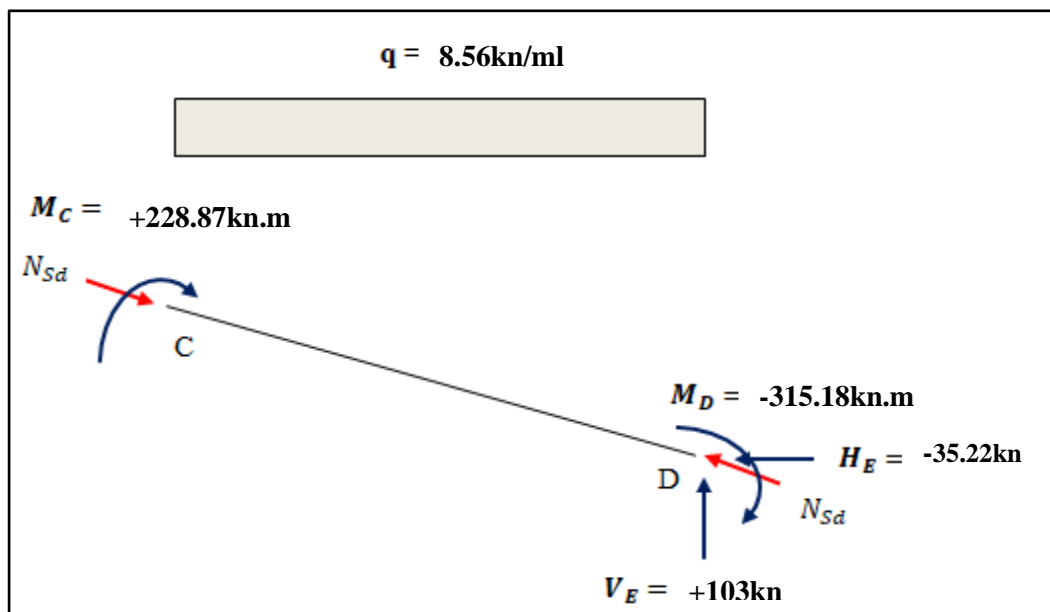


Figure IV.12 : Efforts appliqués sur chaque extrémité de la traverse à l'ELU avec prise en compte de H_{eq} .

IV.7.2.1. Vérification de la section à la résistance

Dans la condition de résistance à l'ELU, il faut faire les vérifications suivantes :

○ **Incidence de l'effort tranchant**

Si : $V_{z.Sd} \leq 0.5 \times V_{plz.Rd}$ il y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

$$V_{z.Sd} = 95.81 \text{ KN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{59.9 \times \frac{23.5}{\sqrt{3}}}{1.1} = 738.82 \text{ KN}$$

$$V_{z.Sd} = 95.81 \text{ KN} \leq 0.5 V_{plz.Rd} = 369.41 \text{ KN}$$

Y'a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

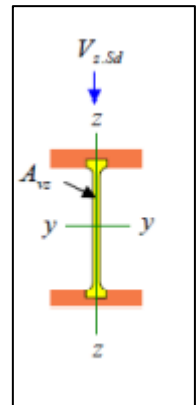


Figure IV.13 : Effort tranchant dans le plan de l'âme et la section cisailée.

○ **Incidence de l'effort normal**

Si $N_{Sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl.Rd}, 0.5 A_w f_y / \gamma_{M0})$ il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{Sd} = 51.67 \text{ KN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{115.5 \times 23.5}{1.1} = 2467.5 \text{ KN}$$

$$0.25 N_{pl.Rd} = 616.88 \text{ KN}$$

$$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 115.5 - (2 \times 20 \times 1.6) = 51.5 \text{ cm}^2$$

$$0.5 A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \times 51.5 \times \frac{23.5}{1.1} = 550.11 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 51.67 \text{ KN} \leq \text{Min} \left(0.25 N_{pl.Rd}; 0.5 A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right) = 550.11 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 51.67 \text{ KN} \leq 0.5 A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 550.11 \text{ KN}$$

L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée (Y'a pas d'interaction entre l'effort normal et le moment résistant).

○ **Vérification à la flexion composée**

$$M_{y.Sd} \leq M_{c.Rd}$$

$M_{c.Rd}$: c'est le moment résistant qui dépend de la classe de la section

Section de classe 1 donc $M_{c.Rd} = M_{pl.Rd}$

$$M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2194.1 \times 23.5}{1.1} = 46873.95 \text{ KN.cm} = 468.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.Sd} = 315.18 \text{ KN.m} \leq M_{c.Rd} = 468.74 \text{ KN.m} \text{ condition vérifiée}$$

IV.7.2.2. Vérification de l'élément aux instabilités

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

a) **Flexion composé avec risque de flambement :**

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \times N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \times M_{y.Sd}}{M_{pl.y.Rd}} \leq 1.0$$



b) **Flexion composé avec risque de déversement :**

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \times N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl.y.Rd}} \leq 1.0$$

ACTION VERS LE BAS

1) **Vérification vis-à-vis du flambement**

- Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_y et χ_z

<p>Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :</p> <ul style="list-style-type: none"> Longueur de flambement : $l_y = 1216 \text{ cm}$ (longueur de la traverse) Calcul de l'élancement : $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1216}{20.43} = 59.52$ Calcul du l'élancement réduit : $\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$ $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 (\text{section 1,2 et 3})$ $\bar{\lambda}_y = \frac{59.52}{93.9} = 0.63$ Choix de la courbe de flambement : Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement selon le type de la section. $\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2.5 > 1.2 \text{ et}$ $t_f = 16 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$ Suivant y-y : Courbe (a)  $\alpha = 0.21$ Facteur de réduction : $\chi_y = \mathbf{0.8783}$ (Tableau du coefficient de flambement χ de la courbe(a)). 	<p>Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors du plan du portique) :</p> <ul style="list-style-type: none"> Longueur de flambement : $l_z = \frac{600}{\cos 9.46} = 608 \text{ cm}$ (maintien par les pannes reliées à la poutre au vent). Calcul de l'élancement : $\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{608}{4.30} = 141.4$ Calcul du l'élancement réduit : $\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$ $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 (\text{section 1,2 et 3})$ $\bar{\lambda}_z = \frac{141.4}{93.9} = 1.51$ Choix de la courbe de flambement : Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement selon le type de la section. $\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2.5 > 1.2 \text{ et}$ $t_f = 16 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$ Suivant z-z : Courbe (b)  $\alpha = 0.34$ Facteur de réduction : $\chi_z = \mathbf{0.3386}$ (Tableau du coefficient de flambement χ de la courbe(b)).
--	---

$$\chi_{\min} = \text{Min} (0.8783 ; 0.3386)$$

$$\chi_{\min} = \mathbf{0.3386}$$

- Calcul du coefficient k_y

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1.5$$

Avec :

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

[L'article 5-5-4 de l'Eurocode 3]

β_{My} : Facteur du moment uniforme équivalent pour le flambement

$$\beta_{My} = \beta_{M\varphi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{MQ} - \beta_{M\varphi})$$

$$\beta_{M\varphi} = 1.8 - 0.7\varphi$$

$$\varphi = \frac{M_a}{M_b} = -\frac{228.87}{315.18} = -0.726$$

$$\beta_{M\varphi} = 1.8 - [0.7 \times (-0.726)] = 2.3082$$

$$M_Q = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{8.56 \times 12^2}{8} = 154.08 \text{ KN.m}$$

$$\Delta M = 315.18 + 228.87 = 544.05 \text{ KN.m}$$

$\beta_{MQ} = 1.3$ Cas de charge uniformément répartie

$$\text{➤ } \beta_{My} = 2.3082 + \frac{154.08}{544.05} (1.3 - 2.3082) = 2.02$$

$$\text{➤ } \mu_y = 0.63 \times [(2 \times 2.02) - 4] + \left(\frac{2194.1 - 1927.9}{1927.9} \right) = 0.163 < 0.9$$

$$\text{➤ } k_y = 1 - \frac{0.163 \times 51.67}{0.8783 \times 115.5 \times 23.5} = 0.99 \approx 1$$

Alors :

$$\mathbf{k_y = 1}$$

➤ Vérification au flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \times M_{y,Sd}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{51.67}{0.3386 \times 2467.5} + \frac{1 \times 315.18}{468.74} = 0.73 \leq 1.0 \text{ Vérifiée}$$

2) Vérification vis-à-vis du déversement

- Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT}

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 (\text{section 1,2 et 3}) \text{ ET } \lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L_z/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{L_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$C_1 = 1.88 - 1.40\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad \text{avec: } (-1.0 \leq \psi \leq 1.0)$$

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

- Calcul du moment au point quelconque P :

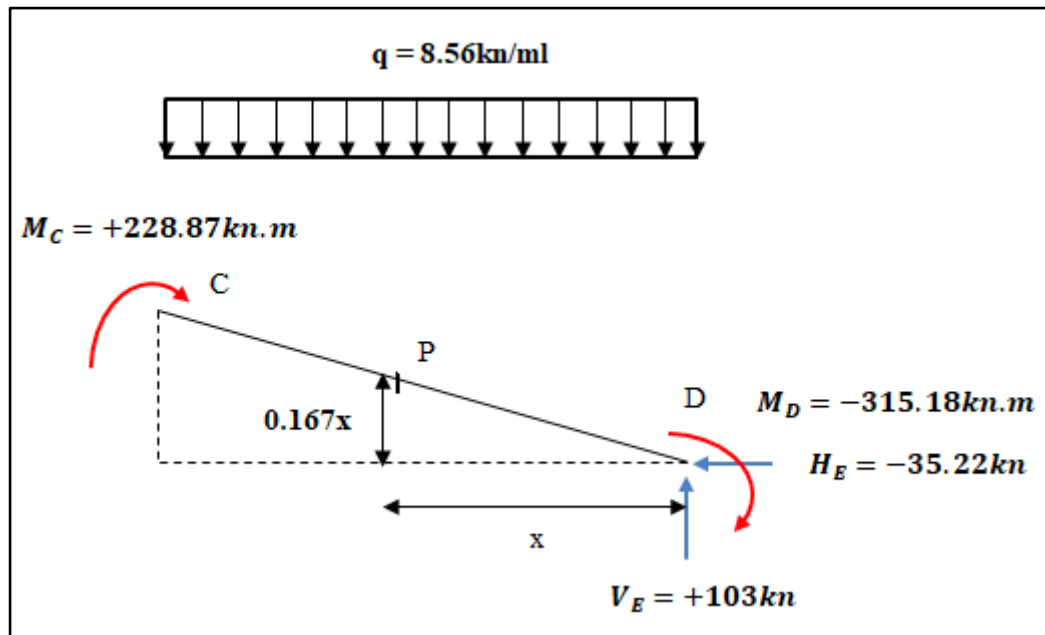


Figure IV.14 : Calcul du moment au point quelconque P.

$$M_p = (48.74x) - 150.19 - (16.71 \times 0.167x) - 4.04 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_p = -2.02x^2 + 45.95x - 150.19$$

$$M_a = M_p(x = 6.08m) = (-2.02 \times 6.08^2) + (45.95 \times 6.08) - 150.19$$

$$M_a = M_p = 54.51 \text{ KN.m}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = -\frac{54.51}{150.19} = -0.36$$

$$C_1 = 1.88 - [1.40 \times (-0.36)] + 0.52 \times (-0.36)^2 = 2.19 \leq 2.7$$

Avec :

- ✓ L = 608cm
- ✓ $i_z = 3.95 \text{ cm}$
- ✓ h = 40cm
- ✓ $t_f = 1.35 \text{ cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{608/3.95}{2.19^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{608/3.95}{40/1.35} \right)^2 \right]^{0.25}} = 44.97$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{44.97}{93.9} = 0.48 > 0.4 \rightarrow \text{il y'a un risque de déversement}$$

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement selon le type de la section.

$$\left[\begin{array}{l} \text{Axe de flambement y-y} \\ \text{Section en I laminée} \\ \frac{h}{b} = \frac{400}{180} = 2.22 > 1.2 \rightarrow \text{courbe (a)} \end{array} \right.$$

$\chi_{LT} = 0.9304$ (Tableau du coefficient de flambement χ de la courbe(a)).

- Calcul du coefficient k_{LT}

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1.5$$

Avec :

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

[Formules tirées de l'article 5-5-4 de l'Eurocode 3]

- $\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi = 1.8 - (0.7 \times (-0.36)) = 2.052$
- $\mu_{LT} = 0.15 \times 1.51 \times 2.052 - 0.15 = 0.31$
- $k_{LT} = 1 - \frac{0.31 \times 51.67}{0.3386 \times 115.5 \times 23.5} = 0.98$

Alors :

- Vérification au déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \times N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl.y.Rd}} = \frac{51.67}{0.3386 \times 2467.5} + \frac{0.98 \times 315.18}{0.9304 \times 468.74} = 0.77 \leq 1.0$$

L'élément est vérifiée au flambement et au diversement sous l'action des charges descendantes.

ACTION VERS LE HAUT

- Bilan des efforts : (sous la combinaison **G + 1.5V₃**)

$$M_{y.Sd} = 247.41 \text{ KN.m}$$

$$N_{Sd} = -54.82 \sin 9.46 - 49.84 \cos 9.46 = -58.17 \text{ KN}$$

$$V_{z.Sd} = -54.82 \cos 9.46 + 49.84 \sin 9.46 = -45.88 \text{ KN}$$

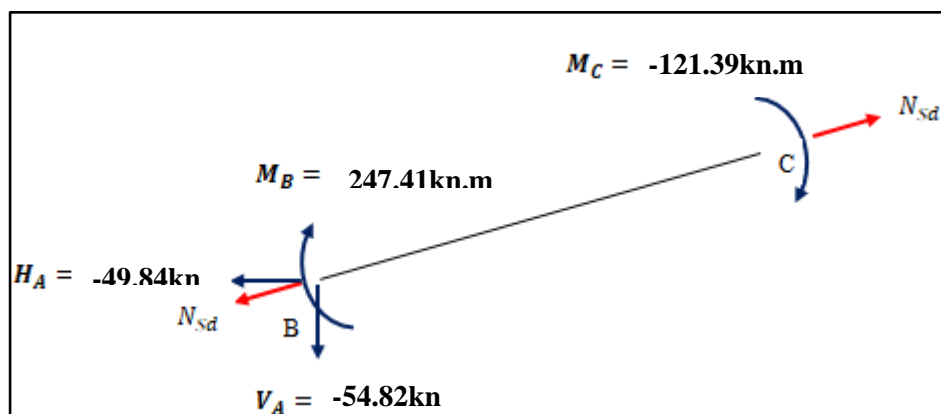


Figure IV.15 : Sollicitations sur la traverse, cas de charges ascendantes

○ **Vérification au déversement**

Semelle inférieure :

La semelle inférieure de l'arbalétrier risque de se déverser sous l'action du vent de soulèvement, du moment qu'elle est libre sur toute sa longueur.

La formule de vérification au déversement est :

$$\frac{M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT}

L'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ est déterminé comme suit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 (\text{section 1,2 et 3}) \text{ ET } \lambda_1 = 93.9 ; \lambda_1 = 93.9 \varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L_z/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{L_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

Avec :

- ✓ $L = 608\text{cm}$
- ✓ $i_z = 4.30\text{cm}$
- ✓ $h = 50\text{cm}$
- ✓ $t_f = 1.6\text{cm}$

On a :

$$C_1 = 1.88 - 1.40\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad \text{avec: } (-1.0 \leq \psi \leq 1.0)$$

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

$$M_a = -121.39\text{KN.m} < M_b = 247.41\text{KN.m}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = -\frac{121.39}{247.41} = -0.49$$

$$\rightarrow C_1 = 1.88 - [1.40 \times (-0.49)] + [0.52 \times (-0.49)^2] = 2.69 \leq 2.7$$

Alors :

$$\lambda_{LT} = \frac{608/4.30}{2.69^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{608/4.30}{50/1.6} \right)^2 \right]^{0.25}} = 40.04$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{40.04}{93.9} = 0.43 > 0.4 \rightarrow \text{il y'a un risque de déversement}$$

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement selon le type de la section.

$$\left[\begin{array}{l} \text{Axe de flambement y-y} \\ \text{Section en I laminée} \\ \frac{h}{b} = \frac{550}{210} = 2.62 > 1.2 \rightarrow \text{courbe (a)} \end{array} \right.$$

$\chi_{LT} = 0.9447$ (Tableau du coefficient de flambement χ de la courbe(a)).

Vérification au déversement :

$$\frac{M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1 = \frac{247.41}{0.9447 \times 468.74} = 0.56 < 1 \text{ condition vérifiée}$$

Conclusion

La section du profilé de la traverse (l'arbalétrier) est vérifiée aux phénomènes de flambement et de déversement, sous l'action des divers chargements alors on déduit que l'IPE 500 est adéquat comme traverse et qu'il est vérifié aux ELU et aux ELS.

IV.8. Pré-dimensionnement du poteau

- Bilan des efforts : (sous la combinaison **1.35G + 1.5E + P**)

$$M_{y.Sd} = 315.18 \text{KN.m}$$

$$N_{Sd} = 103 \text{KN}$$

$$V_{z.Sd} = 35.22 \text{KN}$$

IV.8.1. Vérification de l'élément aux instabilités

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

- c) **Flexion composé avec risque de flambement :**

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \times N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \times M_{y.Sd}}{M_{pl.y.Rd}} \leq 1.0$$

- d) **Flexion composé avec risque de déversement :**

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \times N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl.y.Rd}} \leq 1.0$$

a) Vérification vis-à-vis du flambement

- Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_y et χ_z

<p><u>Flambement par rapport à l'axe fort y-y</u> (dans le plan du portique) :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Longueur de flambement : $l_y = 900\text{cm}$ (longueur du poteau) • Calcul de l'élancement : $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{900}{22.35} = 40.27$ • Calcul du l'élancement réduit : $\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$ $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 (\text{section 1,2 et 3})$ $\bar{\lambda}_y = \frac{40.27}{93.9} = 0.43$ • Choix de la courbe de flambement : Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement selon le type de la section. $\frac{h}{b} = \frac{550}{210} = 2.62 > 1.2$ et $t_f = 13.5\text{mm} < 40\text{mm}$ <p>Suivant y-y : Courbe (a) -----> $\alpha = 0.21$</p> <ul style="list-style-type: none"> • Facteur de réduction : $\chi_y = \mathbf{0.9447}$ (Tableau du coefficient de flambement χ de la courbe(a)). 	<p><u>Flambement par rapport à l'axe faible z-z</u> (hors du plan du portique) :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Longueur de flambement : $l_z = 120\text{cm}$ (entraxe des lisses). • Calcul de l'élancement : $\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{120}{4.45} = 26.97$ • Calcul du l'élancement réduit : $\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$ $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 (\text{section 1,2 et 3})$ $\bar{\lambda}_z = \frac{26.97}{93.9} = 0.29$ • Choix de la courbe de flambement : Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement selon le type de la section. $\frac{h}{b} = \frac{550}{210} = 2.62 > 1.2$ et $t_f = 13.5\text{mm} < 40\text{mm}$ <p>Suivant z-z : Courbe (b) -----> $\alpha = 0.34$</p> <ul style="list-style-type: none"> • Facteur de réduction : $\chi_z = \mathbf{0.9798}$ (Tableau du coefficient de flambement χ de la courbe(b)).
---	---

$$\chi_{\min} = \text{Min} (0.9447 ; 0.9798)$$

$$\chi_{\min} = \mathbf{0.9447}$$

- Calcul du coefficient k_y

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{Sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1.5$$

Avec :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \leq 0.9$$

[Formules tirées de l'article 5-5-4 de l'Eurocode 3]

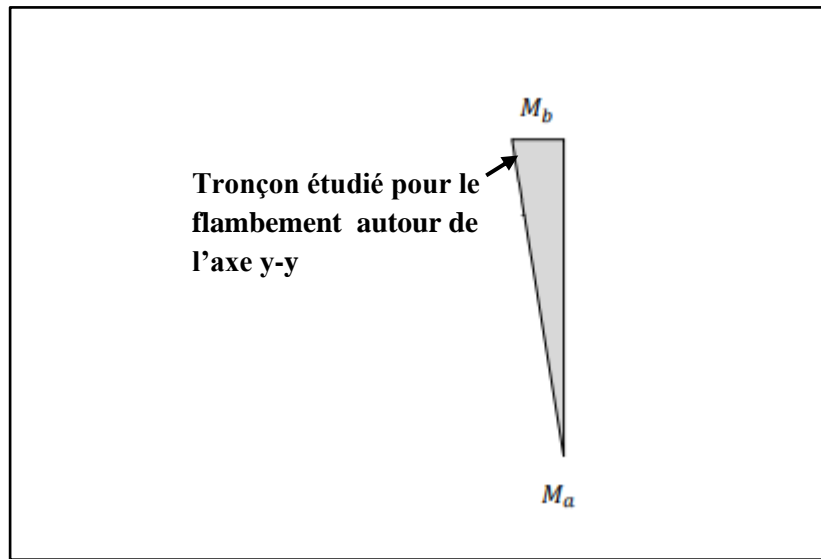


Figure IV.16 : Moments en tête et en pied du poteau.

$$\beta_{My} = 1.8 - 0.7\psi$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{315.18} = 0 \rightarrow \beta_{My} = 1.8$$

$$\mu_y = 0.43 \times [(2 \times 1.8) - 4] + \left(\frac{2787 - 2440.6}{2440.6} \right) = -0.03 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{(-0.03) \times 103}{0.9447 \times 134.4 \times 23.5} = 1.001 < 1.5$$

➤ Vérification au flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \times M_{y,Sd}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{103}{0.9447 \times 2871.27} + \frac{1 \times 315.18}{595.4} = 0.57 \leq 1.0 \text{ Vérifiée}$$

b) Vérification vis-à-vis du déversement

- Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT}

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 (\text{section 1,2 et 3}) \text{ ET } \lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L_z/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{L_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$C_1 = 1.88 - 1.40\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \text{ avec: } (-1.0 \leq \psi \leq 1.0)$$

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

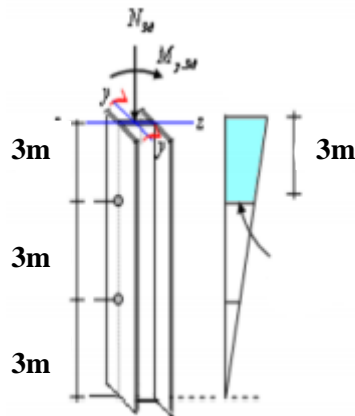


Figure IV.17: Moments aux extrémités du tronçon le plus chargé.

$$M_b = 315.18 \text{ KN.m}$$

$$M_a = M_{y.sd}(h = 6\text{m}) = \frac{315.18 \times 6}{9} = 210.12 \text{ KN.m}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{210.12}{315.18} = 0.66$$

$$C_1 = 1.88 - (1.40 \times 0.66) + 0.52 \times (0.66)^2 = 1.182 \leq 2.7$$

Avec :

- ✓ $L = 300\text{cm}$
- ✓ $i_z = 4.45\text{cm}$

- ✓ $h = 55\text{cm}$
- ✓ $t_f = 1.72\text{cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{300/4.45}{1.182^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{300/4.45}{55/1.72} \right)^2 \right]^{0.25}} = 42.19$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{42.19}{93.9} = 0.45 > 0.4 \rightarrow \text{il y'a un risque de déversement}$$

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement selon le type de la section.

$$\left[\begin{array}{l} \text{Axe de flambement y-y} \\ \text{Section en I laminée} \\ \frac{h}{b} = \frac{550}{210} = 2.62 > 1.2 \rightarrow \text{courbe (a)} \end{array} \right.$$

$\chi_{LT} = 0.9391$ (Tableau du coefficient de flambement χ de la courbe(a)).

- Calcul du coefficient k_{LT}

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1.5$$

Avec :

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

[Formules tirées de l'article 5-5-4 de l'Eurocode 3]

- $\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi = 1.8 - (0.7 \times 0.66) = 1.33$
- $\mu_{LT} = 0.15 \times 0.29 \times 1.33 - 0.15 = -0.092$
- $k_{LT} = 1 - \frac{(-0.092) \times 103}{0.9798 \times 134.4 \times 23.5} = 1.00 < 1.5$

Alors :

- Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y.sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl.y.Rd}} = \frac{103}{0.9798 \times 2871.27} + \frac{1 \times 315.18}{0.9391 \times 595.4} = 0.6 \leq 1.0 \text{ Vérifiée}$$

Conclusion

L'**IPE 550** est vérifiée au flambement et au déversement, je déduis qu'il est adéquat et convient comme poteau du portique.

Chapitre V

Etude sismique

Introduction

Le séisme est un tremblement de terre, qui est caractérisé par ses ondes.

Au passage de ces dernières, le sol peut se déformé intensément et les secousses ressenties peuvent être violentes. Lorsque les secousses sismiques atteignent les bâtiments, ils oscillent sur leurs fondations. Si les mouvements d'oscillation sont trop forts, les bâtiments peuvent être endommagés ou complètement ruinés, ce qui met la sécurité des vies humaines en danger.

Et c'est dans le but de préserver les vies humaines, et minimiser les dégâts de ce phénomène qu'intervient notre étude, afin d'évaluer les actions sismiques sur notre structure et remédier le séisme par la conception et la réalisation adéquate de notre ouvrage, de façon à ce qu'il résiste durant la survenance du séisme et assurer la protection des vies humaines.

Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique algérien **RPA99/Version 2003 (D.T.R-B.C-2.48)**, qui met à notre disposition plusieurs méthodes de calcul.

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

V.1. La Méthode statique équivalente

V.1.1. Principe de la méthode

La méthode statique équivalente est une méthode dont le principe est le remplacement des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Ma structure est implantée dans la région de HAMMADI dans la wilaya de BOUMERDES, la carte d'aléas sismiques figurant dans le RPA en vigueur, établie sur la base de l'étude de sismicité historique de la région en en général, permet de considérer ce site comme faisant partie d'une zone de **sismicité très élevé**.

- Zone sismique : IIb (sismicité très élevé)
- Groupe d'usage du bâtiment : 2 (ouvrage d'importance moyenne)
- Catégorie du site : S3 (site meuble)

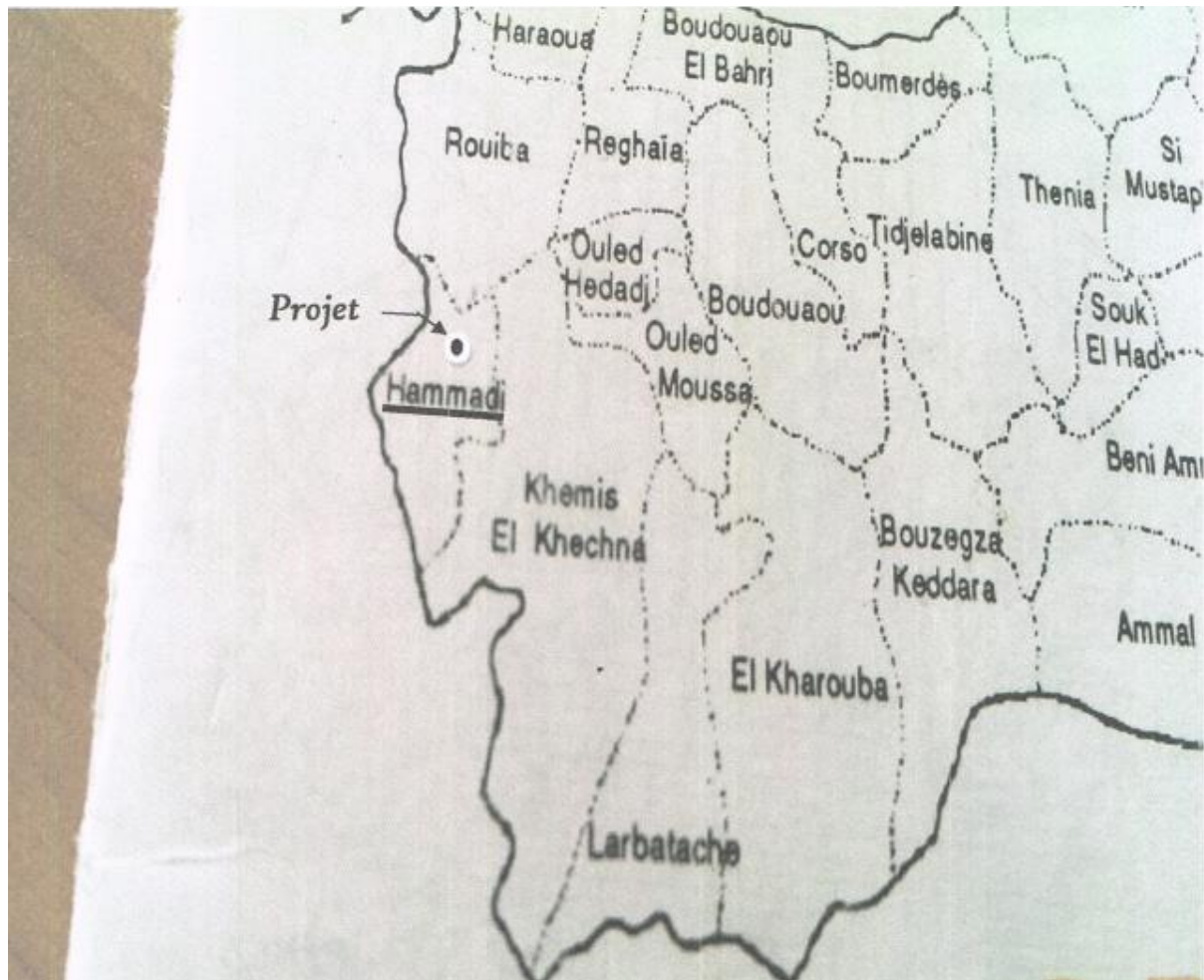


Figure V.1 : Position géographique du terrain.

V.1.2. Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales x et y selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \text{ [formule 4.1 RPA99 version 2003]}$$

Avec :

A: Coefficient d'accélération de zone donnée par le tableau 4-1 du RPA

D: Facteur d'amplification dynamique moyen donné par la formule 4-2 du RPA

Q: Facteur de qualité donné par la formule 4-4 du RPA

R: Coefficient de comportement global de la structure donné par le tableau 4-3 du RPA

W: Poids total de la structure donné par la formule 4-5 du RPA

1) Calcul du coefficient d'accélération de zone « A »

Il est donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment, alors :

$$\begin{cases} \text{Zone sismique III} \\ \text{Groupe d'usage de bâtiment : 2} \end{cases} \leftrightarrow A = 0.20$$

2) Facteur d'amplification dynamique moyen « D »

Il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T .

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (T_2/3.0)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

[formule 4.2]

a) Calcul du facteur de correction d'amortissement η

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad [\text{formule 4.3}]$$

Ou ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique, il est donné en fonction du matériau constitutif, du type de la structure (**structure en acier**) et de l'importance des remplissages (**remplissage léger**).

D'après le tableau [4.2], on déduit que :

$$\xi = 4\%$$

Alors :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 4}} = 1.08 \geq 0.7$$

b) Estimation de la période fondamentale de la structure T

La valeur de la période fondamentale de la structure, est calculée à partir des formules empiriques, la formule à utiliser dans notre cas (structure en acier) avec un système de contreventement sans remplissage en maçonnerie est :

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

C_t : Coefficient en fonction de système de contreventement et de remplissage.

D'après le tableau [4.6], on déduit que : $C_t = 0.085$

h_n : La hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau en mètres

Alors : $h_n = 11m$

Donc : $T = 0.085 \times (11)^{\frac{3}{4}}$

$T = 0.51s$

c) Calcul de la période caractéristique T_2

T_2 : C'est la période caractéristique, associé à la catégorie du site est donnée par le tableau [4.7].

Notre structure est bâtie sous le site 3, alors : $T_2 = 0.5s$

On a :

$$T = 0.51s > T_2 = 0.5s \rightarrow D = 2.5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}}$$

Alors :

- Sens longitudinal : $D_x = 2.5 \times \left(\frac{0.5}{0.51}\right)^{2/3} = 2.5 < 3s$
- Sens transversal : $D_x = 2.5 \times \left(\frac{0.5}{0.51}\right)^{2/3} = 2.5 < 3s$

$D_x = D_y = 2.5$ On va effectuer un seul calcul pour V, mais dans les deux directions (**sens longitudinal et sens transversal**).

3) Coefficient de comportement global de la structure « R »

On a un système de contreventement en acier, avec :

- Sens transversal (X) : la structure est contreventée par portiques auto stables ordinaires.

$\rightarrow R = 4$

- Sens longitudinal (Y) : la structure est contreventée par palées triangulées an X.

$\rightarrow R = 4$

4) Facteur de qualité « Q »

Le facteur de qualité de la structure, il est en fonction de :

- Conditions minimales sur les files de contreventement
- Redondance en plan
- Régularité en plan
- Régularité en élévation
- Contrôle de la qualité des matériaux
- Contrôle de la qualité d'exécution

Tableau V.1 : Valeur du coefficient de qualité.

Critère Q	Sens longitudinal	Sens transversal
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
Redondance en plan	0	0.05
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité d'exécution	0.10	0.10
	$\sum P_q = 1.15$	$\sum P_q = 1.25$

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum P_q = 0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0.05 + 0.1 = 1.25$$

$$Q_x = 1.25$$

$$Q_y = 1.15$$

5) Calcul du poids de la structure « W »

Poids total de la structure est donné par la formule :

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

[formule 4 – 5. RPA99/2003]

Avec :

W: Poids total de la structure

W_{Gi}: Poids due aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels.

W_{Qi}: Poids due aux charges d'exploitations

β: Coefficient de pondération, en fonction de type et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné dans le tableau [4-5] du RPA.

Notre ouvrage présente un hangar de stockage alors $\rightarrow \beta = 0.5$

Tableau V.2 : Valeur du poids de la structure.

Élément	Type de profilé	Poids propre (kg/m)	Nombre des éléments	La longueur de l'élément (m)	Le poids total W(kg)
Panne	IPE 140	12.9	18	36	8359.2
Lisse du long –pan	UPN 160	60.3	12	36	26049.6
Lisse du pignon	UPN 160	60.3	12	24	17366.4
Poteau	IPE 550	105.5	14	9	13293
Traverse	IPE 500	90.7	14	12.17	15453.46
Potelet	HEA 240	18.8	5	4 _{potelets} = 10m 1 _{potelet} = 11m	958.8
Liernes	φ = 10mm	0.62		177.6	110.11

Élément	Panneau Sandwich	Poids propre (kg/m^2)	Nombre	Surfaces (m^2)	La charge $W(kg)$
Couverture de toiture	PANNEAU TL75	14.2	2	438.12	12442.6
Couverture du long-pan	PANNEAU LL35	10.9	2	324	7036.2
Couverture du pignon	PANNEAU LL35	10.9	2	240	5232
Élément	Type de profilé	Poids propre (kg/m)	Nombre des éléments	La longueur de l'élément (m)	Le poids total $W(kg)$
Poutre au vent	L80×80×8	9.63		119.2	1147.9
Palée de stabilité	L80×80×8	9.63		241.2	2322.75

Alors :

$$\sum W_{Gi} = 1097.72KN$$

- i. Calcul des charges d'exploitation Q_{Gi} de tous les éléments composant notre structure :

$$W_{Qi} = 0$$

Alors :

$$W = 1097.72KN$$

6) Détermination de la force sismique totale « V »

$$V_x = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.20 \times 2.5 \times 1.25}{4} \times 1097.72 = 171.52KN$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.20 \times 2.5 \times 1.15}{4} \times 1097.72 = 157.8KN$$

Les sollicitations dues au vent (la plus défavorable sens V_1)

$$V = -55.2daN/m^2$$

$$V = 55.2 \times S_{long\ pan}$$

$$V = 55.2 \times 324$$

$$V = 17884.8 daN \approx 178.85 KN$$

$$\rightarrow V > V_x$$

$$\rightarrow V > V_y$$

Conclusion

L'action du vent est plus importante que la force sismique, dans les deux sens X et Y, par conséquent on prendra en compte uniquement la sollicitation du vent afin de dimensionner les contreventements de notre structure.

Chapitre VI

Etude des contreventements

Introduction

En charpente métallique, un contreventement est un ensemble de dispositions permettant d'assurer la stabilité de l'ossature vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur l'ouvrage (vent, séisme, choc, freinage, etc...)

On distingue deux types de contreventement :

- Contreventement de toiture (poutre au vent) : Leurs rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations, ils sont disposés suivant les versants de toiture et placés le plus souvent dans les travées de rive.
- Contreventement de façade (palée de stabilité) : La palée de stabilité est un contreventement destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre aux fondations.

VI.1. Disposition des contreventements

Les contreventements de notre structure sont disposés suivant les versants de la toiture dans les deux travées de rive, dans le but de reprendre les efforts longitudinaux dues au vent, vu que le portique principale joue le rôle du contreventement transversal.

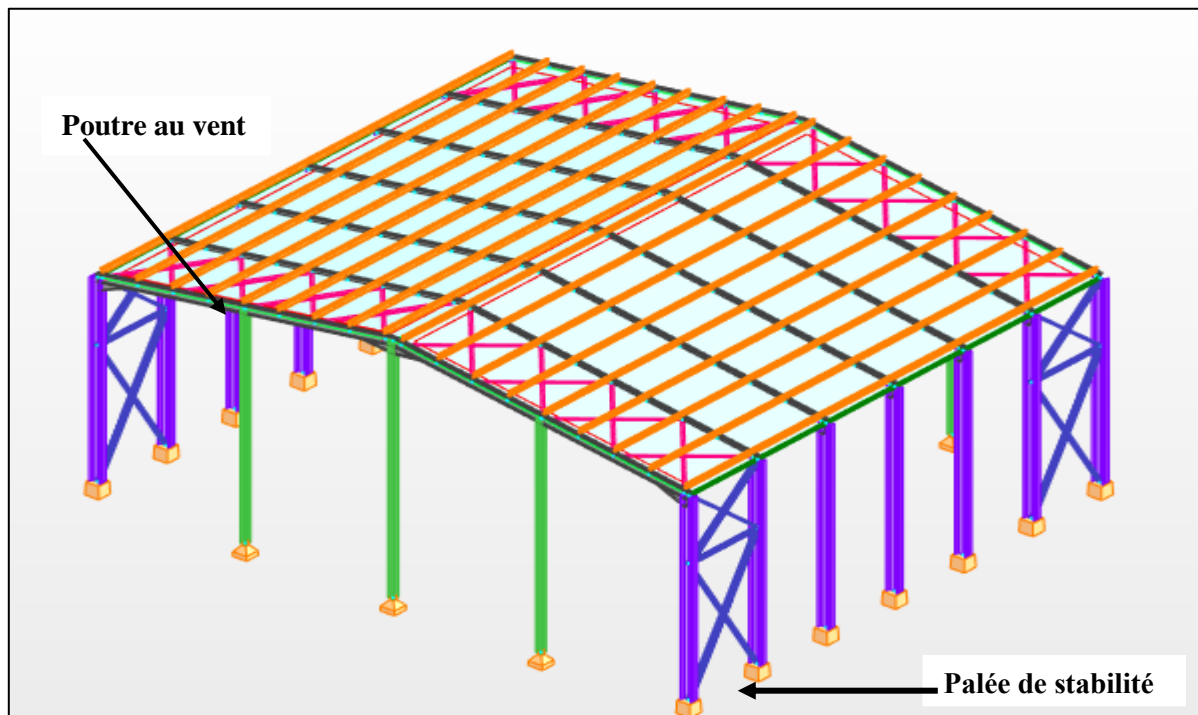


Figure VI.1 : Disposition des contreventements.

VI.2. 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 transversalement, 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**).

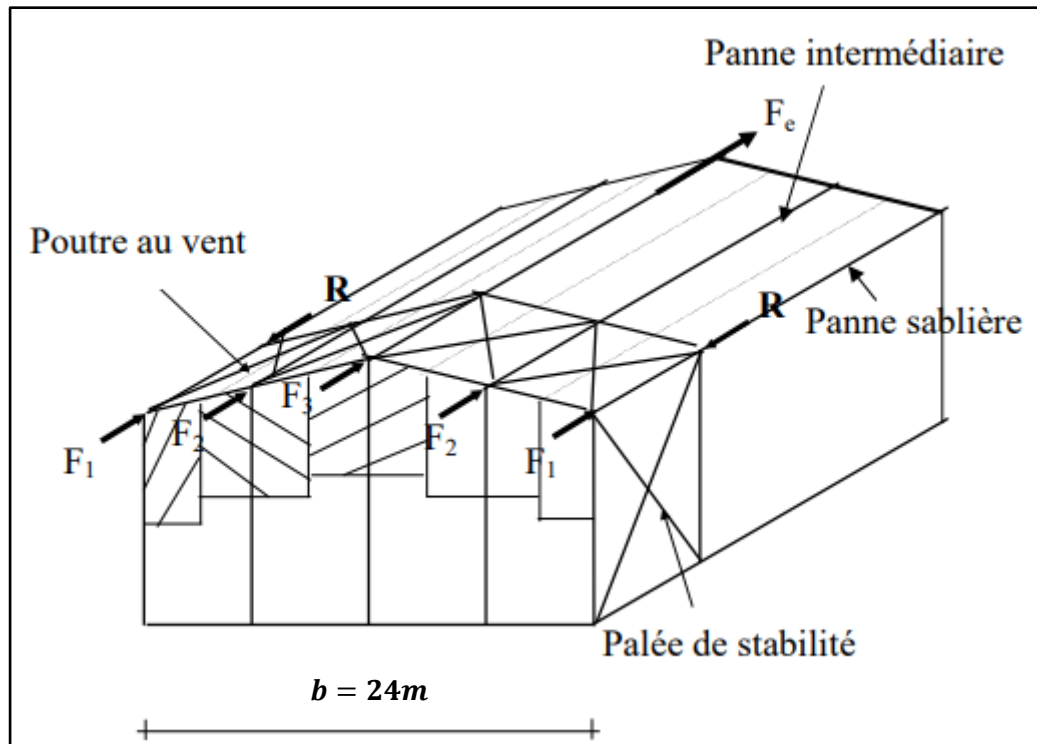


Figure VI.2 : les efforts du vent sur le pignon.

VI.2.1. Calcul de la poutre au vent en pignon

Cette poutre sera calculée comme une poutre treillis reposant sur deux appuis (**palées de stabilités**). Elle sera soumise à des efforts horizontaux.

VI.2.2. Evaluation des efforts horizontaux

D'après l'étude au vent :

- Le coefficient de réduction C_r :

$$\sum C_r = C_{eD} + C_{eE} = 0.8 + 0.3 = 1.1$$

- La pression du vent :

$$V = P_h = C_d \cdot q_h \cdot \sum C_r = 1 \times 46 \times 1.1 = 50.6 daN/m^2$$

Remarque : Les forces de frottements sont négligées (d'après le Chapitre 2).

- Les hauteurs h_i :

$$h_1 = 9m; \quad h_2 = 9.5m; \quad h_3 = 10m; \quad h_4 = 10.5m; \quad h_5 = 11m$$

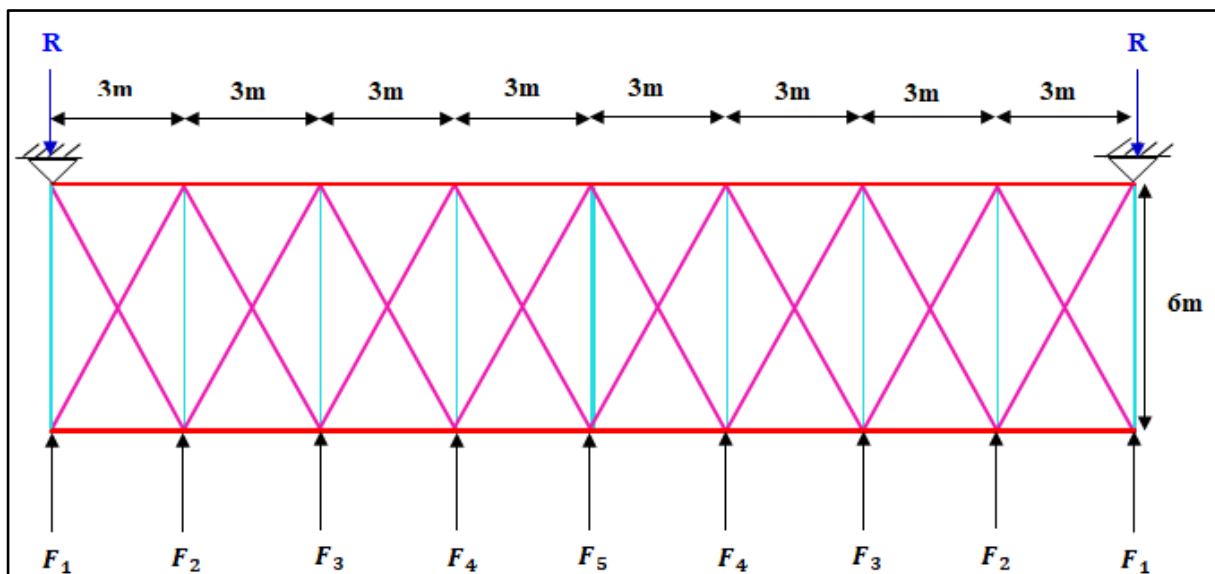


Figure VI.3: Schéma statique de la poutre au vent.

Les efforts appliqués sur la poutre au vent sont :

$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{8} = \left(50.6 \times \frac{9}{2} \times \frac{24}{8} \right) + 0 = 683.1 daN$$

$$F_2 = \left(V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left(50.6 \times \frac{9.5}{2} \times \frac{24}{4} \right) + 0 = 1442.1 daN$$

$$F_3 = \left(V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left(50.6 \times \frac{10}{2} \times \frac{24}{4} \right) + 0 = 1518 daN$$

$$F_4 = \left(V \times \frac{h_4}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left(50.6 \times \frac{10.5}{2} \times \frac{24}{4} \right) + 0 = 1593.9 daN$$

$$F_5 = \left(V \times \frac{h_5}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left(50.6 \times \frac{11}{2} \times \frac{24}{4} \right) + 0 = 1669.8 daN$$

VI.2.3. Efforts de traction dans les diagonales

Les diagonales tendues travaillent en traction.

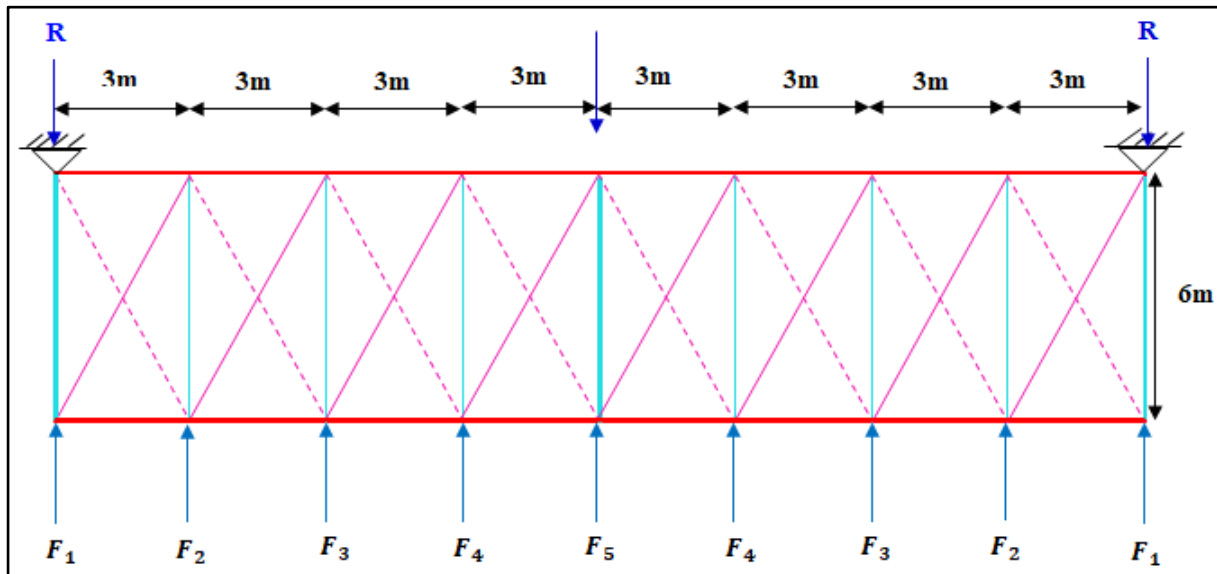


Figure VI.4 : Poutre au vent.

Calcul de R

Par la méthode des coupures :

$$F_d \cdot \cos\theta + F_1 = R$$

Avec :

$$R = \frac{2F_1 + 2F_2 + 2F_3 + 2F_4 + F_5}{2}$$

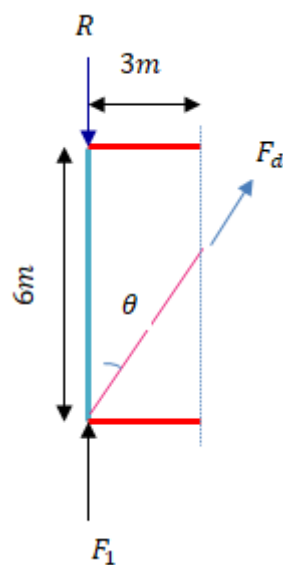


Figure VI.5 : l'effort F_d dans la diagonale de rive.

$$R = \frac{(2 \times 683.1) + (2 \times 1442.1) + (2 \times 1518) + (2 \times 1593.9) + 1669.8}{2} = 6072 daN$$

$$\tan \theta = \frac{3}{6} \rightarrow \text{Arctang} \theta = 11.93^\circ$$

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{6072 - 683.1}{\cos 11.93^\circ} = 5507.86 daN$$

Alors :

$$N_{sd} = 1.5 F_d = 1.5 \times 5507.86 = 8261.79 daN$$

$$N_{sd} = 82.62 KN$$

Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{82.62 \times 1.1}{23.5} = 3.87 cm^2$$

On opte pour une cornière isolée **L60×60×6** (**A = 6.91cm²**), Avec un boulon de **12mm** et trou de **13mm**.

La section nette

$$A_{net} = 6.91 - 0.5 \times 1.3 = 6.26 cm^2$$

VI.2.3.1. Vérification à la résistance ultime de la section nette

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{u.Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

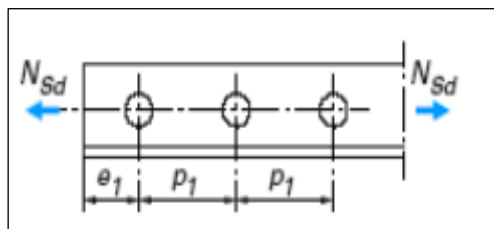


Figure VI.6 : la plaque de la cornière.

Ou β est le coefficient minorateur donné dans le tableau 1 en fonction de l'entraxe P_1 des trous.

Tableau VI.1 : Coefficients minorateurs β_2 et β_3 .

Coefficients minorateurs β_1 et β_2		
Entraxe	$\leq 2.5d_0$	$\geq 5.0d_0$
(2 boulons) β_2	0.4	0.7
(3 boulons et plus) β_3	0.5	0.7

Exemple :

Attache de 3 boulons et plus : $p = 100mm$; $e = 25mm$

$$P_1 = 100mm > 5.d_0 = 5 \times 13 = 65mm$$

Avec :

$d_0 = 13mm$: diamètre des trous.

Donc :

$$\beta = \beta_3 = 0.7$$

$$N_{u.Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.7 \times 6.26 \times 3600}{1.25} = 12620.16 daN$$

$$N_{u.Rd} = 126.2 KN$$

$$N_{Sd} = 82.62 KN < N_{u.Rd} = 126.2 KN$$

Conclusion

La cornière isolée **L60×60×6** avec boulon de 12mm et trous de 13mm convient pour les barre de contreventement de la poutre au vent.

VI.2.4. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance

Les formules de vérifications sont les suivantes :

a) Flexion composée déviée

Vérification de la section à la résistance

$$\left(\frac{M_{y.Sd}}{M_{Ny.Rd}} \right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{z.Sd}}{M_{Nz.Rd}} \right)^{\beta} \leq 1.0$$

Avec : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n$; $\beta \geq 1.0$ pour les sections en I et H.

$$n = \frac{N_{Sd}}{N_{pl.Rd}}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{16.4 \times 2350}{1.1} = 35036.36 daN$$

$$M_{pl.z.Rd} = \frac{W_{pl.z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19.24 \times 23.5}{1.1} = 411.04 daN.m$$

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{pl.y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.34 \times 23.5}{1.1} = 1887.26 daN.m$$

Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire

*Flexion déviée (calcul des pannes)

$$G = 40.22 daN/ml$$

$$E = 88.2 daN/ml$$

*Compression (calcul des contreventements)

$$V = F_3 = 1518 daN$$

Combinaisons de charge

$$1.35G + 1.35E$$

$$Q_{Sd} = 1.35G + 1.35E$$

$$N_{Sd} = 1.35V = 1.35 \times 1518 = 2049.3 daN$$

$$Q_{Sd} = 1.35 \times 40.22 + 1.35 \times 88.2 = 173.37 daN$$

$$Q_{z.Sd} = Q_{Sd} \cdot \cos \alpha = 173.37 \times \cos 9.46^\circ = 171.01 daN/ml$$

$$M_{y.Sd} = \frac{Q_{z.Sd} l^2}{8} = \frac{171.01 \times 6^2}{8} = 769.55 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y.Sd} = Q_{Sd} \cdot \sin \alpha = 173.37 \times \sin 9.46^\circ = 28.5 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z.Sd} = \frac{Q_{y.Sd} \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{28.5 \times 3^2}{8} = 32.06 \text{ daN.m}$$

Alors :

$$n = \frac{N_{Sd}}{N_{pl.Rd}} = \frac{2049.3}{35036.36} = 0.058 \rightarrow \beta = 5n = 5 \times 0.058 = 0.29$$

b) Vérification s'il y'a présence de l'effort normal

Si $N_{Sd} \leq \text{Min} (0.25N_{pl.Rd}, 0.5A_w f_y / \gamma_{M0})$ il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{Sd} = 2049.3 \text{ daN}$$

$$0.25N_{pl.Rd} = 8759.09 \text{ daN}$$

$$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 16.4 - (2 \times 7.3 \times 0.69) = 6.326 \text{ cm}^2$$

$$0.5A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \times 6.326 \times \frac{2350}{1.1} = 6757.32 \text{ daN}$$

$$N_{Sd} = 2049.3 \text{ daN} \leq \text{Min} \left(0.25N_{pl.Rd}; 0.5A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right) = 6757.32 \text{ daN}$$

$$N_{Sd} = 2049.3 \text{ daN} \leq 0.5A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 6757.32 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée, alors y'a pas d'interaction entre l'effort normal et le moment résistant.

Pas de réduction des moments de résistance plastiques

$$M_{Ny.Rd} = M_{pl.y.Rd}$$

$$M_{Nz.Rd} = M_{pl.z.Rd}$$

La formule de vérification est la suivante :

$$\left(\frac{M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.Sd}}{M_{plz.Rd}} \right)^\beta \leq 1.0$$

$$\left(\frac{769.55}{1887.26} \right)^2 + \left(\frac{32.06}{411.04} \right)^{0.29} = 0.64 \leq 1.0 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.5. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) aux instabilités

- Déversement des pannes

Déversement = flambement latéral + rotation de la section

-Semelle supérieur : 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 de risque de déversement.

-Semelle inférieur : est comprimé 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

$G = 40.22 \text{ daN/ml}$ (**charge permanente**)

$V = -101.43 \text{ daN/ml}$ (**vent de soulèvement**)

$V' = F_3 = 1518 \text{ daN}$ (**effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire** « montant de la poutre au vent »)

Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes :

a) Flexion déviée composée avec risque de flambement :

$$\left(\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} \right) + \left(\frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{pl.Rd}} \right) + \left(\frac{k_z \cdot M_{z.Sd}}{M_{pl.z.Rd}} \right) \leq 1.0$$

b) Flexion déviée composée avec risque de déversement :

$$\left(\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} \right) + \left(\frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl.Rd}} \right) + \left(\frac{k_z \cdot M_{z.Sd}}{M_{pl.z.Rd}} \right) \leq 1.0$$

Avec :

$$M_{pl.z.Rd} = 411.04 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.y.Rd} = 1887.26 \text{ daN.m}$$

Charge de flexion (Chapitre 3, calcul des pannes **vérification au déversement**) :

$$Q_{z.Sd} = -112.47 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y.Sd} = +8.92 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y.Sd} = 506.12 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.Sd} = 10.04 daN.m$$

Charge de compression (Calcul des contreventements) :

$$N_{Sd} = 2277 daN$$

<p>Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :</p> <p>✓ Longueur de flambement : $l_y = 600cm$ (longueur de la panne)</p> <p>✓ Calcul de l'élancement : $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{5.74} = 104.53$</p> <p>✓ Calcul du l'élancement réduit : $\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$ $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 (section 1,2 et 3)$ $\bar{\lambda}_y = \frac{104.53}{93.9} = 1.11$</p> <p>✓ Choix de la courbe de flambement : Le tableau 5.5.3de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement selon le type de la section. $\frac{h}{b} = \frac{140}{73} = 1.92 > 1.2$ et $t_f = 6.9mm < 40mm$</p> <p>Suivant y-y : Courbe (a) -----> $\alpha = 0.21$</p> <p>✓ Facteur de réduction : $\chi_y = \mathbf{0.5892}$ (Tableau du coefficient de flambement χ de la courbe(a)).</p>	<p>Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors du plan du portique) :</p> <p>✓ Longueur de flambement : $l_z = 0.5l = 300cm$</p> <p>✓ Calcul de l'élancement : $\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{1.65} = 181.82$</p> <p>✓ Calcul du l'élancement réduit : $\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$ $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 (section 1,2 et 3)$ $\bar{\lambda}_z = \frac{181.82}{93.9} = 1.93$</p> <p>✓ Choix de la courbe de flambement : Le tableau 5.5.3de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement selon le type de la section. $\frac{h}{b} = \frac{140}{73} = 1.92 > 1.2$ et $t_f = 6.9mm < 40mm$</p> <p>Suivant z-z : Courbe (b) -----> $\alpha = 0.34$</p> <p>✓ Facteur de réduction : $\chi_z = \mathbf{0.2231}$ (Tableau du coefficient de flambement χ de la courbe(b)).</p>
---	---

$$\chi_{min} = \text{Min} (0.5892 ; 0.2231)$$

$$\chi_{min} = \mathbf{0.2231}$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 (\text{section 1,2 et 3}) \text{ ET } \lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L_z/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{L_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{300/1.65}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{300/1.65}{14/0.69} \right)^2 \right]^{0.25}} = 114.19$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{114.19}{93.9} = 1.22 > 0.4 \rightarrow \text{il y'a un risque de déversement}$$

Calcul de χ_{LT} à l'aide de tableau de l'annexe 6 de l'Eurocode 3 :

Courbe (a) pour les profils laminés

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.22 \rightarrow \chi_{LT} = 0.5175$$

Calcul du coefficient k_y :

* β_{My} : Facteur du moment uniforme équivalent pour le déversement, dans notre cas poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie, alors $\beta_{My} = 1.3$.

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) = 1.11 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{88.3 - 77.3}{77.3} \right)$$

$$\mu_y = -1.411 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{(-1.411) \times 2277}{0.5892 \times 16.4 \times 2350}$$

$$k_y = 1.141 < 1.5$$

Calcul du coefficient k_{LT} :

* β_{MLT} : Facteur du moment uniforme équivalent pour le déversement, dans notre cas poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie, alors $\beta_{MLT} = 1.3$.

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 1.93 \times 1.3 - 0.15 = 0.226 < 0.9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_{LT} \times A \times f_y} = 1 - \frac{0.226 \times 2277}{5175 \times 16.4 \times 2350} = 0.999 < 1.5$$

Calcul du coefficient k_z :

* β_{Mz} : dans notre cas poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie, alors $\beta_{Mz} = 1.3$.

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) = 1.93 \times [2 \times 1.3 - 4] + \left(\frac{19.20 - 12.30}{12.30} \right)$$

$$\mu_z = -2.141 < 0.9$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{Sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{(-2.141) \times 2277}{0.2231 \times 16.4 \times 2350} = 1.566 < 1.5$$

Vérification au flambement :

$$\left(\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} \right) + \left(\frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \right) + \left(\frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{M_{pl,z,Rd}} \right) \leq 1.0$$

$$\left(\frac{2277}{0.2231 \times 35036.36} \right) + \left(\frac{1.141 \times 506.12}{1887.26} \right) + \left(\frac{1.566 \times 10.04}{411.04} \right) = 0.636 < 1.0 \dots OK$$

Vérification au déversement :

$$\left(\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} \right) + \left(\frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \right) + \left(\frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{M_{pl,z,Rd}} \right) \leq 1.0$$

$$\left(\frac{2277}{0.2231 \times 35036.36} \right) + \left(\frac{0.999 \times 506.12}{0.5175 \times 1887.26} \right) + \left(\frac{1.566 \times 10.04}{411.04} \right) = 0.847 < 1 \dots OK$$

Conclusion

La section de la panne (**IPE 140**) qu'on a déjà pré-dimensionné est adéquate et convient comme panne de toiture.

VI.3. Calcul de la palée de stabilité en long-pan

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignons transmis par la poutre au vent. On fait travailler que les diagonales tendues.

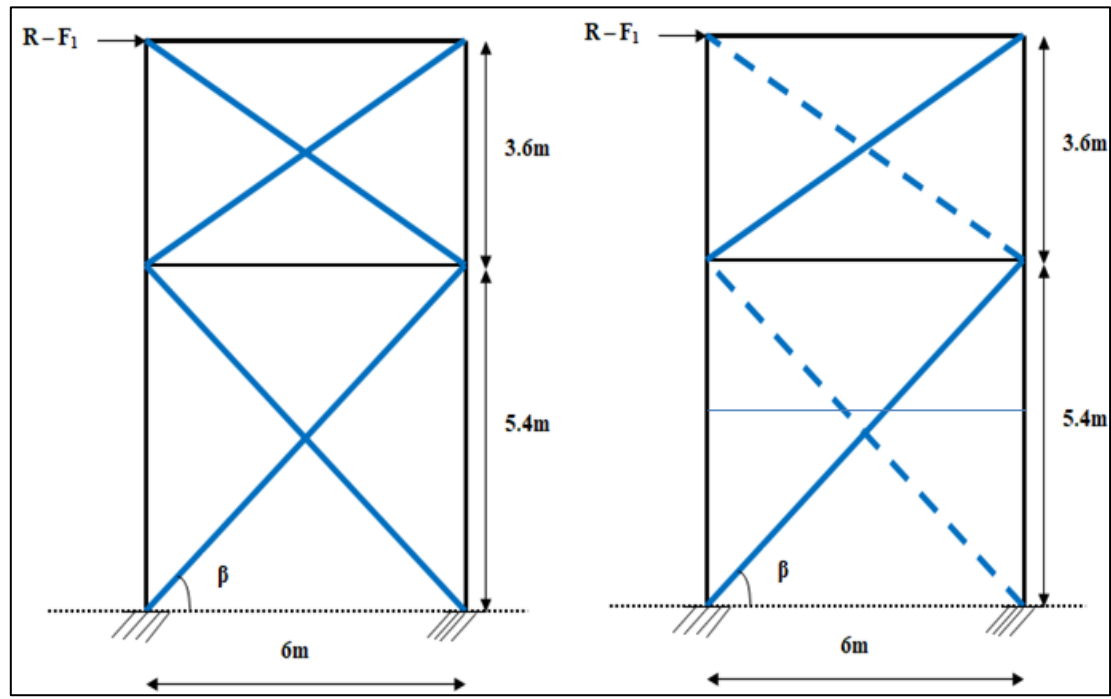


Figure VI.7: Schéma statique de palée de stabilité de long-pan.

VI.3.1. Par la méthode des coupures

1. Effort de traction dans la diagonale tendue 1 :

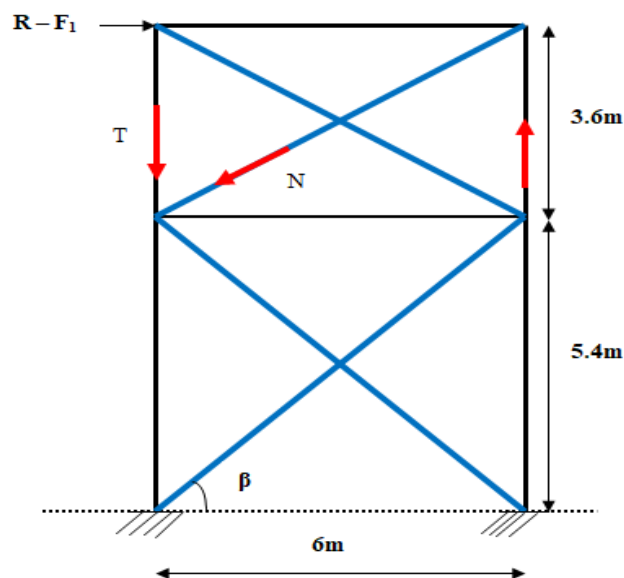


Figure VI.8 : Effort de traction dans la diagonale tendue.

$$N \cdot \cos \beta = R - F_1$$

Avec R :

$$R = 6072 \text{ daN}$$

$$\tan \beta = \frac{5.4}{6} \rightarrow \text{Arctg} \beta = \frac{5.4}{6} = 41.98^\circ$$

D'où :

$$N = \frac{R - F_1}{\cos \beta} = \frac{6072 - 683.1}{\cos 41.98} = 7249.2 \text{ daN}$$

$$N = 7249.2 \text{ daN}$$

2. Effort de traction dans la diagonale tendue 2 :

$$N \cdot \cos \alpha = R - F_1$$

Avec R :

$$R = 6072 \text{ daN}$$

$$\tan \alpha = \frac{3.6}{6} \rightarrow \text{Arctg} \beta = \frac{3.6}{6} = 30.96^\circ$$

D'où :

$$N = \frac{R - F_1}{\cos \alpha} = \frac{6072 - 683.1}{\cos 30.96^\circ} = 6284.2 \text{ daN}$$

$$N = 6284.2 \text{ daN}$$

3. Section de la diagonale 1 :

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} = 1.5N$$

$$N_{sd} = 1.5 \times 7249.2$$

$$N_{sd} = 10873.8 \text{ daN} = 108.73 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{108.73 \times 1.1}{23.5} = 5.08 \text{ cm}^2$$

On opte pour une cornière isolée **L60×60×6** (**A = 6.91cm²**), Avec un boulon de **12mm** et trou de **13mm**.

La section nette

$$A_{net} = 6.91 - 0.5 \times 1.3 = 6.26 \text{ cm}^2$$

Vérification à la résistance ultime de la section nette

$$N_{u.Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.7 \times 6.26 \times 3600}{1.25} = 12620.16 \text{ daN}$$

$$N_{u.Rd} = \mathbf{126.2 \text{ KN}}$$

$$N_{Sd} = \mathbf{108.73 \text{ KN}} < N_{u.Rd} = \mathbf{126.2 \text{ KN}}$$

4. Section de la diagonale 2 :

Calcul de la section brute A :

$$N_{Sd} = 1.5N$$

$$N_{Sd} = 1.5 \times 6284.2$$

$$N_{Sd} = 9426.3 \text{ daN} = 94.26 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{Sd} \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{94.26 \times 1.1}{23.5} = 4.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour une cornière isolée **L50×50×6** (**A = 5.69cm²**), Avec un boulon de **12mm** et trou de **13mm**.

La section nette

$$A_{net} = 5.69 - 0.5 \times 1.3 = 5.04 \text{ cm}^2$$

$$N_{u.Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.7 \times 5.04 \times 3600}{1.25} = 10160.64 \text{ daN}$$

$$N_{u.Rd} = \mathbf{101.6 \text{ KN}}$$

$$N_{Sd} = \mathbf{94.26 \text{ KN}} < N_{u.Rd} = \mathbf{101.6 \text{ KN}}$$

Conclusion

Pour des raisons pratiques, on opte pour une cornière isolée **L60×60×6** (**A = 6.91cm²**), pour les barres de contreventement de palée de stabilité.

Chapitre VII

Modélisation et vérification des éléments

VII.1. Introduction

Une construction, qu'elle que soit sa destination et son principe constructif (matériau, type de structure) doit être capable de résister aux efforts qui lui sont appliqués durant sa vie.

Une construction métallique peut subir des dégradations qui sont du à plusieurs facteurs, et pour cela on doit effectuer plusieurs vérifications et calculs avant la réalisation de la structure.

A l'aide des logiciel on peut réaliser une bonne conception et surtout vérifier la résistance des éléments constituant la construction, et qui sont sollicité par plusieurs chargements.

Le logiciel **ROBOT'Autodesk ROBOT structural Analyses Professional 2019'** est un système qui regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude des différentes structures de Génie Civil, (Création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement). Les modules fonctionnent dans le même environnement.

À l'aide de logiciel de ce système, on pourra vérifier tous les éléments de la structure (poteaux, poutres, pannes,...etc), sous l'action des différentes combinaisons de charge, afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature qui est notre but principal.

VII.2. Méthode de travail

Après avoir lancé le système **ROBOT**, on modélise notre structure en utilisant les sections de profilés qu'on a déjà pré-dimensionné selon l'Eurocode3, puis on définit les différents cas de charges, on lance le calcul et on vérifie les éléments (chaque élément sous la combinaison qui lui convient).

VII.3. Les étapes du plan de travail

- Pré-dimensionnement des éléments.
- Modélisation de la structure selon les normes de conception (les mêmes normes que celle du pré-dimensionnement), comme suit:
 - Insérer les lignes de constructions, ajouter les profils correspondant à chaque élément et les appuis.

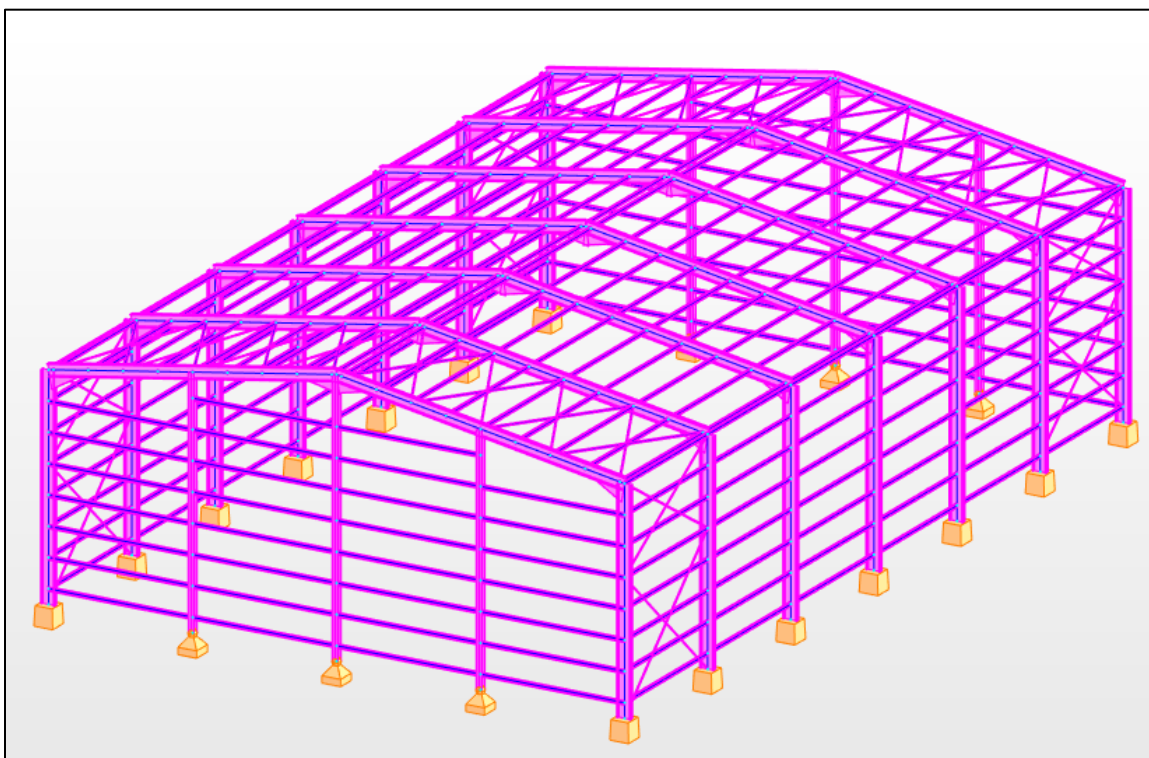


Figure VII.1: Vue du hangar en 3D.

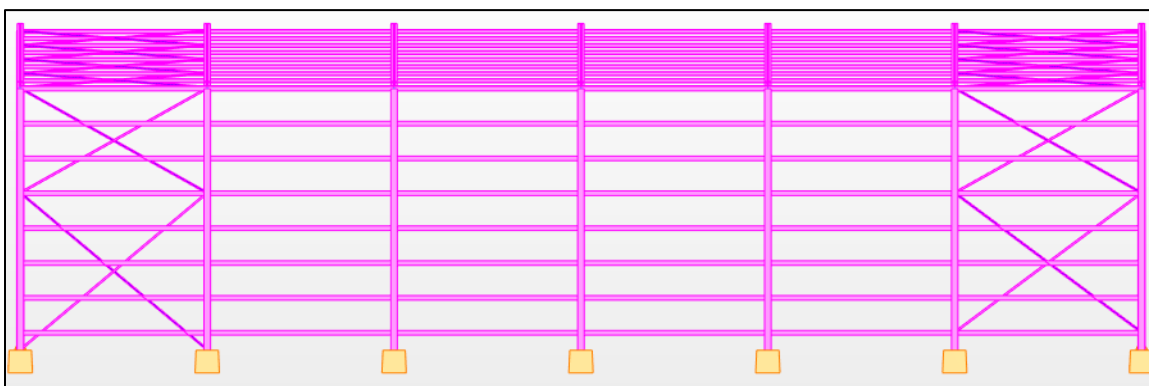


Figure VII.2: Vue en élévation du long-pan.

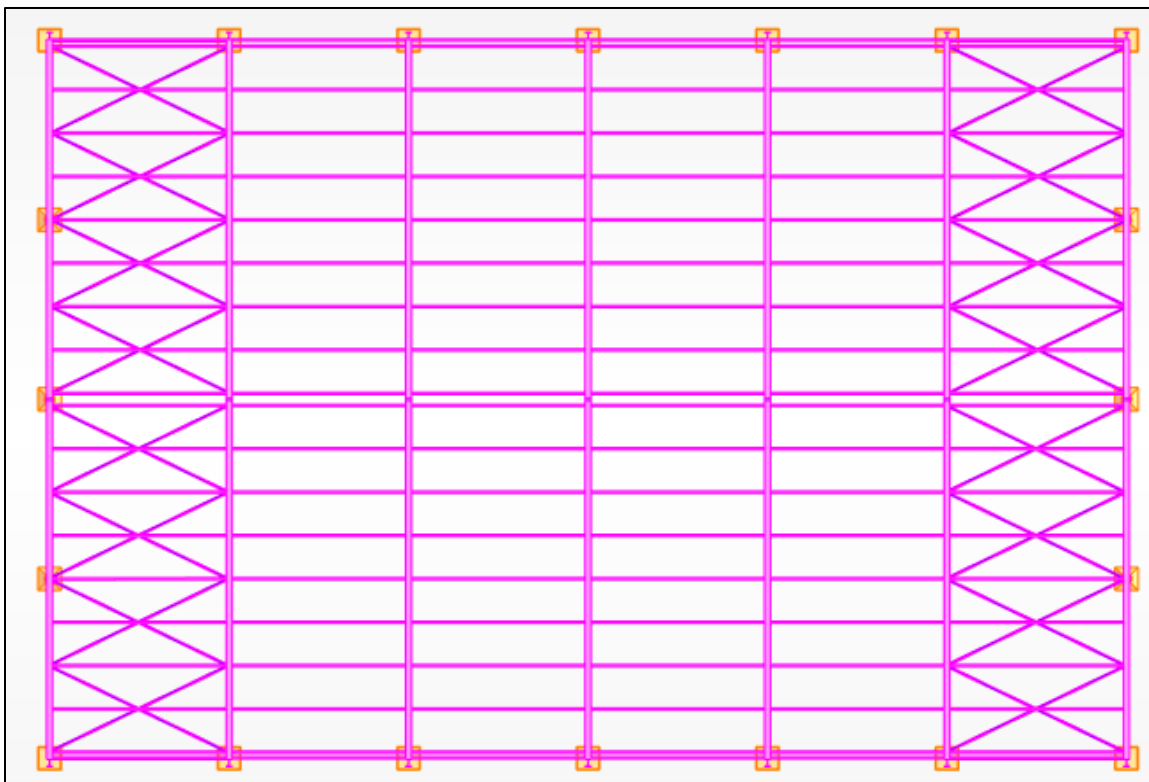


Figure VII.3: Vue de la toiture.

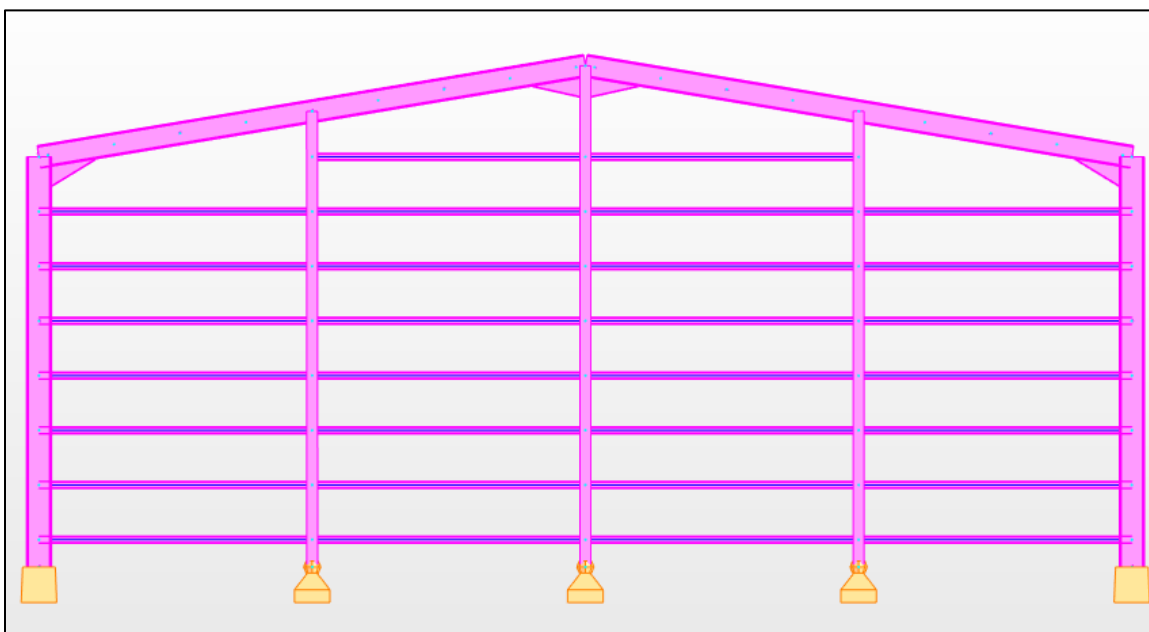


Figure VII.4: Vue en élévation de la face pignon.

- Définir les cas de charges et réaliser les différentes combinaisons de charges.

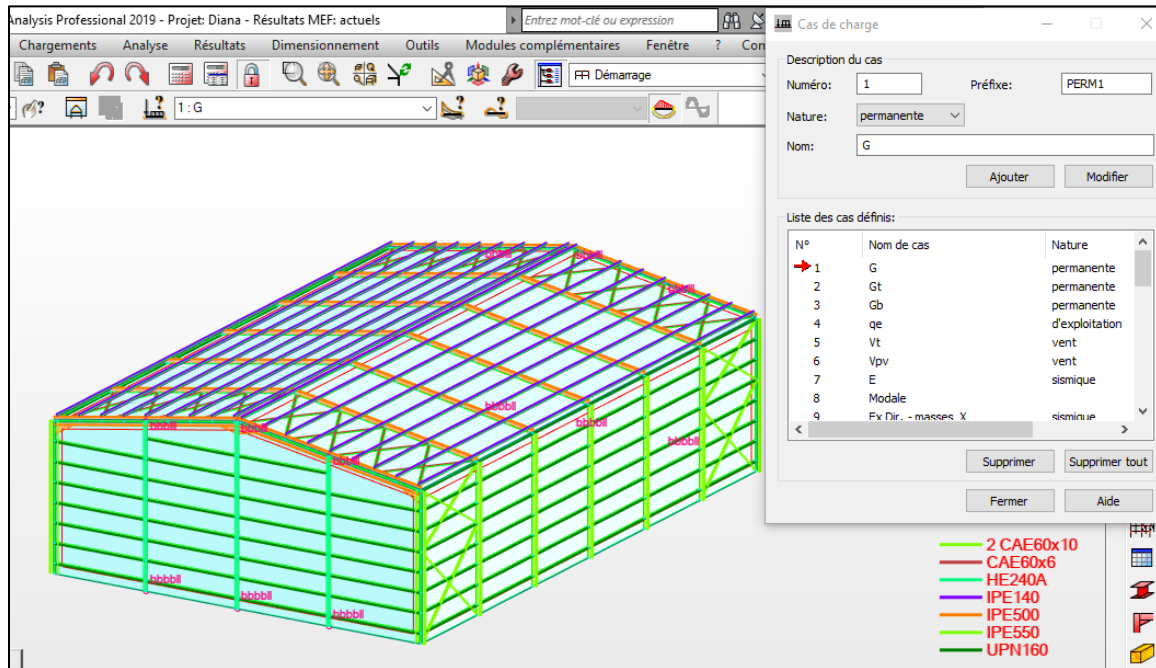


Figure VII.5 : Les cas de charges

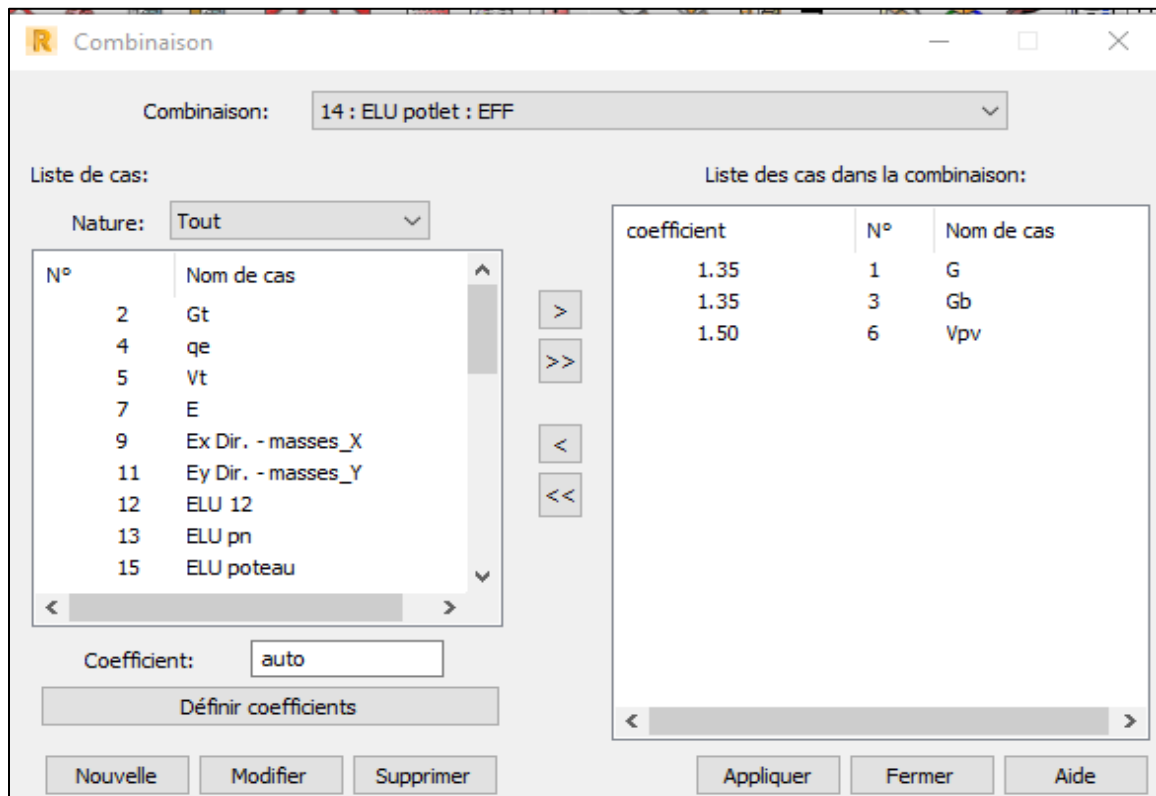


Figure VII.6 : Les combinaisons de charge.

Chargement:

- La toiture:

La charge d'entretien $q_E = 0,6 \text{ KN/m}^2$

Le vent de soulèvement $V_t = 0,69 \text{ KN/m}^2$

La charge permanente $G_t =$

- Les parois verticales (Long –pan et pignon):

La pression de vent $V_{pv} = 0,55 \text{ KN/m}^2$

La charge permanente $G_{pv} =$

Combinaison de charge à l'ELU:

- $1.35G + 1.35G_t + 1.35G_b + 1.5q_E$
- $G + G_t + 1.5V_t$
- $1.35G + 1.35G_b + 1.5V_{pv}$
- $1.35G + 1.35G_t + 1.35G_b + 1.5V_{pv}$
- $1.35G + 1.35G_t + 1.5q_E$
- $1.35G + 1.35G_b$
- $1.5V_{pv}$
- $1.5V_{pv}^2$

Combinaisons de charges à l'ELS:

- $G + G_t + G_b + q_E$
- $G + G_t + 1.5V_t$
- $G + G_b + V_{pv}$
- $G + G_t + G_b + V_{pv}$
- $G + G_t + q_E$
- $G + G_b$
- V_{pv}
- V_{pv}^2
- Lancer le calcul, et dimensionner les éléments (création des familles de pièces pour chaque élément).
- Vérification des éléments sous les combinaisons de charges à l'ELU et aux ELS.

VII.4. Résultats des vérifications du logiciel ROBOT

Les résultats donnée par le logiciel ROBOT des éléments de notre structure sont comme suit:

VII.4.1. Vérifications des pannes

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE: Pannes

PIECE: 35 Poutre_35

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00

L = 6.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 16 ELU trav (1+2)*1.35+4*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE140**

h=14.00 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=7.30 cm

Ay=11.16 cm²

Az=7.65 cm²

Ax=16.43 cm²

tw=0.47 cm

Iy=541.22 cm⁴

Iz=44.92 cm⁴

Ix=2.46 cm⁴

tf=0.69 cm

Wply=88.34 cm³

Wplz=19.25 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N_{Ed} = 5.73 kN

M_{y,Ed} = -4.24 kN*m

M_{z,Ed} = -0.28 kN*m

V_{y,Ed} = 0.30 kN

N_{c,Rd} = 386.11 kN

M_{y,Ed,max} = -4.24 kN*m

M_{z,Ed,max} = -0.52 kN*m

V_{y,T,Rd} = 151.26 kN

N_{b,Rd} = 386.11 kN

M_{y,c,Rd} = 20.76 kN*m

M_{z,c,Rd} = 4.52 kN*m

V_{z,Ed} = -2.76 kN

M_{N,y,Rd} = 20.76 kN*m

M_{N,z,Rd} = 4.52 kN*m

V_{z,T,Rd} = 103.69 kN

M_{b,Rd} = 14.08 kN*m

T_{t,Ed} = -0.00 kN*m

Classe de la section =

1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.00

M_{cr} = 22.17 kN*m

Courbe,LT -

XLT = 0.65

L_{cr,low} = 6.00 m

L_{am_LT} = 0.97

f_{i,LT} = 1.08

XLT,mod = 0.68

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

$$k_{yy} = 1.00$$

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.30 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.43 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.43 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):**

$$u_y = 0.3 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 24 ELS trav (1+2+4)*1.00

$$u_z = 0.3 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 24 ELS trav (1+2+4)*1.00**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé**Profil correct !!!**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(uy)
35 Poutre_35	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.43	16 ELU trav	0.11
36 Poutre_36	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.33	16 ELU trav	0.14
37 Poutre_37	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.29	16 ELU trav	0.16
38 Poutre_38	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.29	16 ELU trav	0.16
39 Poutre_39	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.33	16 ELU trav	0.14
40 Poutre_40	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.43	16 ELU trav	0.11
41 Poutre_41	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.40	16 ELU trav	0.09
42 Poutre_42	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.51	16 ELU trav	0.25
43 Poutre_43	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.46	16 ELU trav	0.24
44 Poutre_44	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.46	16 ELU trav	0.24
45 Poutre_45	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.51	16 ELU trav	0.25
46 Poutre_46	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.40	16 ELU trav	0.09
47 Poutre_47	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.58	16 ELU trav	0.18
48 Poutre_48	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.49	16 ELU trav	0.24
49 Poutre_49	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.46	16 ELU trav	0.24
50 Poutre_50	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.46	16 ELU trav	0.24
51 Poutre_51	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.49	16 ELU trav	0.24
52 Poutre_52	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.58	16 ELU trav	0.18
53 Poutre_53	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.43	16 ELU trav	0.09

54	Poutre_54	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.73	16 ELU trav	0.24
55	Poutre_55	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.68	16 ELU trav	0.24
56	Poutre_56	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.68	16 ELU trav	0.24
57	Poutre_57	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.73	16 ELU trav	0.24
58	Poutre_58	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.43	16 ELU trav	0.09
59	Poutre_59	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.52	16 ELU trav	0.18
60	Poutre_60	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.72	16 ELU trav	0.24
61	Poutre_61	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.70	16 ELU trav	0.24
62	Poutre_62	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.70	16 ELU trav	0.24
63	Poutre_63	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.72	16 ELU trav	0.24
64	Poutre_64	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.52	16 ELU trav	0.18
65	Poutre_65	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.40	16 ELU trav	0.09
66	Poutre_66	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.74	16 ELU trav	0.25
67	Poutre_67	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.73	16 ELU trav	0.24
68	Poutre_68	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.72	16 ELU trav	0.24
69	Poutre_69	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.74	16 ELU trav	0.25
70	Poutre_70	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.40	16 ELU trav	0.09
71	Poutre_71	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.50	16 ELU trav	0.18
72	Poutre_72	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.77	16 ELU trav	0.25
73	Poutre_73	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.77	16 ELU trav	0.24
74	Poutre_74	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.77	16 ELU trav	0.24
75	Poutre_75	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.77	16 ELU trav	0.25
76	Poutre_76	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.50	16 ELU trav	0.18
77	Poutre_77	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.41	16 ELU trav	0.09
78	Poutre_78	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.78	16 ELU trav	0.25
79	Poutre_79	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.79	16 ELU trav	0.24
80	Poutre_80	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.79	16 ELU trav	0.24
81	Poutre_81	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.78	16 ELU trav	0.25
Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(uy)
82	Poutre_82	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.41	16 ELU trav	0.09
83	Poutre_83	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.58	16 ELU trav	0.14
84	Poutre_84	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.70	16 ELU trav	0.18
85	Poutre_85	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.65	16 ELU trav	0.17
86	Poutre_86	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.65	16 ELU trav	0.17
87	Poutre_87	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.70	16 ELU trav	0.18
88	Poutre_88	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.58	16 ELU trav	0.14
89	Poutre_89	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.58	16 ELU trav	0.14
90	Poutre_90	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.70	16 ELU trav	0.18
91	Poutre_91	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.65	16 ELU trav	0.17
92	Poutre_92	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.65	16 ELU trav	0.17
93	Poutre_93	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.70	16 ELU trav	0.18
94	Poutre_94	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.58	16 ELU trav	0.14
95	Poutre_95	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.41	16 ELU trav	0.09
96	Poutre_96	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.78	16 ELU trav	0.25
97	Poutre_97	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.79	16 ELU trav	0.25
98	Poutre_98	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.79	16 ELU trav	0.25
99	Poutre_99	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.78	16 ELU trav	0.25
100	Poutre_100	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.41	16 ELU trav	0.09

101	Poutre_101	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.50	16 ELU trav	0.18
102	Poutre_102	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.77	16 ELU trav	0.25
103	Poutre_103	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.77	16 ELU trav	0.24
104	Poutre_104	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.77	16 ELU trav	0.24
105	Poutre_105	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.77	16 ELU trav	0.25
106	Poutre_106	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.50	16 ELU trav	0.18
107	Poutre_107	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.40	16 ELU trav	0.09
108	Poutre_108	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.74	16 ELU trav	0.25
109	Poutre_109	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.73	16 ELU trav	0.24
110	Poutre_110	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.73	16 ELU trav	0.24
111	Poutre_111	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.74	16 ELU trav	0.25
112	Poutre_112	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.40	16 ELU trav	0.09
113	Poutre_113	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.52	16 ELU trav	0.18
114	Poutre_114	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.72	16 ELU trav	0.24
115	Poutre_115	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.70	16 ELU trav	0.24
116	Poutre_116	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.70	16 ELU trav	0.24
117	Poutre_117	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.72	16 ELU trav	0.24
118	Poutre_118	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.52	16 ELU trav	0.18
119	Poutre_119	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.43	16 ELU trav	0.09
120	Poutre_120	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.73	16 ELU trav	0.25
121	Poutre_121	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.68	16 ELU trav	0.24
122	Poutre_122	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.68	16 ELU trav	0.24
123	Poutre_123	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.73	16 ELU trav	0.25
124	Poutre_124	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.43	16 ELU trav	0.09
125	Poutre_125	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.58	16 ELU trav	0.18
126	Poutre_126	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.49	16 ELU trav	0.24
127	Poutre_127	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.46	16 ELU trav	0.24
128	Poutre_128	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.46	16 ELU trav	0.24
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(uy)	
129	Poutre_129	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.49	16 ELU trav	0.24
130	Poutre_130	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.58	16 ELU trav	0.18
131	Poutre_131	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.40	16 ELU trav	0.09
132	Poutre_132	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.51	16 ELU trav	0.25
133	Poutre_133	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.46	16 ELU trav	0.25
134	Poutre_134	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.46	16 ELU trav	0.25
135	Poutre_135	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.51	16 ELU trav	0.25
136	Poutre_136	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.40	16 ELU trav	0.09
137	Poutre_137	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.43	16 ELU trav	0.11
138	Poutre_138	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.33	16 ELU trav	0.14
139	Poutre_139	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.29	16 ELU trav	0.16
140	Poutre_140	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.29	16 ELU trav	0.16
141	Poutre_141	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.33	16 ELU trav	0.14
142	Poutre_142	IPE140	ACIER E24	104.54	362.87	0.43	16 ELU trav	0.11

VII.4.2. Vérification des lisses

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE: Lisses

PIECE: 143 Poutre_143
L = 0.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 17 ELU lisse 1 (1+3)*1.35

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: UPN160

h=16.00 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=6.50 cm

Ay=15.15 cm²

Az=12.24 cm²

Ax=24.00 cm²

tw=0.75 cm

Iy=925.00 cm⁴

Iz=85.30 cm⁴

Ix=7.39 cm⁴

tf=1.05 cm

Wply=138.00 cm³

Wplz=35.20 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -1.91 kN

My,Ed = -0.63 kN*m

Mz,Ed = -1.53 kN*m

Vy,Ed = -1.52 kN

Nt,Rd = 564.00 kN

My,pl,Rd = 32.43 kN*m

Mz,pl,Rd = 8.27 kN*m

Vy,T,Rd = 205.51 kN

My,c,Rd = 32.43 kN*m

Mz,c,Rd = 8.27 kN*m

Vz,Ed = 0.19 kN

MN,y,Rd = 32.43 kN*m

MN,z,Rd = 8.27 kN*m

Vz,T,Rd = 166.04 kN

Mb,Rd = 17.92 kN*m

Tt,Ed = 0.00 kN*m

Classe de la section =

1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00

Mcr = 45.43 kN*m

Courbe,LT - d

XLT = 0.55

Lcr,low=6.00 m

Lam_LT = 0.84

fi,LT = 1.10

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nt,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.3.(1))

$$(M_y, Ed/MN, y, Rd)^{1.00} + (M_z, Ed/MN, z, Rd)^{1.00} = 0.20 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_y, Ed/V_y, T, Rd = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_z, Ed/V_z, T, Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy}, Ed/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz}, Ed/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_y, Ed/M_b, Rd = 0.04 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
143 Poutre_143	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.20	17 ELU lisse 1
144 Poutre_144	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.20	17 ELU lisse 1
145 Poutre_145	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
146 Poutre_146	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
147 Poutre_147	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.20	17 ELU lisse 1
148 Poutre_148	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.20	17 ELU lisse 1
149 Poutre_149	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.26	18 ELU lisse 2
150 Poutre_150	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
151 Poutre_151	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
152 Poutre_152	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
153 Poutre_153	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
154 Poutre_154	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
155 Poutre_155	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.37	17 ELU lisse 1
156 Poutre_156	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
157 Poutre_157	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
158 Poutre_158	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
159 Poutre_159	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
160 Poutre_160	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.37	17 ELU lisse 1
161 Poutre_161	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.21	18 ELU lisse 2
162 Poutre_162	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
163 Poutre_163	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.18	17 ELU lisse 1
164 Poutre_164	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.18	17 ELU lisse 1
165 Poutre_165	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
166 Poutre_166	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.18	17 ELU lisse 1
167 Poutre_167	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.34	18 ELU lisse 2
168 Poutre_168	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
169 Poutre_169	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.18	17 ELU lisse 1
170 Poutre_170	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.18	17 ELU lisse 1
171 Poutre_171	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
172 Poutre_172	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
173 Poutre_173	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.36	17 ELU lisse 1
174 Poutre_174	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.18	17 ELU lisse 1
175 Poutre_175	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.18	17 ELU lisse 1
176 Poutre_176	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.18	17 ELU lisse 1
177 Poutre_177	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.18	17 ELU lisse 1
178 Poutre_178	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.36	17 ELU lisse 1
179 Poutre_179	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
180 Poutre_180	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1

181	Poutre_181	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
182	Poutre_182	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
183	Poutre_183	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
184	Poutre_184	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
185	Poutre_185	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
186	Poutre_186	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
187	Poutre_187	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
188	Poutre_188	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
189	Poutre_189	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
	Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
190	Poutre_190	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
191	Poutre_191	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
192	Poutre_192	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
193	Poutre_193	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
194	Poutre_194	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
195	Poutre_195	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
196	Poutre_196	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
197	Poutre_197	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
198	Poutre_198	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
199	Poutre_199	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
200	Poutre_200	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
201	Poutre_201	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
202	Poutre_202	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
203	Poutre_203	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.36	17 ELU lisse 1
204	Poutre_204	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.20	18 ELU lisse 2
205	Poutre_205	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.20	18 ELU lisse 2
206	Poutre_206	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.20	18 ELU lisse 2
207	Poutre_207	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.24	18 ELU lisse 2
208	Poutre_208	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.36	17 ELU lisse 1
209	Poutre_209	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
210	Poutre_210	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.20	18 ELU lisse 2
211	Poutre_211	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.20	18 ELU lisse 2
212	Poutre_212	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.20	18 ELU lisse 2
213	Poutre_213	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.23	18 ELU lisse 2
214	Poutre_214	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	18 ELU lisse 2
215	Poutre_215	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.18	17 ELU lisse 1
216	Poutre_216	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.23	18 ELU lisse 2
217	Poutre_217	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.21	18 ELU lisse 2
218	Poutre_218	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.21	18 ELU lisse 2
219	Poutre_219	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.22	18 ELU lisse 2
220	Poutre_220	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.24	18 ELU lisse 2
221	Poutre_221	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.37	17 ELU lisse 1
222	Poutre_222	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.20	18 ELU lisse 2
223	Poutre_223	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.20	18 ELU lisse 2
224	Poutre_224	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.20	18 ELU lisse 2
225	Poutre_225	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.23	18 ELU lisse 2
226	Poutre_226	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.37	17 ELU lisse 1
227	Poutre_227	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1

228	Poutre_228	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.20	18 ELU lisse 2
229	Poutre_229	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.20	18 ELU lisse 2
230	Poutre_230	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.20	18 ELU lisse 2
231	Poutre_231	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.22	18 ELU lisse 2
232	Poutre_232	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.27	18 ELU lisse 2
233	Poutre_233	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.20	17 ELU lisse 1
234	Poutre_234	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.20	17 ELU lisse 1
235	Poutre_235	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
236	Poutre_236	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
237	Poutre_237	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.20	17 ELU lisse 1
238	Poutre_238	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.20	17 ELU lisse 1
239	Poutre_239	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
240	Poutre_240	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
241	Poutre_241	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
242	Poutre_242	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
243	Poutre_243	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
244	Poutre_244	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
245	Poutre_245	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
246	Poutre_246	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
247	Poutre_247	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.36	17 ELU lisse 1
248	Poutre_248	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
249	Poutre_249	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
250	Poutre_250	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.36	17 ELU lisse 1
251	Poutre_251	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.36	17 ELU lisse 1
252	Poutre_252	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
253	Poutre_253	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
254	Poutre_254	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.36	17 ELU lisse 1
255	Poutre_255	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
256	Poutre_256	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.18	17 ELU lisse 1
257	Poutre_257	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.18	17 ELU lisse 1
258	Poutre_258	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
259	Poutre_259	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
260	Poutre_260	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
261	Poutre_261	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
262	Poutre_262	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
263	Poutre_263	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
264	Poutre_264	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
265	Poutre_265	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
266	Poutre_266	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
267	Poutre_267	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
268	Poutre_268	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.19	17 ELU lisse 1
269	Poutre_269	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
270	Poutre_270	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
271	Poutre_271	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
272	Poutre_272	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
273	Poutre_273	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
274	Poutre_274	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1

275	Poutre_275	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
277	Poutre_277	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
278	Poutre_278	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.36	17 ELU lisse 1
279	Poutre_279	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
280	Poutre_280	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
281	Poutre_281	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.36	17 ELU lisse 1
282	Poutre_282	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.36	17 ELU lisse 1
283	Poutre_283	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
284	Poutre_284	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.35	17 ELU lisse 1
	Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
285	Poutre_285	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.36	17 ELU lisse 1
286	Poutre_286	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.44	18 ELU lisse 2
287	Poutre_287	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.36	18 ELU lisse 2
288	Poutre_288	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.39	18 ELU lisse 2
289	Poutre_289	UPN160	ACIER E24	96.65	318.26	0.53	18 ELU lisse 2
290	Barre_290	UPN160	ACIER E24	96.65	159.13	0.21	18 ELU lisse 2
291	Barre_291	UPN160	ACIER E24	96.65	159.13	0.19	17 ELU lisse 1
292	Barre_292	UPN160	ACIER E24	96.65	159.13	0.19	17 ELU lisse 1
293	Barre_293	UPN160	ACIER E24	96.65	159.13	0.24	18 ELU lisse 2
294	Barre_294	UPN160	ACIER E24	96.65	159.13	0.19	17 ELU lisse 1
295	Barre_295	UPN160	ACIER E24	96.65	159.13	0.19	17 ELU lisse 1
296	Barre_296	UPN160	ACIER E24	96.65	159.13	0.19	17 ELU lisse 1
297	Barre_297	UPN160	ACIER E24	96.65	159.13	0.22	18 ELU lisse 2
298	Barre_298	UPN160	ACIER E24	96.65	159.13	0.19	17 ELU lisse 1
299	Barre_299	UPN160	ACIER E24	96.65	159.13	0.19	17 ELU lisse 1

VII.4.3. Verification des Poteaux

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE: Poteaux

PIECE: 2 Poteau_2

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00

L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 28 Ey1 (1+2+3+4+11)*1.00

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE550**

h=55.00 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=21.00 cm	Ay=82.52 cm ²	Az=72.35 cm ²	Ax=134.42 cm ²
tw=1.11 cm	Iy=67116.50 cm ⁴	Iz=2667.58 cm ⁴	Ix=123.80 cm ⁴
tf=1.72 cm	Wply=2787.01 cm ³	Wplz=400.54 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 71.93 kN	My,Ed = 0.79 kN*m	Mz,Ed = 0.14 kN*m	Vy,Ed = 1.08 kN
Nc,Rd = 3158.87 kN	My,Ed,max = 13.31 kN*m	Mz,Ed,max = -2.80 kN*m	Vy,T,Rd = 1119.24 kN
Nb,Rd = 580.60 kN	My,c,Rd = 654.95 kN*m	Mz,c,Rd = 94.13 kN*m	Vz,Ed = 0.52 kN
	MN,y,Rd = 654.95 kN*m	MN,z,Rd = 94.13 kN*m	Vz,T,Rd = 981.38 kN
			Tt,Ed = 0.01 kN*m
			Classe de la section =

1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

Ly = 9.00 m	Lam_y = 0.43
Lcr,y = 9.00 m	Xy = 0.95
Lamy = 40.28	kzy = 0.53



en z:

Lz = 9.00 m	Lam_z = 2.15
Lcr,z = 9.00 m	Xz = 0.18
Lamz = 202.03	kzz = 0.97

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 40.28 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 202.03 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.07 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.16 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
2 Poteau_2	OK	IPE550	ACIER E24	40.28	202.03	0.14	15 ELU poteau
5 Poteau_5	OK	IPE550	ACIER E24	40.28	202.03	0.24	15 ELU poteau
6 Poteau_6	OK	IPE550	ACIER E24	40.28	202.03	0.26	15 ELU poteau
9 Poteau_9	OK	IPE550	ACIER E24	40.28	202.03	0.24	15 ELU poteau
10 Poteau_10	OK	IPE550	ACIER E24	40.28	202.03	0.28	15 ELU poteau
13 Poteau_13	OK	IPE550	ACIER E24	40.28	202.03	0.24	15 ELU poteau
14 Poteau_14	OK	IPE550	ACIER E24	40.28	202.03	0.28	15 ELU poteau
17 Poteau_17	OK	IPE550	ACIER E24	40.28	202.03	0.23	15 ELU poteau
18 Poteau_18	OK	IPE550	ACIER E24	40.28	202.03	0.26	15 ELU poteau
21 Poteau_21	OK	IPE550	ACIER E24	40.28	202.03	0.12	15 ELU poteau
22 Poteau_22	OK	IPE550	ACIER E24	40.28	202.03	0.15	15 ELU poteau
25 Poteau_25	OK	IPE550	ACIER E24	40.28	202.03	0.20	15 ELU poteau
26 Poteau_26	OK	IPE550	ACIER E24	40.28	202.03	0.22	15 ELU poteau
356 Poteau_1	OK	IPE550	ACIER E24	40.28	202.03	0.12	15 ELU poteau

VII.4.4. Verification des traverses

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE: Traverses

PIECE: 3 Poutre_3

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00

L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 16 ELU trav (1+2)*1.35+4*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE500

h=50.00 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=20.00 cm

Ay=72.07 cm²

Az=59.87 cm²

Ax=115.52 cm²

tw=1.02 cm

Iy=48198.50 cm⁴

Iz=2141.69 cm⁴

Ix=89.66 cm⁴

tf=1.60 cm

Wply=2194.12 cm³

Wplz=335.88 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 19.97 kN

My,Ed = -17.85 kN*m

Mz,Ed = 4.77 kN*m

Vy,Ed = 48.89 kN

Nc,Rd = 2714.72 kN

My,pl,Rd = 515.62 kN*m

Mz,pl,Rd = 78.93 kN*m

Vy,T,Rd = 923.28 kN

Nb,Rd = 925.50 kN

My,c,Rd = 515.62 kN*m

Mz,c,Rd = 78.93 kN*m

Vz,Ed = 13.91 kN

MN,y,Rd = 515.62 kN*m

MN,z,Rd = 78.93 kN*m

Vz,T,Rd = 783.75 kN

$$M_{b,Rd} = 395.68 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$T_{t,Ed} = 1.03 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Classe de la section =

1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$$z = 1.00$$

$$M_{cr} = 612.12 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Courbe, LT - a

$$X_{LT} = 0.73$$

$$L_{cr,low} = 6.08 \text{ m}$$

$$\lambda_{LT} = 0.92$$

$$\phi_{LT} = 0.99$$

$$X_{LT,mod} = 0.77$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$L_y = 12.17 \text{ m}$$

$$\lambda_y = 0.63$$

$$L_{cr,y} = 12.17 \text{ m}$$

$$X_y = 0.88$$

$$\lambda_{my} = 59.56$$

$$k_{zy} = 0.53$$



en z:

$$L_z = 6.08 \text{ m}$$

$$\lambda_z = 1.50$$

$$L_{cr,z} = 6.08 \text{ m}$$

$$X_z = 0.34$$

$$\lambda_{mz} = 141.21$$

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.14 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{by} = 59.56 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \lambda_{bz} = 141.21 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.10 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.11 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
3 Poutre_3	OK	IPE500	ACIER E24	59.56	141.21	0.14	16 ELU trav
4 Poutre_4	OK	IPE500	ACIER E24	59.56	282.54	0.15	16 ELU trav
7 Poutre_7	OK	IPE500	ACIER E24	59.56	282.54	0.90	16 ELU trav
8 Poutre_8	OK	IPE500	ACIER E24	59.56	282.54	0.90	16 ELU trav
11 Poutre_12	OK	IPE500	ACIER E24	59.56	141.27	0.82	16 ELU trav
12 12	OK	IPE500	ACIER E24	59.56	141.27	0.82	16 ELU trav
15 Poutre_11	OK	IPE500	ACIER E24	59.56	141.27	0.86	16 ELU trav
16 Poutre_15	OK	IPE500	ACIER E24	59.56	141.27	0.86	16 ELU trav
19 Poutre_19	OK	IPE500	ACIER E24	59.56	141.27	0.82	16 ELU trav
20 Poutre_20	OK	IPE500	ACIER E24	59.56	141.27	0.82	16 ELU trav
23 Poutre_23	OK	IPE500	ACIER E24	59.56	282.54	0.90	16 ELU trav
24 Poutre_24	OK	IPE500	ACIER E24	59.56	282.54	0.90	16 ELU trav
27 Poutre_27	OK	IPE500	ACIER E24	59.56	282.54	0.15	16 ELU trav
28 Poutre_28	OK	IPE500	ACIER E24	59.56	282.54	0.15	16 ELU trav

VII.4.5. Vérification des potelets

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE: Potelets

PIECE: 29 Poutre_29

POINT: 2

COORDONNEE: $x = 0.01$

$L = 0.10 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 14 ELU potlet $(1+3)*1.35+6*1.50$

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$

**PARAMETRES DE LA SECTION: HE240A**

$h=23.00 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=24.00 \text{ cm}$	$Ay=64.54 \text{ cm}^2$	$Az=25.18 \text{ cm}^2$	$Ax=76.84 \text{ cm}^2$
$tw=0.75 \text{ cm}$	$Iy=7763.18 \text{ cm}^4$	$Iz=2768.81 \text{ cm}^4$	$Ix=41.74 \text{ cm}^4$
$tf=1.20 \text{ cm}$	$Wply=744.62 \text{ cm}^3$	$Wplz=351.69 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 47.59 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 2.25 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = 0.22 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = -2.18 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 1805.74 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 55.20 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed,max} = -1.48 \text{ kN*m}$	$V_{y,c,Rd} = 875.66 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 1805.74 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 174.99 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 82.65 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = 22.50 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 174.99 \text{ kN*m}$	$M_{N,z,Rd} = 82.65 \text{ kN*m}$	$V_{z,c,Rd} = 341.64 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 115.13 \text{ kN*m}$		

Classe de la section =

1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 141.40 \text{ kN*m}$	Courbe,LT -	$XLT = 0.64$
$L_{cr,upp}=10.00 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 1.11$	$f_{i,LT} = 1.18$	$XLT_{mod} = 0.66$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zz} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$

$$(M_y, Ed / M N, y, R_d)^{2.00} + (M_z, Ed / M N, z, R_d)^{1.00} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_y, Ed / V_{y,c}, R_d = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_z, Ed / V_{z,c}, R_d = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_y, Ed, \max / M_b, R_d = 0.48 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N, Ed / (X_y * N, R_k / g M_1) + k_{yy} * M_y, Ed, \max / (X_{LT} * M_y, R_k / g M_1) + k_{yz} * M_z, Ed, \max / (M_z, R_k / g M_1) = 0.52 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N, Ed / (X_z * N, R_k / g M_1) + k_{zy} * M_y, Ed, \max / (X_{LT} * M_y, R_k / g M_1) + k_{zz} * M_z, Ed, \max / (M_z, R_k / g M_1) = 0.52 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \max} = L / 200.00 = 5.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 22 ELS potlet (1+3+6)*1.00

$$u_z = 2.4 \text{ cm} < u_{z \max} = L / 200.00 = 5.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 22 ELS potlet (1+3+6)*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
29 Poutre_29	OK HE240A	ACIER E24	99.49	166.59	0.52	14 ELU potlet
30 Poutre_30	OK HE240A	ACIER E24	99.49	166.59	0.53	14 ELU potlet
31 Poutre_31	OK HE240A	ACIER E24	109.44	183.25	0.69	14 ELU potlet
32 Poutre_32	OK HE240A	ACIER E24	99.49	166.59	0.06	14 ELU potlet
33 Poutre_33	OK HE240A	ACIER E24	109.44	183.25	0.05	14 ELU potlet
34 Poutre_34	OK HE240A	ACIER E24	99.49	166.59	0.04	14 ELU potlet

Pièce	Profil	Matériau	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)
29 Poutre_29	OK HE240A	ACIER E24	0.01	22 ELS potlet	0.48	22 ELS potlet
30 Poutre_30	OK HE240A	ACIER E24	0.01	22 ELS potlet	0.49	22 ELS potlet
31 Poutre_31	OK HE240A	ACIER E24	0.01	22 ELS potlet	0.66	22 ELS potlet
32 Poutre_32	OK HE240A	ACIER E24	0.01	22 ELS potlet	0.01	22 ELS potlet
33 Poutre_33	OK HE240A	ACIER E24	0.01	22 ELS potlet	0.00	22 ELS potlet
34 Poutre_34	OK HE240A	ACIER E24	0.01	22 ELS potlet	0.00	22 ELS potlet

VII.4.6. Vérification du contreventement du palée de stabilité

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE: Contreventement du palée de stabilité

PIECE: 301 Barre_301

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 1.00$

$L = 8.07$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 41 elu41 40*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE60x10

$h=6.00$ cm

$gM0=1.00$

$gM1=1.00$

$b=22.00$ cm

$A_y=12.00$ cm²

$A_z=10.80$ cm²

$A_x=22.30$ cm²

$t_w=1.00$ cm

$I_y=68.52$ cm⁴

$I_z=1108.79$ cm⁴

$I_x=7.33$ cm⁴

$t_f=1.00$ cm

$W_{ply}=30.92$ cm³

$W_{plz}=152.31$ cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = -9.73$ kN

$M_{y,Ed} = 0.00$ kN*m

$M_{z,Ed} = -0.23$ kN*m

$V_{y,Ed} = 0.05$ kN

$N_{t,Rd} = 524.05$ kN

$M_{y,pl,Rd} = 7.27$ kN*m

$M_{z,pl,Rd} = 35.79$ kN*m

$V_{y,T,Rd} = 162.81$ kN

$M_{y,c,Rd} = 7.27$ kN*m

$M_{z,c,Rd} = 35.79$ kN*m

$V_{z,Ed} = 0.00$ kN

$M_{N,y,Rd} = 7.26$ kN*m

$M_{N,z,Rd} = 35.78$ kN*m

$V_{z,T,Rd} = 146.53$ kN

$T_{t,Ed} = -0.00$ kN*m

Classe de la section =

1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.3.(1))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^1 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^1 = 0.01 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Profil correct !!!

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
300 Barre_300	OK	2 CAE60x10	ACIER E24	460.50	114.48	0.07	41 elu41
301 Barre_301	OK	2 CAE60x10	ACIER E24	460.50	114.48	0.02	41 elu41
302 Barre_302	OK	2 CAE60x10	ACIER E24	399.18	99.23	0.02	41 elu41
303 Barre_303	OK	2 CAE60x10	ACIER E24	399.18	99.23	0.08	41 elu41
312 Barre_312	OK	2 CAE60x10	ACIER E24	460.50	114.48	0.02	41 elu41
313 Barre_315	OK	2 CAE60x10	ACIER E24	460.50	114.48	0.07	41 elu41
314 Barre_314	OK	2 CAE60x10	ACIER E24	399.18	99.23	0.08	41 elu41
315 Barre_315	OK	2 CAE60x10	ACIER E24	399.18	99.23	0.02	41 elu41
326 Barre_326	OK	2 CAE60x10	ACIER E24	460.50	114.48	0.02	41 elu41
327 Barre_327	OK	2 CAE60x10	ACIER E24	460.50	114.48	0.02	41 elu41
328 Barre_328	OK	2 CAE60x10	ACIER E24	399.18	99.23	0.02	41 elu41
329 Barre_329	OK	2 CAE60x10	ACIER E24	399.18	99.23	0.01	41 elu41
346 Barre_346	OK	2 CAE60x10	ACIER E24	460.50	114.48	0.02	41 elu41
347 Barre_347	OK	2 CAE60x10	ACIER E24	460.50	114.48	0.02	41 elu41
348 Barre_348	OK	2 CAE60x10	ACIER E24	399.18	99.23	0.01	41 elu41
349 Barre_349	OK	2 CAE60x10	ACIER E24	399.18	99.23	0.02	41 elu41

VII.4.7. Vérification de la poutre au vent

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE: Contreventement de la poutre au vent

PIECE: 304 Barre_304

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00

L = 6.68 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 32 elu7 31*1.50

MATERIAU:

ACIER E28 fy = 275.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: CAE60x6

h=6.00 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=6.00 cm

Ay=3.60 cm²

Az=3.60 cm²

Ax=6.91 cm²

tw=0.60 cm

Iy=22.79 cm⁴

Iz=22.79 cm⁴

Ix=0.82 cm⁴

tf=0.60 cm

Wely=5.29 cm³

Welz=5.29 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 10.00 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 0.01 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 0.01 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -0.00 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 190.03 \text{ kN}$	$M_{y,el,Rd} = 1.45 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,el,Rd} = 1.45 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 57.16 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 190.03 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 1.45 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 1.45 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 0.00 \text{ kN}$
			$V_{z,T,Rd} = 57.16 \text{ kN}$
			$T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section =

3

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

en y:



en z:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**FORMULES DE VERIFICATION:***Contrôle de la résistance de la section:*

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}\cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}\cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Profil correct !!!

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
304 Barre_304	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.91	367.91	0.06	32 elu7
305 Barre_305	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.91	367.91	0.06	32 elu7
306 Barre_306	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.98	367.98	0.10	32 elu7
307 Barre_307	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.98	367.98	0.04	32 elu7
308 Barre_308	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.85	367.85	0.03	32 elu7
309 Barre_309	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.85	367.85	0.04	32 elu7
310 Barre_310	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.91	367.91	0.06	32 elu7
311 Barre_311	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.91	367.91	0.01	32 elu7
318 Barre_318	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.91	367.91	0.06	32 elu7
319 Barre_320	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.91	367.91	0.06	32 elu7
320 Barre_320	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.91	367.91	0.04	32 elu7
321 Barre_323	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.98	367.98	0.11	32 elu7
322 Barre_322	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.85	367.85	0.04	32 elu7
323 Barre_323	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.85	367.85	0.03	32 elu7
324 Barre_324	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.91	367.91	0.01	32 elu7
325 Barre_325	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.91	367.91	0.06	32 elu7
330 Barre_330	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.91	367.91	0.06	32 elu7
331 Barre_331	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.91	367.91	0.05	32 elu7
332 Barre_334	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.98	367.98	0.05	32 elu7
333 Barre_333	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.91	367.91	0.04	32 elu7
334 Barre_334	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.91	367.91	0.04	32 elu7
335 Barre_335	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.85	367.85	0.02	32 elu7
336 Barre_336	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.91	367.91	0.02	32 elu7
337 Barre_337	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.91	367.91	0.00	32 elu7
338 Barre_338	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.91	367.91	0.00	32 elu7
339 Barre_339	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.91	367.91	0.02	32 elu7
340 Barre_340	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.91	367.91	0.02	32 elu7
341 Barre_341	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.85	367.85	0.04	32 elu7
342 Barre_342	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.98	367.98	0.04	32 elu7
343 Barre_343	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.91	367.91	0.05	32 elu7
344 Barre_344	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.91	367.91	0.05	32 elu7
345 Barre_345	OK	CAE60x6	ACIER E28	367.91	367.91	0.06	32 elu7

Chapitre VIII

Etude des assemblages

VIII.1. Introduction

Une construction métallique est réalisée par des assemblages qui permettent de solidarifier les éléments de la structure, et de réunir la construction.

Ils ont pour rôle, d'assurer la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle de 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 types d'assemblages utilisés dans les structures métalliques, dont les principaux modes sont :

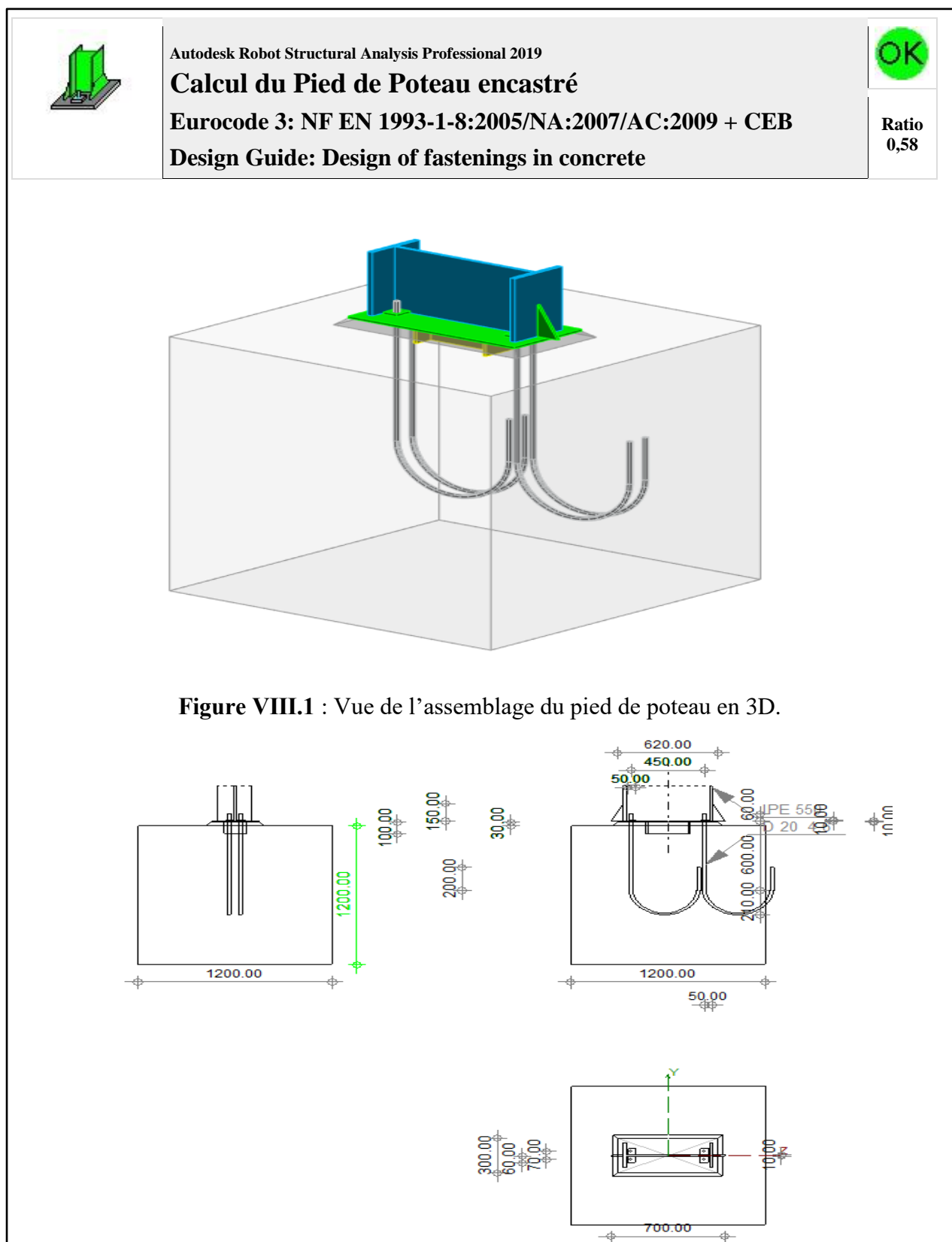
- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le coulage

Les assemblages par boulons

Il existe deux types de boulons :

- Boulons ordinaire : non précontraints, ce type d'assemblage, de moins en moins utilisé aujourd'hui, est pratiquement réservé aux constructions provisoires, donc démontables.
- Boulons HR : boulons haute résistance est constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête.

VIII.2. Assemblage du pied de poteau



Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé:	IPE 550		
$L_c =$	9,00	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	550,00	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	210,00	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	11,10	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	17,20	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	24,00	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	134,42	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	67116,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER E24		
$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	620,00	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	300,00	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	10,00	[mm]	Epaisseur
Matériau:	ACIER E24		
$f_{ypd} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.6		Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	240,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	400,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	20,00	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	2,45	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3,14	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	2		Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} =$ 450,00 [mm]

Entraxe $e_{Vi} =$ 70,00 [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	60,00	[mm]
$L_2 =$	600,00	[mm]
$L_3 =$	420,00	[mm]
$L_4 =$	200,00	[mm]

Platine

$l_{wd} =$	50,00	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	60,00	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	10,00	[mm]	Epaisseur

BECHE

Profilé:	IPE 270		
$l_w =$	100,00	[mm]	Longueur
Matériau:	ACIER E24		
$f_{yw} =$	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR

$l_s =$	700,00	[mm]	Longueur
$h_s =$	150,00	[mm]	Hauteur
$t_s =$	10,00	[mm]	Epaisseur

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$g_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$g_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$g_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L =$	1200,00	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	1200,00	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	1200,00	[mm]	Hauteur de la semelle
Béton			
Classe	BETON25		
$f_{ck} =$	25,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
Mortier de calage			
$t_g =$	30,00	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p =$	4,00	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	4,00	[mm]	Bêche
$a_s =$	4,00	[mm]	Raidisseurs

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{i,Ed} =$	-10,00	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	10,00	[kN]	Effort tranchant
$V_{i,Ed,z} =$	10,00	[kN]	Effort tranchant
$M_{i,Ed,y} =$	5,00	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	5,00	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS**ZONE COMPRIMEE****COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} =$	16,67	[MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_i =$	26,77	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \cdot \ddot{O}(f_{yp}/(3 \cdot f_i \cdot g_{M0}))$				
$c =$	17,10	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	51,41	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	244,21	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	125,55	[cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	1129,92	[cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \ddot{O}(A_{c1}/A_{c0}) \leq 3 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd}$				
$F_{rd,u} =$	627,73	[kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$b_i =$	0,67		Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = b_i \cdot F_{rd,u} / (b_{eff} \cdot l_{eff})$				
$f_{jd} =$	33,33	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]

$A_{c,n} =$	485,03	[cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	133,46	[cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	125,55	[cm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$				
$F_{c,Rd,n} =$	1616,77	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	444,86	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	418,49	[kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL =$	1,00		Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} =$	2991,76	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	703,06	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	536,91	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$				
$F_{c,fc,Rd,y} =$	1309,47	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} =$	402,29	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	94,54	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	122,10	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$				
$F_{c,fc,Rd,z} =$	774,24	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{i,Rd} = F_{c,Rd,n}$				
$N_{i,Rd} =$	1616,77	[kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$				
$F_{C,Rd,y} =$	444,86	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$				
$F_{C,Rd,z} =$	418,49	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

ZONE TENDUE**RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE**

$A_b =$	2,45	[cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} =$	400,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$Beta =$	0,85		Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = beta * 0,9 * f_{ub} * A_b / g_{M2}$				
$F_{t,Rd,s1} =$	59,98	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$g_{Ms} =$	1,20		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} =$	240,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / g_{Ms}$				
$F_{t,Rd,s2} =$	49,00	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$				
$F_{t,Rd,s} =$	49,00	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} =$	25,00	[MPa]	Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
$f_{ctd} = 0,7 * 0,3 * f_{ck}^{2/3} / g_c$				
$f_{ctd} =$	1,20	[MPa]	Résistance de calcul à la traction	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_1 =$	1,00		Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_2 =$	1,00		Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$f_{bd} = 2,25 * h_1 * h_2 * f_{ctd}$				
$f_{bd} =$	2,69	[MPa]	Adhérence de calcul admissible	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef} =$	600,00	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = p * d * h_{ef} * f_{bd}$				
$F_{t,Rd,p} =$	101,53	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} =$	376,67	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 7,5 [N^{0,5} / mm^{0,5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1,5}$				
$N_{Rk,c}^0 =$	274,14	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} =$	1130,00	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} =$	565,00	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]

$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$		
$N_{Rk,c}^0 = 274,14$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} = 18960,00$ [cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} = 14400,00$ [cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$y_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$		
$y_{A,N} = 0,76$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c = 375,00$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$y_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c/c_{cr,N} \leq 1.0$		
$y_{s,N} = 0,90$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
$y_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$y_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$y_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.4]
$y_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.4]
$g_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 * y_{A,N} * y_{s,N} * y_{ec,N} * y_{re,N} * y_{ucr,N} / g_{Mc}$		
$F_{t,Rd,c} = 86,67$ [kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
FENDAGE DU BETON		
$h_{ef} = 600,00$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$		
$N_{Rk,c}^0 = 551,14$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} = 1200,00$ [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} = 600,00$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} = 20955,00$ [cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} = 14400,00$ [cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$y_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$		
$y_{A,N} = 0,69$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c = 375,00$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$y_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c/c_{cr,N} \leq 1.0$		
$y_{s,N} = 0,89$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$y_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$y_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$y_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$y_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
$y_{h,N} = (h/(2 * h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$		
$y_{h,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
$g_{M,sp} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 * y_{A,N} * y_{s,N} * y_{ec,N} * y_{re,N} * y_{ucr,N} * y_{h,N} / g_{M,sp}$		
$F_{t,Rd,sp} = 155,61$ [kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]
RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION		
$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$		
$F_{t,Rd} = 49,00$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à traction	
FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE		
Moment fléchissant $M_{i,Ed,y}$		
$l_{eff,1} = 156,61$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 187,20$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 24,92$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 0,92$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 1,10$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 147,65$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 87,26$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 98,00$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd,y} = 87,26$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]
Moment fléchissant $M_{i,Ed,z}$		
$l_{eff,1} = 156,61$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 187,20$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 24,92$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 0,92$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]

Moment fléchissant $M_{i,Ed,z}$ $l_{eff,1} = 156,61$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5] $M_{pl,2,Rd} = 1,10$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4] $F_{T,1,Rd} = 147,65$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4] $F_{T,2,Rd} = 87,26$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4] $F_{T,3,Rd} = 98,00$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4] $F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$ $F_{t,pl,Rd,z} = 87,26$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU A LA TRACTION

Moment fléchissant $M_{i,Ed,y}$ $t_{wc} = 11,10$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.3.(8)] $b_{eff,t,wc} = 156,61$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la traction [6.2.6.3.(2)] $A_{vc} = 72,35$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)] $w = 0,96$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.3.(4)] $F_{t,wc,Rd,y} = w b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{vc} / g_{M0}$ $F_{t,wc,Rd,y} = 393,99$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.3.(1)]Moment fléchissant $M_{i,Ed,z}$ $t_{wc} = 11,10$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.3.(8)] $b_{eff,t,wc} = 156,61$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la traction [6.2.6.3.(2)] $A_{vc} = 72,35$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)] $w = 0,96$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.3.(4)] $F_{t,wc,Rd,z} = w b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{vc} / g_{M0}$ $F_{t,wc,Rd,z} = 393,99$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.3.(1)]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

 $F_{T,Rd,y} = \min(F_{t,pl,Rd,y}, F_{t,wc,Rd,y})$ $F_{T,Rd,y} = 87,26$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3] $F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$ $F_{T,Rd,z} = 87,26$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]**CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE** $N_{i,Ed} / N_{i,Rd} \leq 1,0$ (6.24) 0,01 < 1,00 **vérifié** (0,01) $e_y = 500,00$ [mm] Excentricité de l'effort axial [6.2.8.3] $z_{c,y} = 268,45$ [mm] Bras de levier $F_{C,Rd,y}$ [6.2.8.1.(2)] $z_{t,y} = 225,00$ [mm] Bras de levier $F_{T,Rd,y}$ [6.2.8.1.(3)] $M_{i,Rd,y} = 92,98$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3] $M_{i,Ed,y} / M_{i,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23) 0,05 < 1,00 **vérifié** (0,05) $e_z = 500,00$ [mm] Excentricité de l'effort axial [6.2.8.3] $z_{c,z} = 61,05$ [mm] Bras de levier $F_{C,Rd,z}$ [6.2.8.1.(2)] $z_{t,z} = 35,00$ [mm] Bras de levier $F_{T,Rd,z}$ [6.2.8.1.(3)] $M_{i,Rd,z} = 9,55$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3] $M_{i,Ed,z} / M_{i,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23) 0,52 < 1,00 **vérifié** (0,52) $M_{i,Ed,y} / M_{i,Rd,y} + M_{i,Ed,z} / M_{i,Rd,z} \leq 1,0$ 0,58 < 1,00 **vérifié** (0,58)**CISAILLEMENT**

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{i,Ed,y}$ $a_{d,y} = 0,81$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4] $a_{b,y} = 0,81$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4] $k_{1,y} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4] $F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} a_{b,y} f_{up} d t_p / g_{M2}$ $F_{1,vb,Rd,y} = 118,35$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]Cisaillement par l'effort $V_{i,Ed,z}$ $a_{d,z} = 1,29$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4] $a_{b,z} = 1,00$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4] $k_{1,z} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4] $F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} a_{b,z} f_{up} d t_p / g_{M2}$

$F_{1,vb,Rd,z} = 146,00$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]
CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE		
$a_b = 0,37$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 3,14$ [cm ²]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 400,00$ [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$g_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = a_b * f_{ub} * A_{vb} / g_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 37,00$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]
$a_M = 2,00$	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} = 0,15$ [kN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 45,00$ [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$g_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = a_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * g_{Ms})$		
$F_{v,Rd,sm} = 5,62$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]
RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER		
$N_{Rk,c} = 187,20$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,00$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$g_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / g_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 173,33$ [kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]
ECRASEMENT DU BORD DU BETON		
Cisaillement par l'effort $V_{i,Ed,y}$		
$V_{Rk,c,y}^0 = 1126,00$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$y_{A,V,y} = 0,44$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$y_{h,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$y_{s,V,y} = 0,83$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$y_{ec,V,y} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$y_{a,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$y_{ucr,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$g_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * y_{A,V,y} * y_{h,V,y} * y_{s,V,y} * y_{ec,V,y} * y_{a,V,y} * y_{ucr,V,y} / g_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 192,08$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
Cisaillement par l'effort $V_{i,Ed,z}$		
$V_{Rk,c,z}^0 = 608,86$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$y_{A,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$y_{h,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$y_{s,V,z} = 1,00$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$y_{ec,V,z} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$y_{a,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$y_{ucr,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$g_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * y_{A,V,z} * y_{h,V,z} * y_{s,V,z} * y_{ec,V,z} * y_{a,V,z} * y_{ucr,V,z} / g_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,z} = 281,88$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
GLISSEMENT DE LA SEMELLE		
$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 10,00$ [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 3,00$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]
CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON		
$F_{v,Rd,wg,y} = 1,4 * l_w * b_{wy} * f_{ck} / g_c$		
$F_{v,Rd,wg,y} = 630,00$ [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	
$F_{v,Rd,wg,z} = 1,4 * l_w * b_{wz} * f_{ck} / g_c$		
$F_{v,Rd,wg,z} = 315,00$ [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	
CONTROLE DU CISAILLEMENT		
$V_{i,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$		
$V_{i,Rd,y} = 655,49$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{i,Ed,y} / V_{i,Rd,y} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	vérifié (0,02)

$V_{i,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} =$	340,49	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement
$V_{i,Ed,z} / V_{i,Rd,z} \leq 1,0$		0,03 < 1,00	vérifié (0,03)
$V_{i,Ed,y} / V_{i,Rd,y} + V_{i,Ed,z} / V_{i,Rd,z} \leq 1,0$		0,04 < 1,00	vérifié (0,04)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$M_1 =$	0,14	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	8,25	[kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s =$	46,38	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	745,86	[cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$s_d =$	0,70	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$s_g =$	2,20	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$t =$	5,50	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$s_z =$	9,55	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(s_g, t / (0,58), s_z) / (f_{vp}/g_{M0}) \leq 1,0$ (6.1)		0,04 < 1,00	vérifié	(0,04)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$s_\Lambda =$	33,29	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$t_\Lambda =$	33,29	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$t_{vII} =$	3,06	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{i,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$t_{zII} =$	1,88	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$b_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$s_\Lambda / (0,9 \cdot f_u / g_{M2}) \leq 1,0$ (4.1)		0,13 < 1,00	vérifié	(0,13)
$\ddot{O}(s_\Lambda^2 + 3,0(t_{vII}^2 + t_\Lambda^2)) / (f_u / (b_W \cdot g_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)		0,19 < 1,00	vérifié	(0,19)
$\ddot{O}(s_\Lambda^2 + 3,0(t_{zII}^2 + t_\Lambda^2)) / (f_u / (b_W \cdot g_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)		0,02 < 1,00	vérifié	(0,02)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$s_\Lambda =$	3,40	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$t_\Lambda =$	3,40	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$t_{II} =$	6,87	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$s_z =$	13,71	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$b_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(s_\Lambda, t_{II} \cdot \ddot{O}_3, s_z) / (f_u / (b_W \cdot g_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)		0,04 < 1,00	vérifié	(0,04)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$s_\Lambda =$	20,83	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$t_\Lambda =$	20,83	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$t_{II} =$	11,07	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$s_z =$	45,86	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$b_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(s_\Lambda, t_{II} \cdot \ddot{O}_3, s_z) / (f_u / (b_W \cdot g_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)		0,13 < 1,00	vérifié	(0,13)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{i,Ed,y}$


$b_{eff} =$	51,41	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	244,21	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c \cdot \ddot{O}(b_{eff} \cdot l_{eff}) / (1,275 \cdot E)$				
$k_{13,y} =$	13,39	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	156,61	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$m =$	24,92	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0,425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				

$k_{15,y} =$	4,30	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	220,00	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	1,78	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$l_{0,y} =$	0,43		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{i,ini,y} =$	107445,22	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{i,rig,y} =$	469815,50	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{i,ini,y} < S_{i,rig,y}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]
Moment fléchissant $M_{i,Ed,z}$				
$k_{13,z} = E_c \cdot \ddot{O}(A_{c,z}) / (1.275 \cdot E)$				
$k_{13,z} =$	13,39	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	156,61	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$m =$	24,92	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	4,30	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	220,00	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	1,78	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$l_{0,z} =$	2,15		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{i,ini,z} =$	2494,07	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{i,rig,z} =$	18673,06	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{i,ini,z} < S_{i,rig,z}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:**PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION****REMARQUES****Distance du boulon d'ancrage du fût du poteau trop faible.****29,45 [mm] < 30,00 [mm]****Raidisseurs dépassent le contour de la plaque d'assise.****700,00 [mm] > 620,00 [mm]**

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0.58
--	--------------	-------------

VIII.3. Assemblage du pied de potelet



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul du Pied de Poteau articulé

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB
Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Ratio
0,58

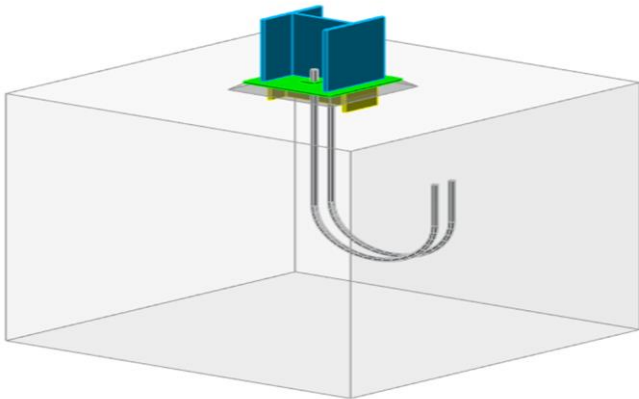


Figure VIII.3 : Vue de l'assemblage du pied de potelet en 3D.

GÉNÉRAL

Assemblage N°: 6
Nom de l'assemblage : Pied de poteau articulé

GÉOMÉTRIE

POTEAU

Profilé: HEA 240			
$L_c =$	11,00	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	230,00	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	240,00	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	7,50	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	12,00	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	21,00	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	76,84	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	7763,18	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: ACIER E24			
$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	250,00	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	300,00	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	10,00	[mm]	Epaisseur
Matériau: ACIER E24			
$f_{ypd} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	6.6	Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	360,00	[MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	600,00	[MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	20,00	[mm] Diamètre du boulon
$A_s =$	2,45	[cm ²] Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3,14	[cm ²] Aire de la section du boulon
$n =$	2	Nombre de rangées des boulons
$e_v =$	75,00	[mm] Entraxe

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	60,00	[mm]
$L_2 =$	640,00	[mm]
$L_3 =$	120,00	[mm]
$L_4 =$	100,00	[mm]

Platine

$l_{wd} =$	50,00	[mm] Longueur
$b_{wd} =$	60,00	[mm] Largeur
$t_{wd} =$	10,00	[mm] Epaisseur

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLÉE

$L =$	900,00	[mm] Longueur de la semelle
$B =$	900,00	[mm] Largeur de la semelle
$H =$	900,00	[mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON25

 $f_{ck} = 25,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression**Mortier de calage** $t_g = 30,00$ [mm] Epaisseur du mortier de calage $f_{ckg} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression $C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton**SOUDURES** $a_p = 4,00$ [mm] Plaque principale du pied de poteau**EFFORTS**

Cas: Calculs manuels

 $N_{j,Ed} = -10,00$ [kN] Effort axial $V_{j,Ed,y} = 10,00$ [kN] Effort tranchant $V_{j,Ed,z} = 10,00$ [kN] Effort tranchant**RÉSULTATS****ZONE COMPRIMÉE****COMPRESSION DU BETON** $f_{cd} = 16,67$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)] $f_j = 33,33$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)] $c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3 \cdot f_j \cdot \gamma_{M0}))}$ $c = 15,33$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)] $b_{eff} = 37,33$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)] $l_{eff} = 270,66$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)] $A_{c0} = 101,04$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)] $A_{c1} = 909,33$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)] $F_{rd} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd}$ $F_{rd} = 505,18$ [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)] $\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)] $f_{jd} = \beta_j \cdot F_{rd} / (b_{eff} \cdot l_{eff})$ $f_{jd} = 33,33$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)] $A_{c,n} = 268,98$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{C,i} * f_{jd}$$

$$F_{c,Rd,n} = 896,61 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton à la compression} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$$N_{j,Rd} = 896,61 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle à l'effort axial} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

CONTRÔLE DE LA RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \text{ (6.24)}$$

$$0,01 < 1,00$$

vérifié

$$(0,01)$$

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$$\alpha_{d,y} = 0,89 \text{ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{b,y} = 0,89 \text{ Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,y} = 2,50 \text{ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = 129,41 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$\alpha_{d,z} = 1,89 \text{ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{b,z} = 1,00 \text{ Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,z} = 2,50 \text{ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 146,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$$\alpha_b = 0,33 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{vb} = 3,14 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du boulon} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 600,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 50,06 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier} \quad [6.2.2.(7)]$$

$\alpha_M = 2,00$	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} = 0,42 \text{ [kN*m]}$	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 45,00 \text{ [mm]}$	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$		
$F_{v,Rd,sm} = 15,71 \text{ [kN]}$	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 161,35 \text{ [kN]}$	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,00$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 149,40 \text{ [kN]}$	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON**Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$**

$V_{Rk,c,y}^0 = 711,56 \text{ [kN]}$	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(i)]
$\psi_{A,V,y} = 0,63$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4.(i)]
$\psi_{h,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(i)]
$\psi_{s,V,y} = 0,89$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(i)]
$\psi_{ec,V,y} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(i)]
$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(i)]
$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(i)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 186,04 \text{ [kN]}$	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 660,44 \text{ [kN]}$	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(i)]
$\psi_{A,V,z} = 0,70$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4.(i)]
$\psi_{h,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(i)]
$\psi_{s,V,z} = 0,91$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(i)]
$\psi_{ec,V,z} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(i)]
$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(i)]
$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(i)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,z} = 194,99 \text{ [kN]}$	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$N_{c,Ed} = 10,00 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de compression} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 3,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au glissement} \quad [6.2.2.(6)]$$

CONTROLE DU CISAILEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 34,42 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,29 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,29)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 34,42 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,29 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,29)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,58 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,58)$$

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$$\sigma_{\perp} = 0,98 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 0,98 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{yII} = 2,65 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,y} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{zII} = 6,07 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,z} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_W = 0,85 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{\perp} / (0,9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1,0 \text{ (4.1)} \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2}))} \leq 1,0 \text{ (4.1)} \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2}))} \leq 1,0 \text{ (4.1)} \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

BOULON D'ANCRAGE AU CISAILEMENT - AVEC BRAS DE LEVER

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,58

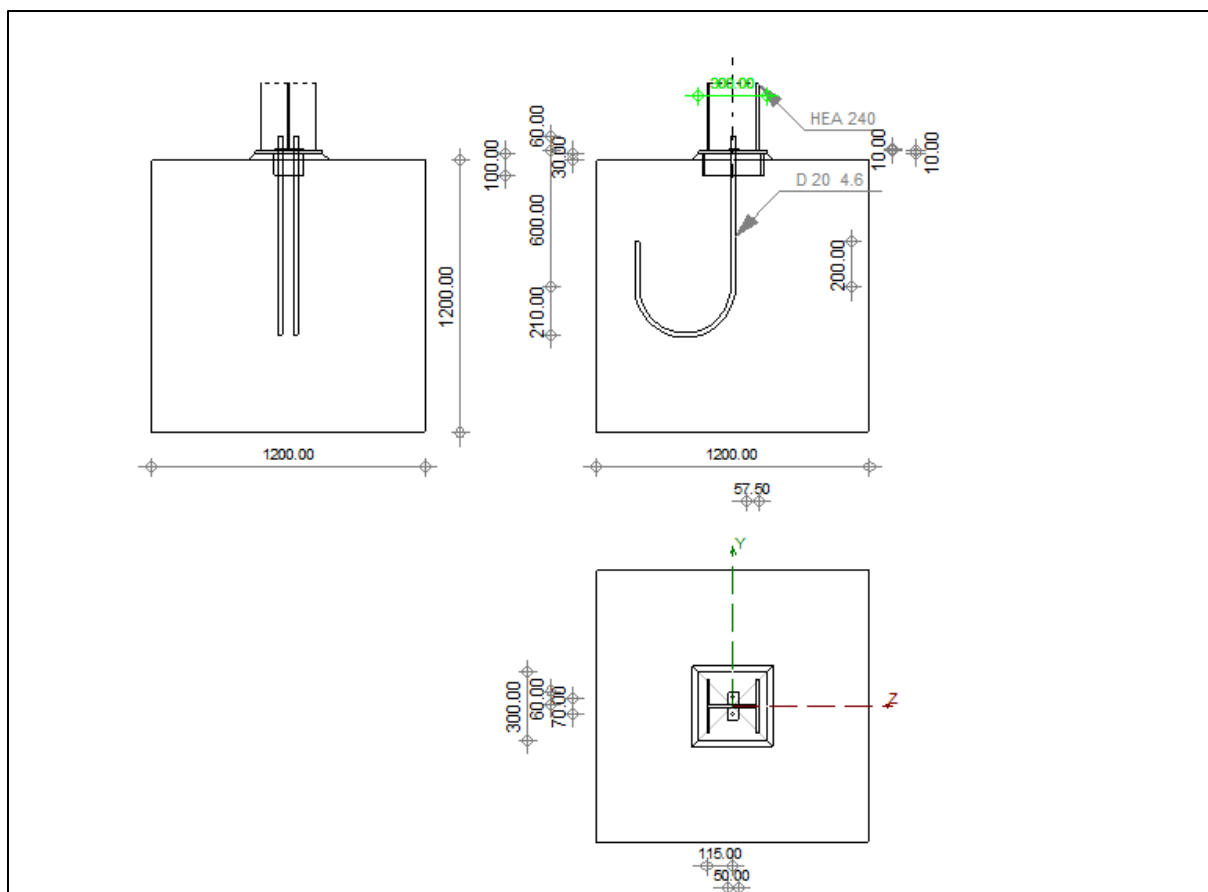
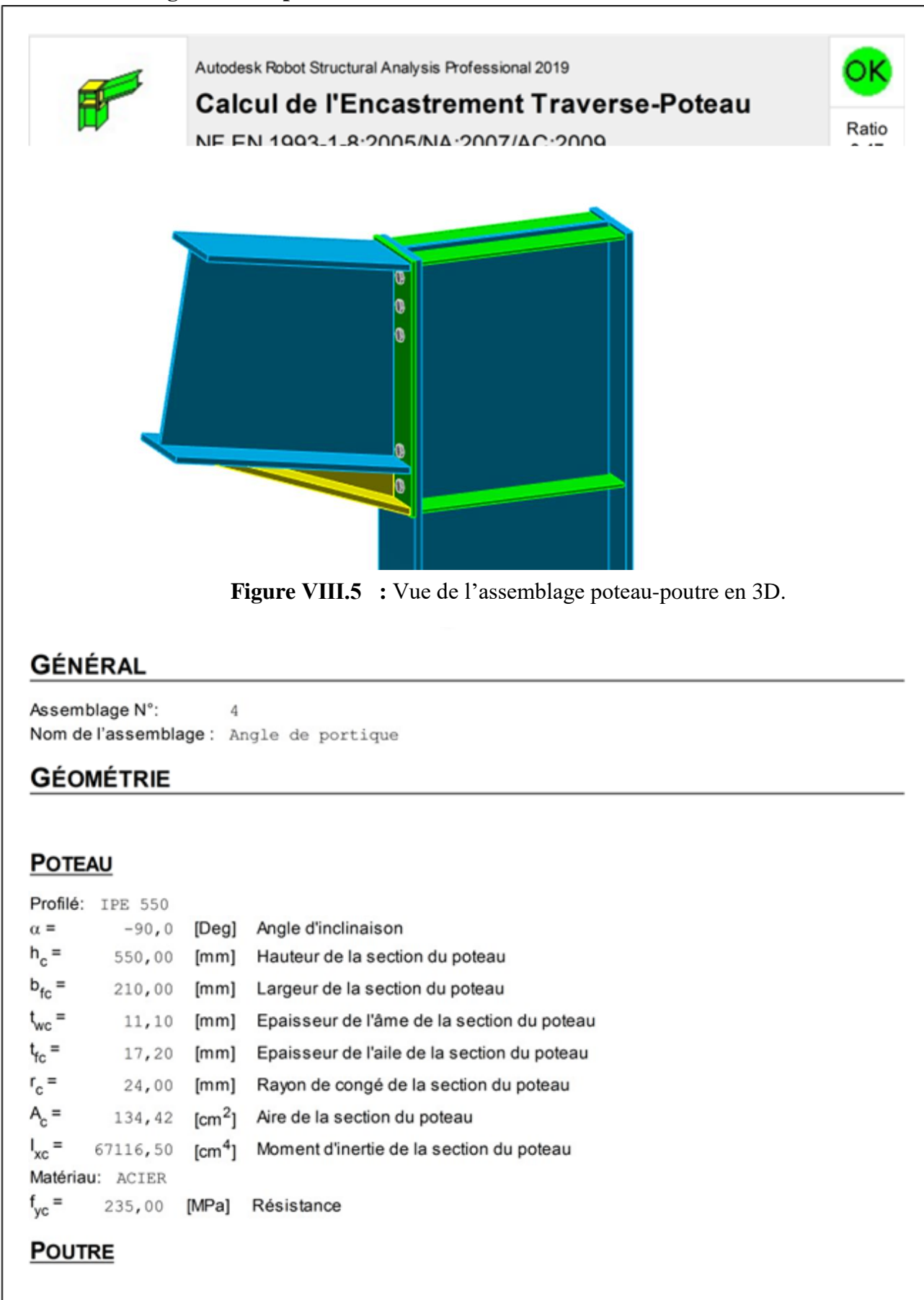


Figure VIII.4: Schéma de l'assemblage du pied de potelet.

VIII.4. Assemblage traverse-poteau



Profilé: IPE 500

$\alpha =$	9,5	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	500,00	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	200,00	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	10,20	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	16,00	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	21,00	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	21,00	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	115,52	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	48198,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER			
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	16,00	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	113,04	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	55,00	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	100,00	[mm]	
Entraxe $p_i =$	70,00; 70,00; 280,00; 85,00	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	620,00	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	220,00	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	10,00	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau: ACIER E24			
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_d =$	200,00	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	16,00	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	100,00	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	10,20	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	500,00	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	20,3	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau: ACIER E24			
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU**Supérieur**

$h_{su} = 515,60$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 99,45$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8,00$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E24

$f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 515,60$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 99,45$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8,00$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E24

$f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 5,00$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 5,00$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 5,00$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5,00$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} = 1,10$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS**Etat limite: ultime**

Cas: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} = 50,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

RÉSULTATS**RÉSISTANCES DE LA POUTRE****FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)**

$W_{plb} = 2194,12$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 515,62$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 2500,49$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 587,61$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 587,61$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 590,31$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 995,43$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 9,5$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 20,3$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 284,45$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 59,87$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,88$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 22,10$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd1} = 2983,91$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 426,00$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1,06$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,76$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd2} = 2277,27$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$$

$F_{c,wb,Rd3} = 940,00$ [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \min(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$F_{c,wb,Rd,low} = 940,00$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

RÉSISTANCES DU POTEAU**PANNEAU D'ÂME EN CISAILLEMENT**

$$M_{b1,Ed} = 50,00 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0,00 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 518,42 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 96,45 \text{ [kN]} \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 72,35 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6]}$$

$$A_{vc} = 72,35 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6]}$$

$$d_s = 592,00 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad [6.2.6.1]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 3,65 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad [6.2.6.1]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 0,79 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion} \quad [6.2.6.1]$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 0,79 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Rd} = 0,9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 898,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,11 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

ÂME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 11,10 \text{ [mm]} \quad \text{Épaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 257,20 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 72,35 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,91 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 0,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 15,91 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 985,76 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 467,60 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,97 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,82 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 7,51 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 873,08 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 873,08 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	25,25	-	55,00	-	70,00	158,65	201,37	158,65	201,37	149,33	151,49	149,33	151,49
2	25,25	-	55,00	-	70,00	158,65	169,75	158,65	169,75	140,00	70,00	70,00	70,00
3	25,25	-	55,00	-	175,00	158,65	169,75	158,65	169,75	350,00	175,00	175,00	175,00
4	25,25	-	55,00	-	182,50	158,65	169,75	158,65	169,75	365,00	182,50	182,50	182,50
5	25,25	-	55,00	-	85,00	158,65	180,94	158,65	180,94	164,33	138,57	138,57	138,57

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	39,24	-	60,00	-	70,00	246,57	303,82	246,57	303,82	193,29	222,83	193,29	222,83
2	39,24	-	60,00	-	70,00	246,57	231,97	231,97	231,97	140,00	70,00	70,00	70,00
3	39,24	-	60,00	-	175,00	246,57	231,97	231,97	231,97	350,00	175,00	175,00	175,00
4	39,24	-	60,00	-	182,50	246,57	231,97	231,97	231,97	365,00	182,50	182,50	182,50
5	39,24	-	60,00	-	85,00	246,57	231,97	231,97	231,97	208,29	158,49	158,49	158,49

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE À LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 113,04$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 132,10$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,fc,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 398,77$	398,77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 147,65$	147,65	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 591,03$	591,03	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 264,20$	264,20	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 898,40$	898,40	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 873,08$	873,08	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 995,43$	995,43	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 940,00$	940,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	147,65	Résistance d'une rangée de boulon

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,fc,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 398,77$	398,77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 138,91$	138,91	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 556,04$	556,04	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 264,20$	264,20	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 898,40 - 147,65$	750,75	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 873,08 - 147,65$	725,43	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 995,43 - 147,65$	847,78	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 940,00 - 147,65$	792,35	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 386,72 - 147,65$	239,07	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 538,74 - 147,65$	391,08	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 175,36 - 147,65$	27,70	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 701,91 - 147,65$	554,26	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	27,70	Résistance d'une rangée de boulon

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,fc,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 398,77$	398,77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 138,91$	138,91	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 556,04$	556,04	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 264,20$	264,20	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 898,40 - 175,36$	723,05	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 873,08 - 175,36$	697,73	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 995,43 - 175,36$	820,08	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 940,00 - 175,36$	764,64	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 401,11 - 27,70$	373,41	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 587,40 - 27,70$	559,70	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 619,40 - 175,36$	444,04	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 849,83 - 175,36$	674,48	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 146,71 - 27,70$	119,01	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 587,26 - 27,70$	559,56	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 280,15 - 175,36$	104,80	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1121,39 - 175,36$	946,03	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	104,80	Résistance d'une rangée de boulon

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 23,69 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,fc,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 398,77$	398,77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 138,91$	138,91	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 556,04$	556,04	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 264,20$	264,20	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 898,40 - 199,04$	699,36	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 873,08 - 199,04$	674,04	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 995,43 - 199,04$	796,39	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 940,00 - 199,04$	740,96	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 452,16 - 23,69$	428,47	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 790,65 - 23,69$	766,96	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 638,37 - 51,39$	586,98	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 893,02 - 51,39$	841,63	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 856,66 - 199,04$	657,62	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1061,09 - 199,04$	862,05	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 214,08 - 23,69$	190,39	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 856,93 - 23,69$	833,24	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 256,00 - 51,39$	204,61	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1024,72 - 51,39$	973,33	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 35,60 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 7,65 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,fc,Rd(5)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 398,77$	398,77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 138,91$	138,91	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 556,04$	556,04	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 264,20$	264,20	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 898,40 - 206,69$	691,71	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 873,08 - 206,69$	666,39	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 995,43 - 206,69$	788,74	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 940,00 - 206,69$	733,31	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 447,65 - 7,65$	440,00	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 730,21 - 7,65$	722,56	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 678,24 - 31,33$	646,91	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 977,30 - 31,33$	945,97	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 848,75 - 59,03$	789,72	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1049,20 - 59,03$	990,16	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1067,05 - 206,69$	860,36	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1166,27 - 206,69$	959,58	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 204,19 - 7,65$	196,55	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 817,34 - 7,65$	809,70	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 12,92 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$$F_{t5,Rd} = 2,77 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)] \text{FRA}$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	553,42	147,65	226,08	398,77	147,65	591,03	226,08	264,20
2	483,42	27,70	226,08	398,77	138,91	556,04	226,08	264,20
3	413,42	23,69	226,08	398,77	138,91	556,04	226,08	264,20
4	133,42	7,65	226,08	398,77	138,91	556,04	226,08	264,20
5	48,42	2,77	226,08	398,77	138,91	556,04	226,08	264,20

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 106,05 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,47 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,47)$$

RÉSISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 94,25 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 42,76 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 51,49 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 41732,79 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp\max} = \tau_{\perp\max} = 26,35 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -23,84 \text{ [MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 0,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp\max}^2 + 3(\tau_{\perp\max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad 52,70 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,14)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad 47,67 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u / \gamma_{M2} \quad 26,35 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

RIGIDITÉ DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{\text{wash}} = 4,00 \text{ [mm]} \quad \text{Épaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{\text{head}} = 12,00 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{\text{nut}} = 16,00 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 49,20 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 5,11 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
1	553,42	2,25	42,48	2,88	0,99	5,47	302,88
2	483,42	1,05	19,91	1,04	0,46	2,24	108,53
3	413,42	2,39	45,13	2,61	0,98	4,05	167,57
4	133,42	2,39	45,13	2,72	1,00	1,33	17,73
5	48,42	2,09	39,42	2,36	0,89	0,43	2,09
					Somme	13,53	598,79

$$k_{\text{eff},j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 442,55 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 3,06 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 72,35 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 442,55 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 6,21 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1/k_1 + 1/k_2 + 1/k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 84270,21 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 84270,21 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 66535,32 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 4158,46 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLATINE D'ABOUT EN TRACTION

REMARQUES

Entraxe des boulons trop grand. $280,00 \text{ [mm]} > 140,00 \text{ [mm]}$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,47

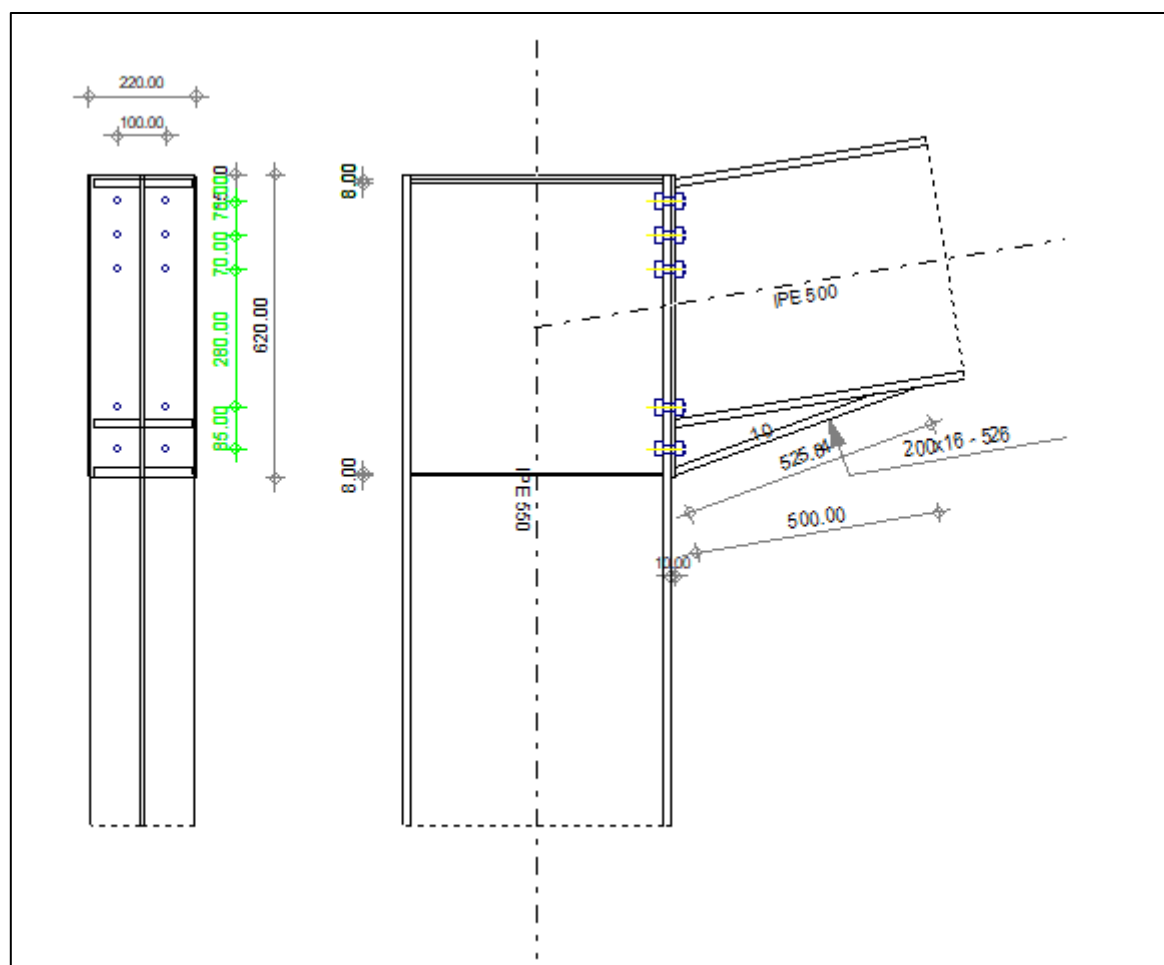


Figure VIII.6 : Schéma de l'assemblage poteau-poutre.

VIII.5. Assemblage poutre-poutre



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

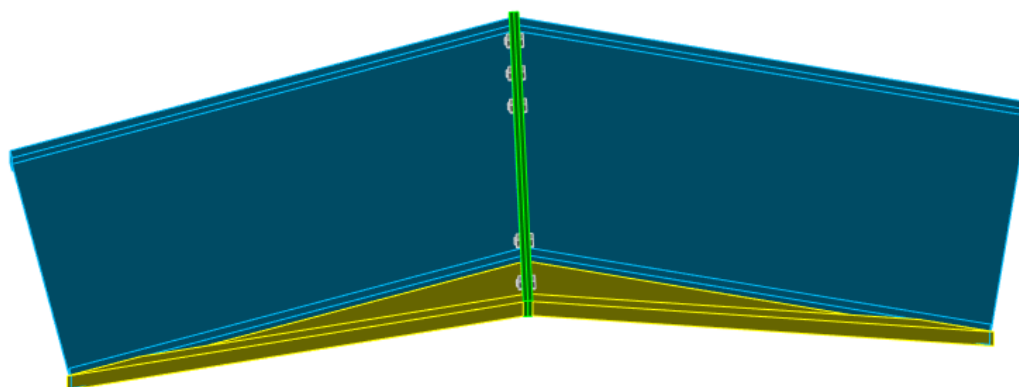
Ratio
0,41

Figure VIII.7 : Vue de l'assemblage poutre-poutre en 3D.

GÉNÉRAL

Assemblage N°: 3
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre

GÉOMÉTRIE**GAUCHE****POUTRE**

Profilé: IPE 500
 $\alpha = -165,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{bl} = 500,00$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbl} = 200,00$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbl} = 10,20$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbl} = 16,00$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{bl} = 21,00$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{bl} = 115,52$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbl} = 48198,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER E24
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé: IPE 500

$\alpha =$	-9,5	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	500,00	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	200,00	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	10,20	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	16,00	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	21,00	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	115,52	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	48198,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER E24			
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	16,00	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	113,04	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	50,00	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	70,00	[mm]	
Entraxe $p_i =$	70,00; 70,00; 290,00; 90,00	[mm]	

PLATINE

$h_{pr} =$	621,20	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	240,00	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	10,00	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau: ACIER E24			
$f_{ypr} =$	235,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_{rd} =$	220,00	[mm]	Largeur de la platine
$t_{frd} =$	16,00	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_{rd} =$	100,00	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} =$	10,20	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_{rd} =$	1000,00	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha_d =$	-6,5	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau: ACIER E24			

$f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 5,00$ [mm] Soudure âme

$a_f = 5,00$ [mm] Soudure semelle

$a_{fd} = 5,00$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} = 50,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

RÉSULTATS

RÉSISTANCES DE LA POUTRE

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 2194,12$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 515,62$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 2573,54$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 604,78$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 604,78$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 595,41$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 1015,74$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta =$	12,2	[Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\gamma =$	6,5	[Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{\text{eff,c,wb}} =$	360,19	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{\text{vb}} =$	59,87	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,82		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{\text{com,Ed}} =$	22,10	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{\text{wc}} =$	1,00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$F_{\text{c,wb,Rd1}} = [\omega k_{\text{wc}} b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M0}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$				
$F_{\text{c,wb,Rd1}} =$	7074,25	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{\text{wb}} =$	426,00	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	1,20		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,70		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$F_{\text{c,wb,Rd2}} = [\omega k_{\text{wc}} \rho b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M1}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$				
$F_{\text{c,wb,Rd2}} =$	4921,45	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{\text{c,wb,Rd3}} = b_b t_b f_{\text{yb}} / (0,8 \gamma_{\text{M0}})$				
$F_{\text{c,wb,Rd3}} =$	940,00	[kN]	Résistance de l'aile du renfort	[6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{\text{c,wb,Rd,low}} = \text{Min} (F_{\text{c,wb,Rd1}}, F_{\text{c,wb,Rd2}}, F_{\text{c,wb,Rd3}})$				
$F_{\text{c,wb,Rd,low}} =$	940,00	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{\text{eff,cp}}$	$l_{\text{eff,nc}}$	$l_{\text{eff,1}}$	$l_{\text{eff,2}}$	$l_{\text{eff,cp,g}}$	$l_{\text{eff,nc,g}}$	$l_{\text{eff,1,g}}$	$l_{\text{eff,2,g}}$
1	24,24	-	85,00	-	70,00	152,32	193,95	152,32	193,95	146,16	127,33	127,33	127,33
2	24,24	-	85,00	-	70,00	152,32	203,22	152,32	203,22	140,00	70,00	70,00	70,00
3	24,24	-	85,00	-	180,00	152,32	203,22	152,32	203,22	360,00	180,00	180,00	180,00
4	24,24	-	85,00	-	190,00	152,32	203,22	152,32	203,22	380,00	190,00	190,00	190,00
5	24,24	-	85,00	-	90,00	152,32	203,22	152,32	203,22	166,16	146,61	146,61	146,61

- m – Distance du boulon de l'âme
 m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
 e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
 e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
 p – Entraxe des boulons
 $l_{eff,cp}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
 $l_{eff,nc}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
 $l_{eff,1}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
 $l_{eff,2}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
 $l_{eff,cp,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
 $l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
 $l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
 $l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE À LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 113,04$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 132,10$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4], [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5], [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,ep,Rd(1)} = 147,65$	147,65	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 365,12$	365,12	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 264,20$	264,20	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 1015,74$	1015,74	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 940,00$	940,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	147,65	Résistance d'une rangée de boulon

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,ep,Rd(2)} = 147,65$	147,65	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 365,12$	365,12	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 264,20$	264,20	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1015,74 - 147,65$	868,09	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 940,00 - 147,65$	792,35	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 191,28 - 147,65$	43,63	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 473,01 - 147,65$	325,35	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t2,Rd} = \text{Min}(F_{t2,Rd,comp})$	43,63	Résistance d'une rangée de boulon

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,ep,Rd(3)} = 147,65$	147,65	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 365,12$	365,12	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 264,20$	264,20	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1015,74 - 191,28$	824,46	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 940,00 - 191,28$	748,72	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 242,34 - 43,63$	198,71	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 599,25 - 43,63$	555,62	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 365,77 - 191,28$	174,48	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 904,47 - 191,28$	713,18	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	147,65	Résistance d'une rangée de boulon

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 110,98 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 37,44 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,ep,Rd(4)} = 147,65$	147,65	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 365,12$	365,12	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 264,20$	264,20	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1015,74 - 228,73$	787,01	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 940,00 - 228,73$	711,27	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 330,90 - 37,44$	293,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 886,89 - 37,44$	849,45	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 426,51 - 81,07$	345,44	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1054,68 - 81,07$	973,61	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 549,94 - 228,73$	321,22	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1359,90 - 228,73$	1131,17	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	147,65	Résistance d'une rangée de boulon

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 35,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 11,81 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,ep,Rd(5)} = 147,65$	147,65	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 365,12$	365,12	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 264,20$	264,20	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1015,74 - 240,54$	775,20	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 940,00 - 240,54$	699,46	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 323,71 - 11,81$	311,90	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 806,86 - 11,81$	795,05	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 488,08 - 49,25$	438,83	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 1238,32 - 49,25$	1189,07	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 568,63 - 92,88$	475,75	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1406,11 - 92,88$	1313,23	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 692,06 - 240,54$	451,52	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1711,33 - 240,54$	1470,79	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t5,Rd} = \min(F_{t5,Rd,comp})$	147,65	Résistance d'une rangée de boulon

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 11,42 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$$F_{t5,Rd} = 3,85 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	563,60	147,65	—	—	147,65	365,12	226,08	264,20
2	493,60	43,63	—	—	147,65	365,12	226,08	264,20
3	423,60	37,44	—	—	147,65	365,12	226,08	264,20
4	133,60	11,81	—	—	147,65	365,12	226,08	264,20
5	43,60	3,85	—	—	147,65	365,12	226,08	264,20

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 122,36 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,41 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,41)$$

RÉSISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	95,74 [cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	43,76 [cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	51,98 [cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	43440,77 [cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp\max} = \tau_{\perp\max} =$	25,79 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-22,88 [MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	0,00 [MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80	Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp\max}^2 + 3*(\tau_{\perp\max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	51,58 < 365,00	vérifié	(0,14)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	45,77 < 365,00	vérifié	(0,13)
$\sigma_{\perp} \leq 0,9*f_u / \gamma_{M2}$	25,79 < 262,80	vérifié	(0,10)

RIGIDITÉ DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4,00 [mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	12,00 [mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	16,00 [mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	48,00 [mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	5,23 [mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
1	563,60	∞	∞	8,04	2,27	12,82	722,33
2	493,60	∞	∞	4,42	1,55	7,67	378,66
3	423,60	∞	∞	9,62	2,51	10,62	449,77
4	133,60	∞	∞	9,62	2,51	3,35	44,74
5	43,60	∞	∞	9,26	2,46	1,07	4,67
					Somme	35,53	1600,17

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 450,43 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 7,89 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 336035,82 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 336035,82 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 207922,86 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 4158,46 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLATINE D'ABOUT EN TRACTION

REMARQUES

Pince du boulon trop grande. $85,00 \text{ [mm]} > 80,00 \text{ [mm]}$

Entraxe des boulons trop grand. $290,00 \text{ [mm]} > 140,00 \text{ [mm]}$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,41

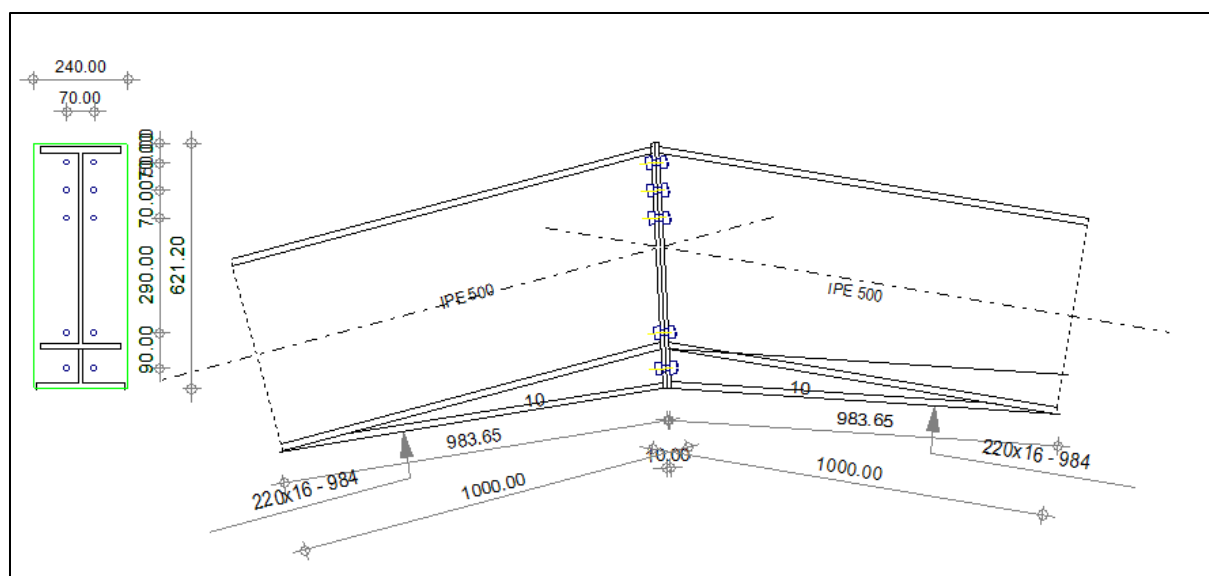


Figure VIII.8 : Schéma de l'assemblage poutre-poutre.

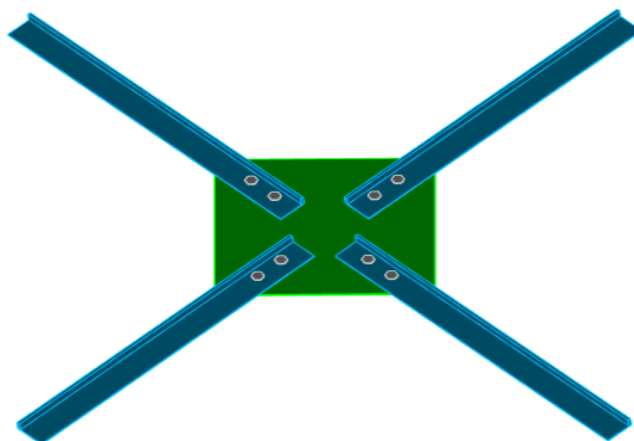
VIII.6. Assemblage poutre au vent



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio
0,12**GÉNÉRAL****Figure VIII.9 : Assemblage contreventement la poutre au vent en 3D.**

Assemblage N°: 8

Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement

GÉOMÉTRIE**BARRES**

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
Profilé:		CAE 60x6	CAE 60x6	CAE 60x6	CAE 60x6		
	h	60,00	60,00	60,00	60,00		mm
	b_f	60,00	60,00	60,00	60,00		mm
	t_w	6,00	6,00	6,00	6,00		mm
	t_f	6,00	6,00	6,00	6,00		mm
	r	8,00	8,00	8,00	8,00		mm
	A	6,91	6,91	6,91	6,91		cm ²
Matériau:		ACIER E24	ACIER E24	ACIER E24	ACIER E24		
	f_y	235,00	235,00	235,00	235,00		MPa
	f_u	365,00	365,00	365,00	365,00		MPa
Angle	α	45,0	45,0	45,0	45,0		Deg

Classe =	8.8		Classe du boulon
d =	12,00	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	13,00	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	0,84	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	1,13	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	550,00	[MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	800,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	2		Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	60,00	[mm]	tion efficace du boulon
e ₁ =	50,00	[mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	25,00	[mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e _c =	70,00	[mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon e l'extrémité de la barre

Classe =	8.8		Classe du boulon
d =	12,00	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	13,00	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	0,84	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	1,13	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	550,00	[MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	800,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	2		Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	60,00	[mm]	tion efficace du boulon
e ₁ =	50,00	[mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	25,00	[mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e _c =	70,00	[mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

l _p =	400,00	[mm]	Longueur de la platine
h _p =	360,00	[mm]	Hauteur de la platine
t _p =	10,00	[mm]	Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 =$	10,00	[mm]	Grugeage
$v_1 =$	10,00	[mm]	Grugeage
$h_2 =$	10,00	[mm]	Grugeage
$v_2 =$	10,00	[mm]	Grugeage
$h_3 =$	10,00	[mm]	Grugeage
$v_3 =$	10,00	[mm]	Grugeage
$h_4 =$	10,00	[mm]	Grugeage
$v_4 =$	10,00	[mm]	Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0,00;0,00)

$e_V = 180,00$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 200,00$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER E24

$f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{b1,Ed} = 10,00$ [kN] Effort axial

$N_{b2,Ed} = 10,00$ [kN] Effort axial

$N_{b3,Ed} = 10,00$ [kN] Effort axial

$N_{b4,Ed} = 10,00$ [kN] Effort axial

RÉSULTATS

BARRE 1

RÉSISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 43,43$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd1x} = 52,56$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bz} = 0,64$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $0,64 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd1z} = 33,69$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_1 = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd2x} = 87,60$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd2z} = 87,60$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

VÉRIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 8,12$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons
 $M_0 = 0,08$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = N_{b1,Ed} * e$
 $F_{NSd} = 5,00$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b1,Ed} / n$
 $F_{MSd} = 1,35$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$
 $F_{x,Ed} = 5,00$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$
 $F_{z,Ed} = 1,35$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$
 $F_{Ed} = 5,18$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
 $F_{Rdx} = 52,56$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
 $F_{Rdz} = 33,69$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 5,00 < 52,56$	vérifié	(0,10)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 1,35 < 33,69$	vérifié	(0,04)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$5,18 < 43,43$	vérifié	(0,12)

VÉRIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_2 = 0,65$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A_{net} = 6,13 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 \cdot t_{f1}$
$N_{u,Rd} = 117,04 \text{ [kN]}$	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_{u1}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 146,15 \text{ [kN]}$	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y1}) / \gamma_{M2}$
$ N_{b1,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ 10,00 < 117,04$	vérifié (0,09)
$ N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 10,00 < 146,15$	vérifié (0,07)

VÉRIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 1,71 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 5,43 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 98,64 \text{ [kN]}$	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv}$		
$ N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 10,00 < 98,64$	vérifié	(0,10)

BARRE 2

RÉSISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 43,43 \text{ [kN]}$	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
---------------------------------	---	---

Pression du boulon sur la barre

Direction x			
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1x} = 52,56 \text{ [kN]}$	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f$	
Direction z			
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 0,64$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,64 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1z} = 33,69 \text{ [kN]}$	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / \gamma_{M2}$	

Pression du boulon sur la platine

Direction x

 $k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd2x} = 87,60$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_1 / \gamma_1$

Direction z

 $k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd2z} = 87,60$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_1 / \gamma_{M2}$
VÉRIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS**cisaillement des boulons**
 $e = 8,12$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

 $M_0 = 0,08$ [kN*m] Moment fléchissant réel

$$M_0 = N_{b2,Ed} \cdot e$$

 $F_{NSd} = 5,00$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$$F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$$

 $F_{MSd} = 1,35$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment

$$F_{MSd} = M_0 \cdot x_{\max} / \sum x_i^2$$

 $F_{x,Ed} = 5,00$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$$F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

 $F_{z,Ed} = 1,35$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$$F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

 $F_{Ed} = 5,18$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

 $F_{Rdx} = 52,56$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

 $F_{Rdz} = 33,69$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

 $|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|5,00| < 52,56$ **vérifié** (0,10)

 $|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|1,35| < 33,69$ **vérifié** (0,04)

 $F_{Ed} \leq F_{vRd}$ $5,18 < 43,43$ **vérifié** (0,12)
VÉRIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS
 $\beta_2 = 0,65$ Coefficient de réduction

[Tableau 3.8]

 $A_{net} = 6,13$ [cm²] Aire de la section nette

$$A_{net} = A - d_0 \cdot t_{f2}$$

 $N_{u,Rd} = 117,04$ [kN] Résistance de calcul de la section nette

$$N_{u,Rd} = (\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_{u2}) / \gamma_{M2}$$

 $N_{pl,Rd} = 146,15$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y2}) / \gamma_{M2}$$

 $|N_{b2,Ed}| \leq N_{u,Rd}$ $|10,00| < 117,04$ **vérifié** (0,09)

 $|N_{b2,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ $|10,00| < 146,15$ **vérifié** (0,07)

VÉRIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 1,71 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 5,43 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 98,64 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv}$

$|N_{b2,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |10,00| < 98,64 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$

BARRE 3**RÉSISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 43,43 \text{ [kN]}$ Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$

$F_{b,Rd1x} = 52,56 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_1$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$

$\alpha_{bz} = 0,64$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,64 > 0,00 \quad \text{vérifié}$

$F_{b,Rd1z} = 33,69 \text{ [kN]}$ Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_1 / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$

$F_{b,Rd2x} = 87,60 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_1 / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$

$$F_{b,Rd2z} = 87,60 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_1 / \gamma_{M2}$$

VÉRIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 8,12 \text{ [mm]}$ Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = 0,08 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$ Moment fléchissant réel

$$M_0 = N_{b3,Ed} \cdot e$$

$F_{NSd} = 5,00 \text{ [kN]}$ Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$$F_{NSd} = N_{b3,Ed} / n$$

$F_{MSd} = 1,35 \text{ [kN]}$ Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment

$$F_{MSd} = M_0 \cdot x_{\max} / \sum x_i^2$$

$F_{x,Ed} = 5,00 \text{ [kN]}$ Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$$F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

$F_{z,Ed} = 1,35 \text{ [kN]}$ Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$$F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

$F_{Ed} = 5,18 \text{ [kN]}$ Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$F_{Rdx} = 52,56 \text{ [kN]}$ Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$F_{Rdz} = 33,69 \text{ [kN]}$ Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |5,00| < 52,56 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |1,35| < 33,69 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

$$F_{Ed} \leq F_{vRd} \quad 5,18 < 43,43 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

VÉRIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_2 = 0,65$ Coefficient de réduction

[Tableau 3.8]

$A_{net} = 6,13 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section nette

$$A_{net} = A - d_0 \cdot t_{f3}$$

$N_{u,Rd} = 117,04 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul de la section nette

$$N_{u,Rd} = (\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_{u3}) / \gamma_{M2}$$

$N_{pl,Rd} = 146,15 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = (0,9 \cdot A \cdot f_{y3}) / \gamma_{M2}$$

$$|N_{b3,Ed}| \leq N_{u,Rd} \quad |10,00| < 117,04 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

$$|N_{b3,Ed}| \leq N_{pl,Rd} \quad |10,00| < 146,15 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

VÉRIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 1,71 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 5,43 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 98,64 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv}$

$$|N_{b3,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |10,00| < 98,64 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

BARRE 4

RÉSISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 43,43 \text{ [kN]}$ Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd1x} = 52,56$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bz} = 0,64$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $0,64 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd1z} = 33,69$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_1 = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd2x} = 87,60$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd2z} = 87,60$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

VÉRIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 8,12$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons
 $M_0 = 0,08$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = N_{b4,Ed} * e$
 $F_{NSd} = 5,00$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$
 $F_{MSd} = 1,35$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$
 $F_{x,Ed} = 5,00$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$
 $F_{z,Ed} = 1,35$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$
 $F_{Ed} = 5,18$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
 $F_{Rdx} = 52,56$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
 $F_{Rdz} = 33,69$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 5,00 < 52,56$	vérifié	(0,10)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 1,35 < 33,69$	vérifié	(0,04)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$5,18 < 43,43$	vérifié	(0,12)

VÉRIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_2 =$	0,65	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A_{net} =$	6,13 [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 \cdot t_{f4}$
$N_{u,Rd} =$	117,04 [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_{u4}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$	146,15 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y4}) / \gamma_{M2}$
$ N_{b4,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ 10,00 < 117,04$	vérifié	(0,09)
$ N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 10,00 < 146,15$	vérifié	(0,07)

VÉRIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 1,71 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 5,43 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 98,64 \text{ [kN]}$	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv}$		
$ N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 10,00 < 98,64$	vérifié	(0,10)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,12

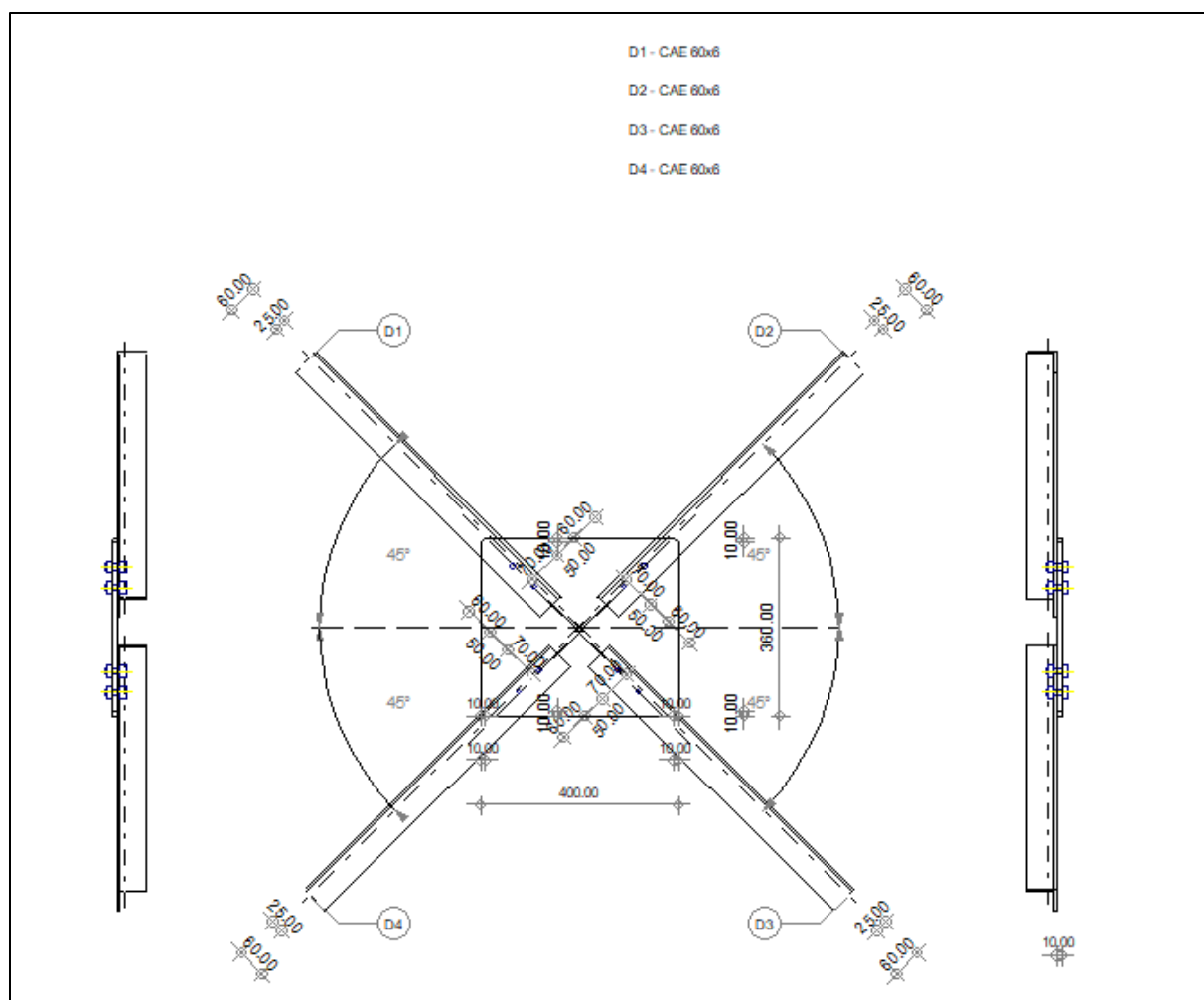


Figure VIII.10 : Schéma de l'assemblage de la poutre au vent.

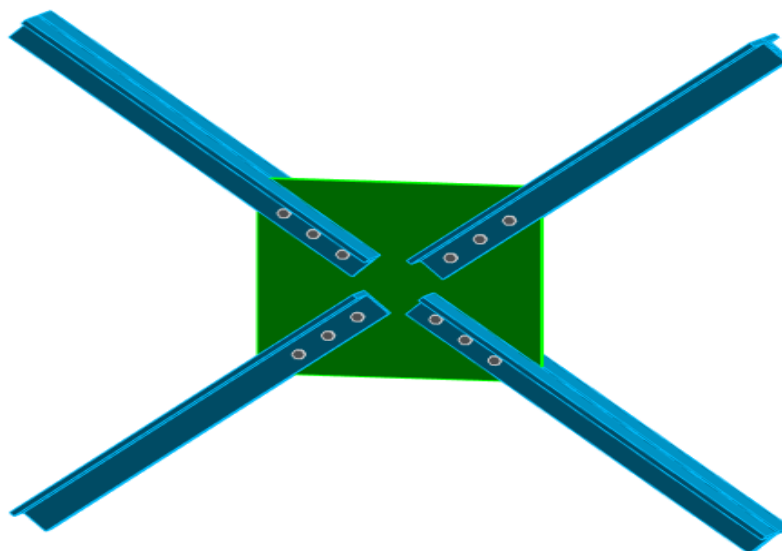
VIII.7. Assemblage palée de stabilité



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio
0,06**GÉNÉRAL** Figure VIII.11 : Vue de l'assemblage de palée de stabilité en 3D.

Assemblage N°: 7

Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement

GÉOMÉTRIE**BARRES**

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
Profilé:		2 CAE60x10	2 CAE60x10	2 CAE60x10	2 CAE60x10		
	h	60,00	60,00	60,00	60,00		mm
	b_f	60,00	60,00	60,00	60,00		mm
	t_w	10,00	10,00	10,00	10,00		mm
	t_f	10,00	10,00	10,00	10,00		mm
	r	12,00	12,00	12,00	12,00		mm
	A	22,30	22,30	22,30	22,30		cm ²
Matériau:		ACIER E24	ACIER E24	ACIER E24	ACIER E24		
	f_y	235,00	235,00	235,00	235,00		MPa
	f_u	365,00	365,00	365,00	365,00		MPa
Angle	α	42,0	42,0	42,0	42,0		Deg

BOULONS**Barre 1**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8		Classe du boulon
d =	10,00	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	11,00	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	0,58	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	0,79	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	550,00	[MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	800,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3		Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	60,00; 60,00 [mm]		
e ₁ =	40,00	[mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	35,00	[mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e _c =	55,00	[mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8		Classe du boulon
d =	10,00	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	11,00	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	0,58	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	0,79	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	550,00	[MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	800,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3		Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	60,00; 60,00 [mm]		
e ₁ =	40,00	[mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	35,00	[mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e _c =	55,00	[mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8		Classe du boulon
d =	10,00	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	11,00	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	0,58	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	0,79	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	550,00	[MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	800,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3		Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	60,00; 60,00	[mm]	
e ₁ =	40,00	[mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	35,00	[mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e _c =	55,00	[mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8		Classe du boulon
d =	10,00	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	11,00	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	0,58	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	0,79	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	550,00	[MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	800,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3		Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	60,00; 60,00	[mm]	
e ₁ =	40,00	[mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	35,00	[mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e _c =	55,00	[mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

l _p =	430,00	[mm]	Longueur de la platine
h _p =	400,00	[mm]	Hauteur de la platine
t _p =	10,00	[mm]	Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 =$	10,00	[mm]	Grugeage
$v_1 =$	0,00	[mm]	Grugeage
$h_2 =$	10,00	[mm]	Grugeage
$v_2 =$	10,00	[mm]	Grugeage
$h_3 =$	10,00	[mm]	Grugeage
$v_3 =$	10,00	[mm]	Grugeage
$h_4 =$	10,00	[mm]	Grugeage
$v_4 =$	10,00	[mm]	Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres $(-0,06; 0,06)$

$e_V = 200,00$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 215,00$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER E24

$f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{b1,Ed} = 10,00$ [kN] Effort axial

$N_{b2,Ed} = 10,00$ [kN] Effort axial

$N_{b3,Ed} = 10,00$ [kN] Effort axial

$N_{b4,Ed} = 10,00$ [kN] Effort axial

RÉSULTATS

BARRE 1

RÉSISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 60,32$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd1x} = 146,00$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d^*$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bz} = 0,76$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $0,76 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd1z} = 110,61$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d^* t_1 / M_2$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_1 = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd2x} = 73,00$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_b * f_u * d^* t_1 / \gamma_1$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd2z} = 73,00$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d^* t_1 / M_2$

VÉRIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS**cisaillement des boulons**

$e = 16,74$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = 0,17$ [kN*m] Moment fléchissant réel

$F_{NSd} = 3,33$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$F_{MSd} = 1,39$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment

$F_{x,Ed} = 3,33$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{z,Ed} = 1,39$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$F_{Ed} = 3,61$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 73,00$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$F_{Rdz} = 73,00$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$M_0 = N_{b1,Ed} * e$$

$$F_{NSd} = N_{b1,Ed} / n$$

$$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$$

$$F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

$$F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 3,33 < 73,00$	vérifié	(0,05)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 1,39 < 73,00$	vérifié	(0,02)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$3,61 < 60,32$	vérifié	(0,06)

VÉRIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 =$	0,70	Coefficient de réduction		[Tableau 3.8]
$A =$	11,15 [cm ²]	Aire de la section transversale de la cornière		
$A_{net} =$	10,05 [cm ²]	Aire de la section nette		$A_{net} = A - d_0 \cdot t_f$
$N_{u,Rd} =$	205,42 [kN]	Résistance de calcul de la section nette		$N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{u1}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$	235,82 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		$N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y1}) / \gamma_{M2}$
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq N_{u,Rd}$		$ 5,00 < 205,42$	vérifié	(0,02)
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$		$ 5,00 < 235,82$	vérifié	(0,02)

VÉRIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 1,95 [\text{cm}^2]$	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 13,25 [\text{cm}^2]$	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 208,24 [\text{kN}]$	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv}$		
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 5,00 < 208,24$	vérifié	(0,02)

BARRE 2**RÉSISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 60,32 \text{ [kN]}$	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
---------------------------------	---	---

Pression du boulon sur la barre

Direction x		
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 146,00 \text{ [kN]}$	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f$
Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,76$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,76 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 110,61 \text{ [kN]}$	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

 $k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd2x} = 73,00$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_1 / \gamma_1$

Direction z

 $k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd2z} = 73,00$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_1 / \gamma_{M2}$
VÉRIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS**cisaillement des boulons**
 $e = 16,74$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

 $M_0 = 0,17$ [kN*m] Moment fléchissant réel

$$M_0 = N_{b2,Ed} \cdot e$$

 $F_{NSd} = 3,33$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$$F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$$

 $F_{MSd} = 1,39$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment

$$F_{MSd} = M_0 \cdot x_{\max} / \sum x_i^2$$

 $F_{x,Ed} = 3,33$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$$F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

 $F_{z,Ed} = 1,39$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$$F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

 $F_{Ed} = 3,61$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

 $F_{Rdx} = 73,00$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

 $F_{Rdz} = 73,00$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

 $|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|3,33| < 73,00$ **vérifié** (0,05)

 $|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|1,39| < 73,00$ **vérifié** (0,02)

 $F_{Ed} \leq F_{vRd}$ $3,61 < 60,32$ **vérifié** (0,06)
VÉRIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS
 $\beta_3 = 0,70$ Coefficient de réduction

[Tableau 3.8]

 $A = 11,15$ [cm²] Aire de la section transversale de la cornière

 $A_{net} = 10,05$ [cm²] Aire de la section nette

$$A_{net} = A - d_0 \cdot t_f$$

 $N_{u,Rd} = 205,42$ [kN] Résistance de calcul de la section nette

$$N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{u2}) / \gamma_{M2}$$

 $N_{pl,Rd} = 235,82$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y2}) / \gamma_{M2}$$

 $|0.5 \cdot N_{b2,Ed}| \leq N_{u,Rd}$ $|5,00| < 205,42$ **vérifié** (0,02)

 $|0.5 \cdot N_{b2,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ $|5,00| < 235,82$ **vérifié** (0,02)

VÉRIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 1,95 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 13,25 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 208,24 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_n$

$|0.5 \cdot N_{b2,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |5,00| < 208,24 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$

BARRE 3**RÉSISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 60,32 \text{ [kN]}$ Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$

$F_{b,Rd1x} = 146,00 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$

$\alpha_{bz} = 0,76$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,76 > 0,00 \quad \text{vérifié}$

$F_{b,Rd1z} = 110,61 \text{ [kN]}$ Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_1 / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$

$F_{b,Rd2x} = 73,00 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_1 / \gamma_1$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0,0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 73,00$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_1 / \gamma_{M2}$

VÉRIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 16,74$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 = 0,17$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b3,Ed} \cdot e$
$F_{NSd} = 3,33$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b3,Ed} / n$
$F_{MSd} = 1,39$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} = 3,33$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 1,39$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 3,61$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 73,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 73,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 3,33 < 73,00$	vérifié (0,05)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 1,39 < 73,00$	vérifié (0,02)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$3,61 < 60,32$	vérifié (0,06)

VÉRIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 = 0,70$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A = 11,15$ [cm ²]	Aire de la section transversale de la cornière	
$A_{net} = 10,05$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 \cdot t_{f3}$
$N_{u,Rd} = 205,42$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{u3}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 235,82$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0,9 \cdot A \cdot f_{y3}) / \gamma_{M2}$
$ 0,5 \cdot N_{b3,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ 5,00 < 205,42$	vérifié (0,02)
$ 0,5 \cdot N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 5,00 < 235,82$	vérifié (0,02)

VÉRIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 1,95$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 13,25$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 208,24$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv}$
$ 0,5 \cdot N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 5,00 < 208,24$	vérifié (0,02)

BARRE 4

RÉSISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 60,32$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
-------------------------	---	---

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 1,00 \quad \text{Coefficient dépendant de l'espacement des boulons } \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 146,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou } F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,76 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,76 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 110,61 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale } F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_l / M_2$$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 1,00 \quad \text{Coefficient dépendant de l'espacement des boulons } \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 73,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou } F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_l / M_2$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 73,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale } F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_l / M_2$$

VÉRIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS**cisaillement des boulons**

$e = 16,74$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 = 0,17$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b4,Ed} * e$
$F_{NSd} = 3,33$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$
$F_{MSd} = 1,39$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} = 3,33$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 1,39$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 3,61$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 73,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 73,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 3,33 < 73,00$	vérifié (0,05)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 1,39 < 73,00$	vérifié (0,02)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$3,61 < 60,32$	vérifié (0,06)

VÉRIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 = 0,70$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A = 11,15$ [cm ²]	Aire de la section transversale de la cornière	
$A_{net} = 10,05$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 * t_{f4}$
$N_{u,Rd} = 205,42$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u4}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 235,82$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y4}) / \gamma_{M2}$
$ 0.5 * N_{b4,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ 5,00 < 205,42$	vérifié (0,02)
$ 0.5 * N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 5,00 < 235,82$	vérifié (0,02)

VÉRIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 1,95$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 13,25$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 208,24$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv}$
$ 0.5 * N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 5,00 < 208,24$	vérifié (0,02)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,06

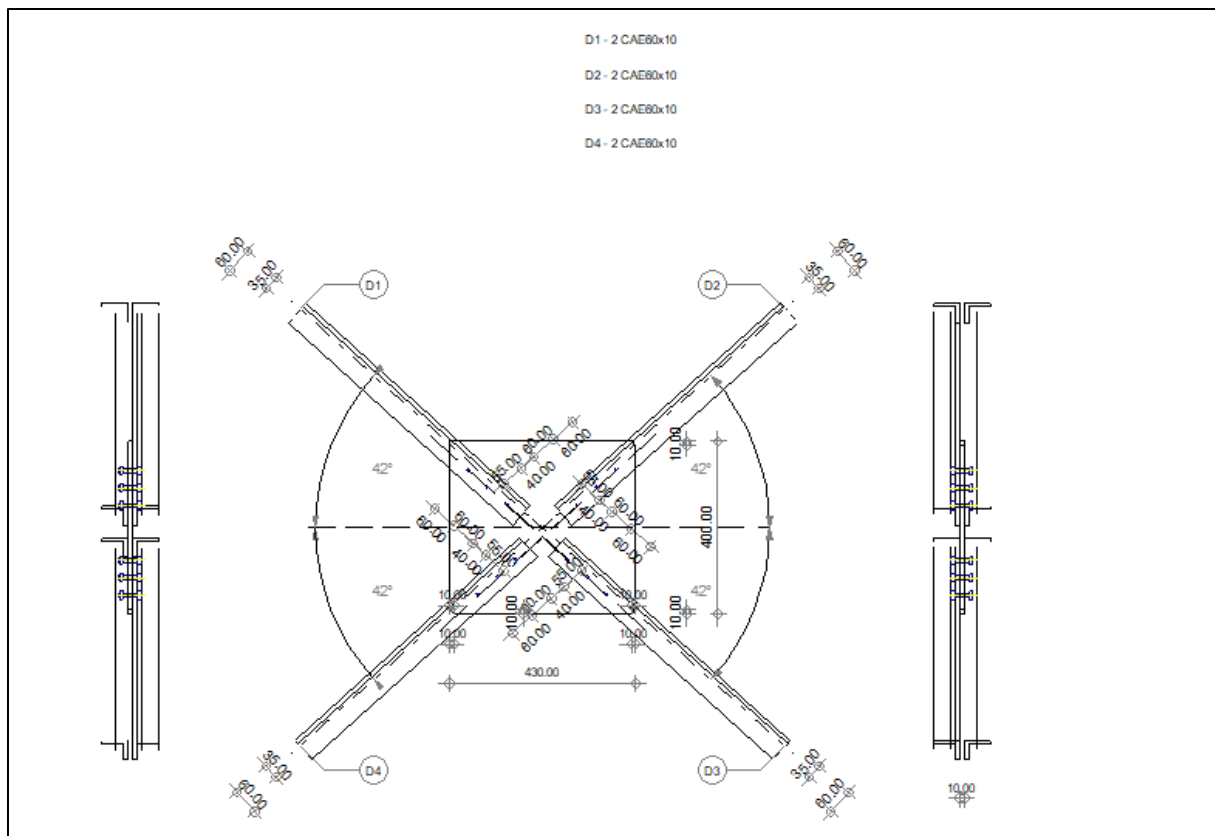


Figure VIII.12 : Schéma de l'assemblage de palée de stabilité.

Chapitre IX

Etude des fondations

IX.1. Introduction

Les fondations sont les éléments sous lesquelles la structure est bâtie, qui sont en contact avec le sol. Elles ont pour but :

- ✓ Reporter les charges provenant de la superstructure à un niveau de sol convenable, en fonction de la nature du terrain. Il en résulte que :
 - a. Si ce niveau de la surface libre du terrain, on dit que l'on a une fondation superficielle.
 - b. Si ce niveau est très profond, on a une fondation profonde.
- ✓ Répartir les charges de sorte que la pression sur le sol soit inférieure à la limite de résistance admissible ($\sigma_{sol} \leq \bar{\sigma}_{sol}$).

Les massifs des fondations doivent être en équilibre sous l'action de toutes les forces (verticales, horizontales) qui s'exercent sur la superstructure.

Lorsque les fondations supportent une structure qui n'est pas en béton armé (**en construction métallique**), il est admis de les vérifier pour les sollicitations pondérées en application des règles de calcul propre aux matériaux de la structure, sous réserve que les sollicitations les plus défavorables pour les fondations aient été examinées.

IX.2. Pré-dimensionnement des fondations

On fait le pré-dimensionnement des fondations, on prend en considération la semelle du poteau le plus sollicité suivant le (RPA99/2003) et le (BAEL91/99) sous les combinaisons de charges suivantes :

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$

Et aussi, selon le rapport d'étude de sol rédigé par le laboratoire de géotechnique et de contrôle [GEOSAT] qui a mené aux résultats :

- Des modes de fondations sur simples semelles isolées peuvent être envisagés ;

- L'ancrage minimal sera de 1.50m, profondeur compté à partir de la cote de terrassement ;
- La valeur minimale de la contrainte admissible enregistrée est de **2.24bars**

$$(\bar{\sigma}_{sol} = 2.24bar = 224KN/m^2).$$

Les charges à considérer sont les efforts revenant au poteau le plus sollicité en tenant compte de poids propre des matériaux.

Tableau IX.1 : Charges à considérés.

	$N_{sd}(KN)$	$M_{sd}(KN.m)$
ELU	148.27	248.41
ELS	46.31	73.44

IX.3. Dimensionnement de la semelle

IX.3.1. Détermination de A et B

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = \frac{a}{b} \times B \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b \cdot N_{sd}}{a \cdot \sigma_{sol}}} \\ B = \frac{b}{a} \times A \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a \cdot N_{sd}}{b \cdot \sigma_{sol}}} \end{cases}$$

[BAEL91/99]

$$\sigma_{max} = \frac{N_{sd}}{A \times B} \text{ d'ou: } A \times B \geq \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{N_{sd}}{\sigma_{max}} = \frac{148.27}{224} = 154.45 < \sigma_{sol} = 224KN/m^2 \text{ vérifiée}$$

Nous avons :

$$\begin{cases} a = 30cm \\ b = 62cm \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} B = 1.2m \\ A = 0.8m \end{cases}$$

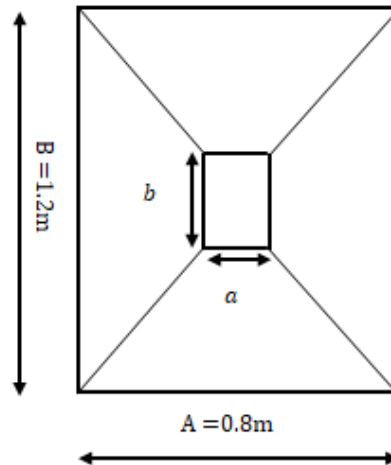


Figure IX.1 : Dimensions de la semelle.

On opte pour une semelle isolée de (1.2m × 0.8 m).

IX.3.2. déterminer la hauteur de la semelle

$$h = d + 5\text{cm}$$

Avec :

$$d \geq \max \left[\frac{B - b}{4}; \frac{A - a}{4} \right]$$

$$d \geq \max \left[\frac{1.2 - 0.62}{4}; \frac{0.8 - 0.3}{4} \right] = \max[0.145; 0.125]$$

$$d = 0.25\text{m}$$

Donc :

$$h = 25 + 5 = 30\text{cm}$$

IX.3.3. Calcul du ferrailage

- A L'ELU:

$$N_u = \sigma_{sol} \times A \cdot B = 224 \times 0.8 \times 1.2 = 215.04\text{KN}$$

$$A_u = \frac{N_u(B - b)/2}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}} \text{ Avec: } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83\text{MPa}$$

$$A_u = \frac{215.04 \times (120 - 62)}{8 \times 34.78} = 1.79\text{cm}^2$$

- A L'ELS :

$$A_s = \frac{N_s(A - a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}} \text{ Avec: } \sigma_{st} = \min\left(\frac{3}{2}f_e; 110\sqrt{n \cdot f_{c28}}\right) = 201.63 \text{ MPA}$$

$$A_s = \frac{215.04 \times (80 - 30)}{8 \times 25 \times 20.16} = 2.68 \text{ cm}^2$$

IX.3.4. Condition de non fragilité

$$A_{st} < 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1200 \times 250 \times 2.1}{400} = 3.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3.62 \text{ cm}^2$$

On opte pour un ferrailage de :

$$A_{St} = 6.79 \text{ cm}^2 \rightarrow 6HA12$$

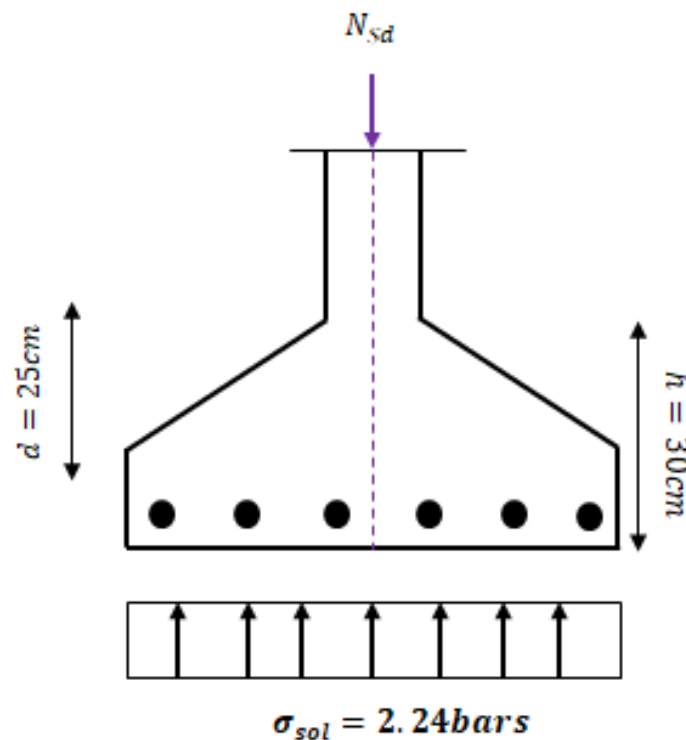


Figure IX.2 : Ferrailage de la semelle

IX.4. Etude 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.

IX.4.1. Dimensionnement des longrines

D'après le règlement parasismique Algérien (RPA99/2003) ; on doit dimensionner les longrines de telle façon à ne pas dépasser la section minimale qui est de (25×30cm).

IX.4.2. Calcul du ferrailage

Les longrines ont pour rôle la solidarisation des fondations de l'ouvrage, elles doivent être calculées pour résister à la traction sous une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$\alpha = 10$ (site S3, zone IIb).

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

- AL'ELU:

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{148.27}{10} = 14.82 \geq 20KN$$

- AL'ELS:

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{46.52}{10} = 4.65KN < 20KN$$

D'où : $F = \max(14.82KN; 4.65KN; 20KN) \rightarrow F = 20KN$

IX.4.2.1. Armatures longitudinales en traction simple

$$A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{20}{34.83} = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{20}{20.16} = 0.99 \text{ cm}^2$$

Le RPA99/2003 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0.6\% . B . H$$

$$A_{min} = 0.006 \times (25 \times 30) = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max(0.57 \text{ cm}^2; 0.99 \text{ cm}^2; 4.5 \text{ cm}^2) = 4.5 \text{ cm}^2$$

On opte pour un ferrailage de $A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2 = 4HA12$.

IX.4.2.2. Condition de non fragilité

Pour qu'une section en béton armée soumise à la traction ou à la flexion soit considérée comme non fragile, la relation suivante doit être vérifiée :

$$A_{st} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 25 \times 2.1}{400} = 0.75 \text{ cm}^2$$

IX.4.2.3. Calcul des armatures transversales

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_{min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; \varphi_{min}; \frac{250}{10}\right) = \min(8.5; 10; 25)$$

$$\varphi_t = 8 \text{ mm}$$

Alors on prend :

$$\varphi_t = 8 \text{ mm}$$

IX.4.2.4. Calcul d'espacement des cadres

Le RPA exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20cm; 15\varphi_t) \rightarrow S_t \leq (20cm; 12cm) \rightarrow S_t = 10cm$$

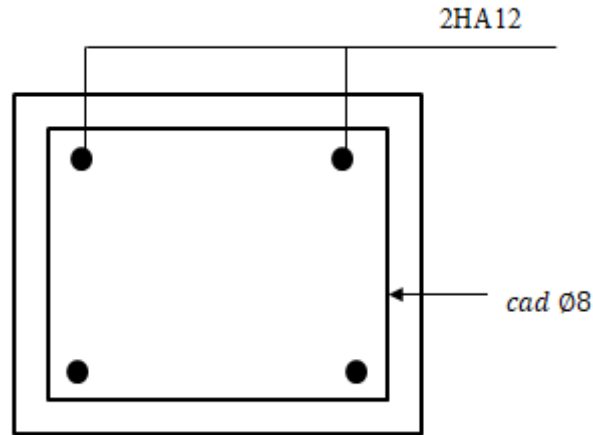


Figure IX.3 : Ferrailage des longrines.

Remarque :

Le RPA exige de calculer les longrines comme des éléments travaillant en traction, à cette effet il faut mettre un appui (des plots).

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet m'a permis d'acquérir plus de connaissances dans ce domaine qui est vaste, et il m'a permis d'élargir mes informations théoriques acquises durant ces années d'étude et les mettre en œuvre, notamment en faisant le calcul de ce modèle de structure métallique, tout en respectant les normes et les règlements techniques de notre pays.

Au cours de cette étude, l'étude d'un hangar métallique à usage de stockage (situé à HAMMADI wilaya de Boumerdes), j'ai pu parvenir à tirer ces conclusions :

- ✓ L'effet du vent sur les structures métallique est plus défavorable que le séisme, néanmoins elle n'est pas négligeable,
- ✓ Le pré-dimensionnement et le dimensionnement des sections de profilés des éléments composants la structure est très importante pour la bonne stabilité de la construction,
- ✓ La disposition des contreventements joue un rôle dans le comportement global de la structure,
- ✓ Procéder à l'utilisation des logiciel tel que 'ROBOT' nous permet de visionner les structures en 3D ce qui nous approche de la réalité,
- ✓ La réalisation des assemblages offre une connexion et une résistance entre les éléments de la structure,
- ✓ L'acier est un matériau qui peut remplacer le béton dans les structures à grandes portées, et qui offre une excellente rigidité.

Ce travail m'a permis d'utiliser mes connaissances modestes en génie civil, et m'a pousser à frapper toutes les portes afin de mettre mes connaissances en cas pratique malgré toutes les hindrances rencontrées au cours de ce projet.

En dernier, ce projet fut ma première expérience avant d'entamer la vie professionnel dans un avenir proche InSh'Allah et que seule une volonté acharné et un travail pénible m'aidera à exaucer mes objectifs.

Bibliographie

Bibliographie

▪ **Règlements**

1. Charges permanentes et charges d'exploitation « D.T.R-B.C-2.2 ».
2. Règles neige et vent « RNV2013, D.T.R-B.C-2-4.7 ».
3. Règles de calcul des structures en acier « EC3.ENV 1993-1-1 Eurocode 3 ».
4. Règlement parasismique algérien « RPA99/2003, D.T.R-B.C-2.48 ».
5. Béton armé aux états limites ultimes « BAEL 99/99 ».
6. Règles de calcul des fondations superficielles « D.T.R-B.C-13.12 ».

▪ **Ouvrages**

Livre du professeur Mr.Dahmani Lahlou « Calcul des éléments de constructions métalliques selon l'EUROCODE 3 ».

▪ **Logiciel**

ROBOT « Autodesk ROBOT structural Analyses Professional 2019 ».

Annexes

ANNEXE 1

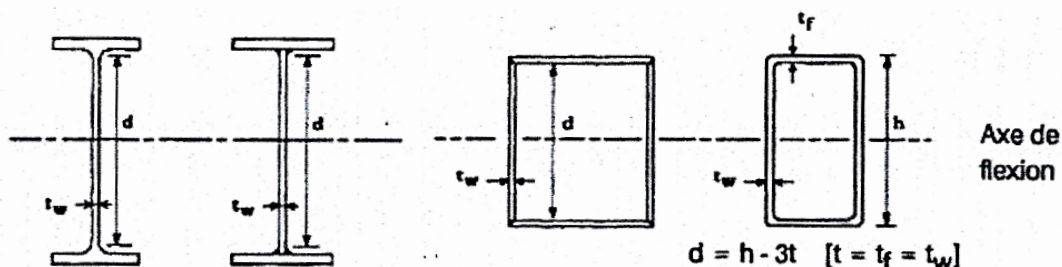
Catégorie de terrain	K_T	$z_0(m)$	$z_{\min}(m)$	ε
0 mer, ou zone côtière exposée aux vents de mer.	0.156	0.003	1	0.38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tout obstacle.	0.170	0.01	1	0.44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins de 20 fois leur hauteur.	0.190	0.05	2	0.52
III Zones à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus de 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0.215	0.3	5	0.61
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0.234	1	10	0.67

ANNEXE 02

Tableau 5.3.1
(Feuille 1)

Rapports largeur maximaux pour parois comprimées

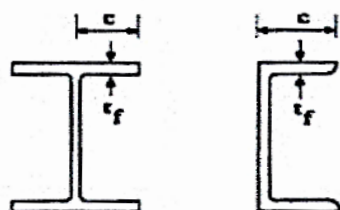
(a) Ames : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)



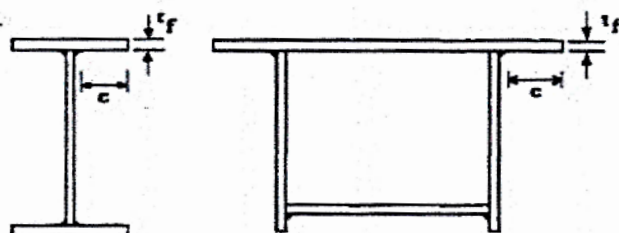
Classe	Ame fléchie	Ame comprimée	Ame en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \varepsilon$	$d/t_w \leq 33 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \varepsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \varepsilon$	$d/t_w \leq 38 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \varepsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \varepsilon$	$d/t_w \leq 42 \varepsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \varepsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \varepsilon (1 - \psi) / (-\psi)$	
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	235	275	355
	ε	1	0,92	0,81

ANNEXE 03

(b) Parois semelles en console :



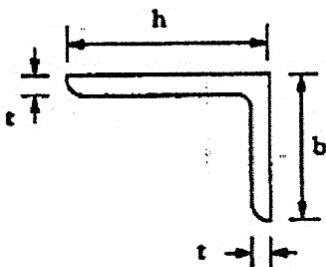
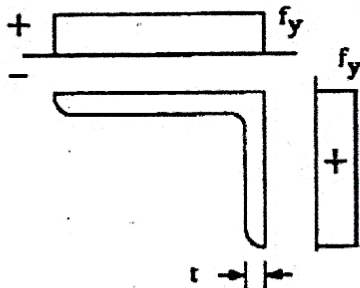
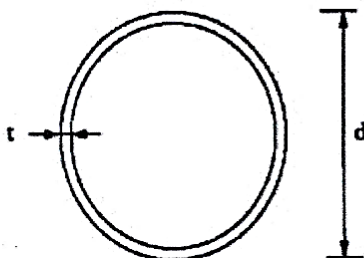
Sections laminées



Sections soudées

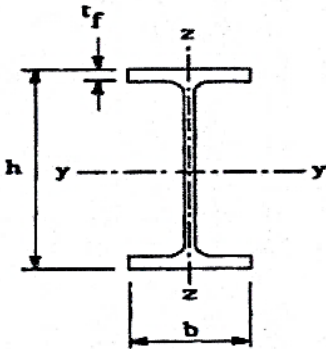
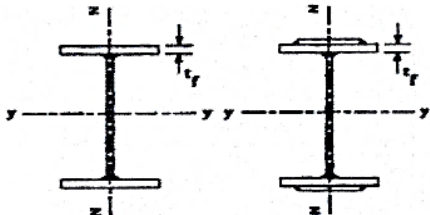

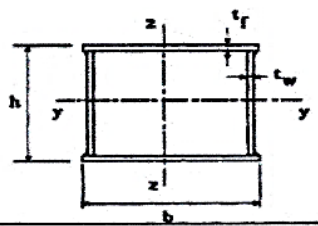

Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées soudées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$ $c/t_f \leq 9 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
2	laminées soudées	$c/t_f \leq 11 \varepsilon$ $c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées soudées	$c/t_f \leq 15 \varepsilon$ $c/t_f \leq 14 \varepsilon$	$c/t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ $c/t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ Pour k_σ voir tableau 5.3.3		
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275	355
		ε	1	0,92	0,81

ANNEXE 04

d) <u>Cornières</u>				(Ne s'applique pas aux cornières en contact continu avec d'autres composants)	
Se référer aussi à (c) "Parois de semelles en console" (voir feuille 3)					
Classe	Section comprimée				
Distribution de contraintes dans la section (compression positive)					
(e) <u>Sections tubulaires</u>					
Classe	Section fléchie et/ou comprimée				
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$				
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$				
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$				
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355	
	ϵ	1	0,92	0,81	
	ϵ^2	1	0,85	0,66	

ANNEXE 05

Choix de la courbe de flambement

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	a b b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud formées à froid - en utilisant f_{yb} *) formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit quel qu'il soit quel qu'il soit	a b c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous) Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	quel qu'il soit $y - y$ $z - z$	b c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

ANNEXE 06

Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe a

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

ANNEXE 07

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe b

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886
0,5	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034
1,0	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412
1,1	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836
1,2	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860
1,4	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459
1,5	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809
1,7	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545
1,8	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315
1,9	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780
2,2	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407
2,5	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308
2,6	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219
2,7	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067
2,9	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001
3,0	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940

ANNEXE 08

Section d'armature en mm²

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Plans d'architecture

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

K A

BUREAU D'ÉTUDE D'ARCHITECTURE O-S
LOCAL N°25 CENTRE COMMERCIAL
KHIDER LOTS AMYOUND TIZI OUZOU

WILAYA: BOUMERDES

DAIRA: BOUMERDES

COMMUNE: HAMMADI

DOSSIER

ARCHITECTURE

PROJET:

**ETUDE D'UN HANGAR
METALIQUE A USAGE
DE STOCKAGE**

PLANS:

PLAN DES FONDATIONS

PLAN DU R.D.C

PLAN DE TOITURE

COUPE

FAÇADE

MAITRE DE L'OUVRAGE:

YAHY KAMEL

ECHELLE:

1/100

DATE:

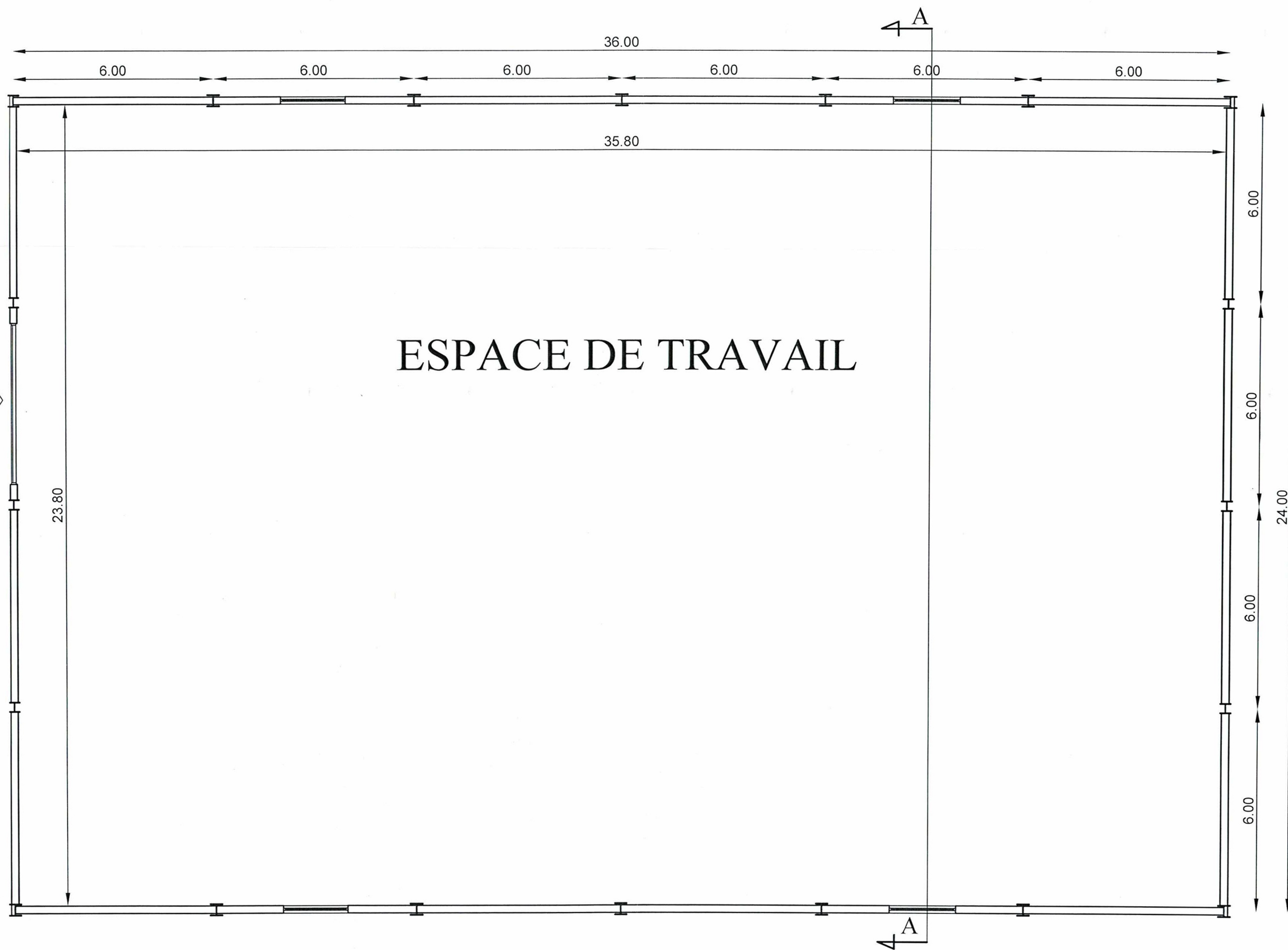
FEV 2017

VISA:

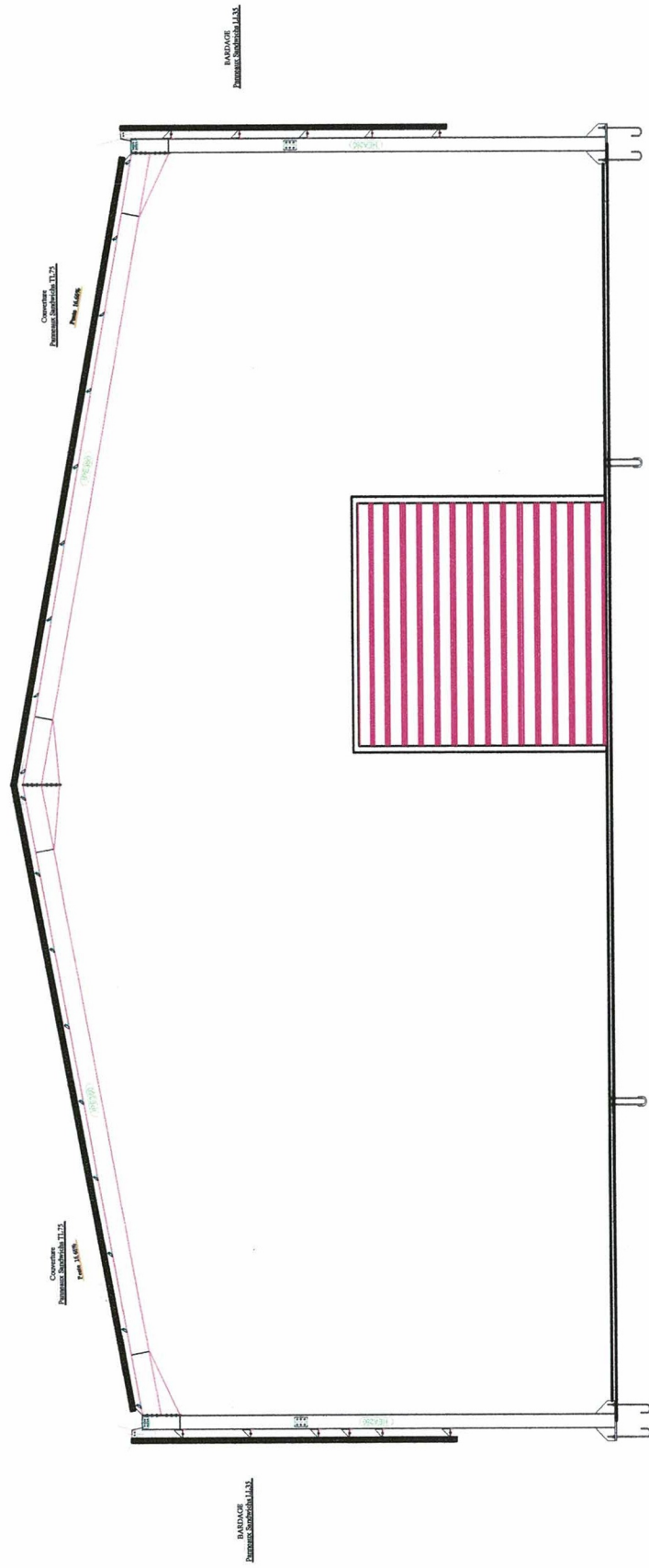
PLANCHE N°:

01

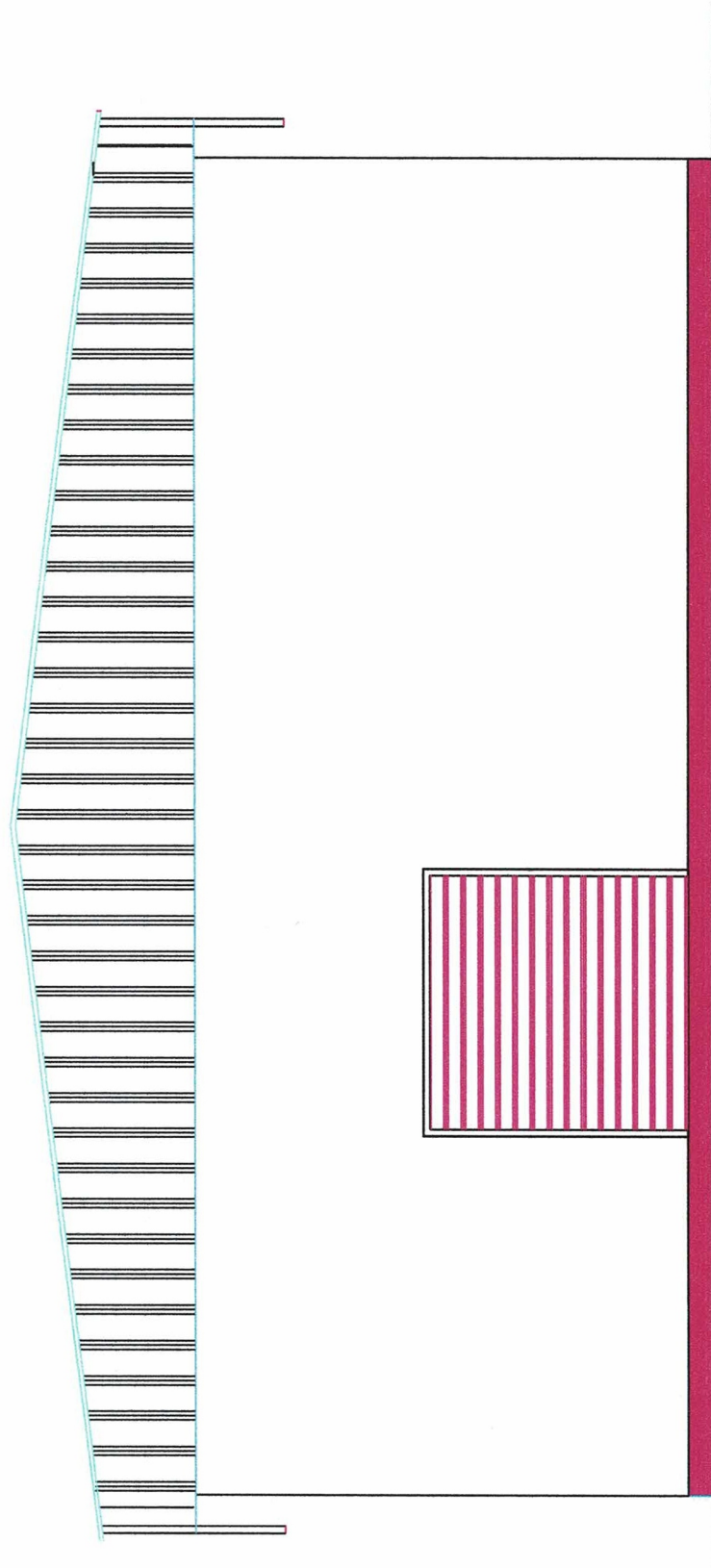
ACCES



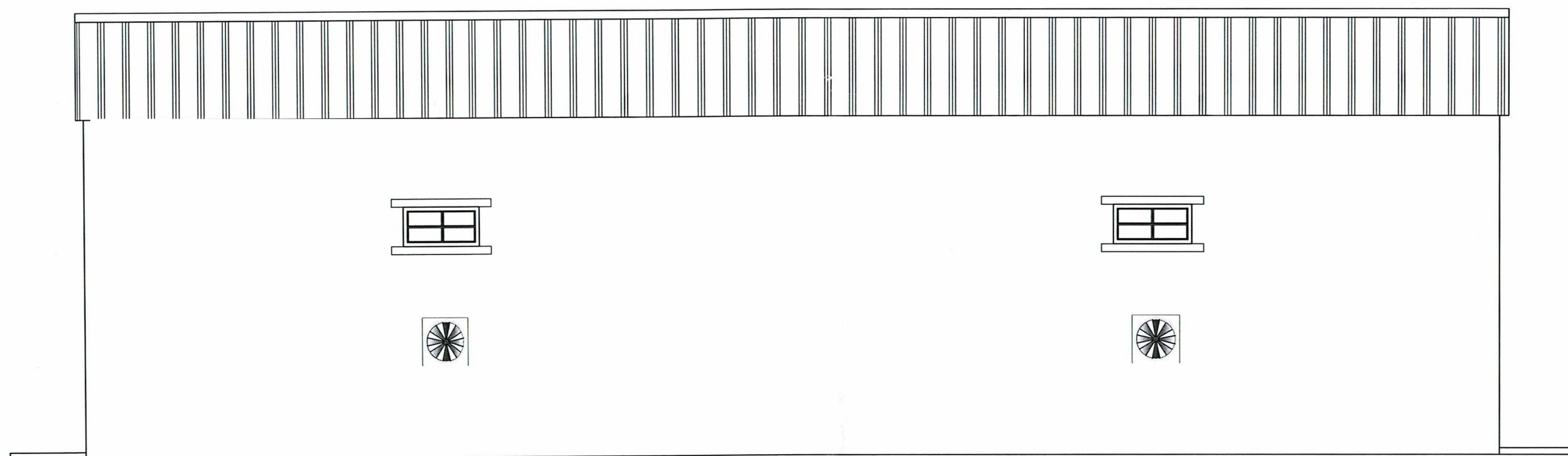
PLAN DU R.D.C



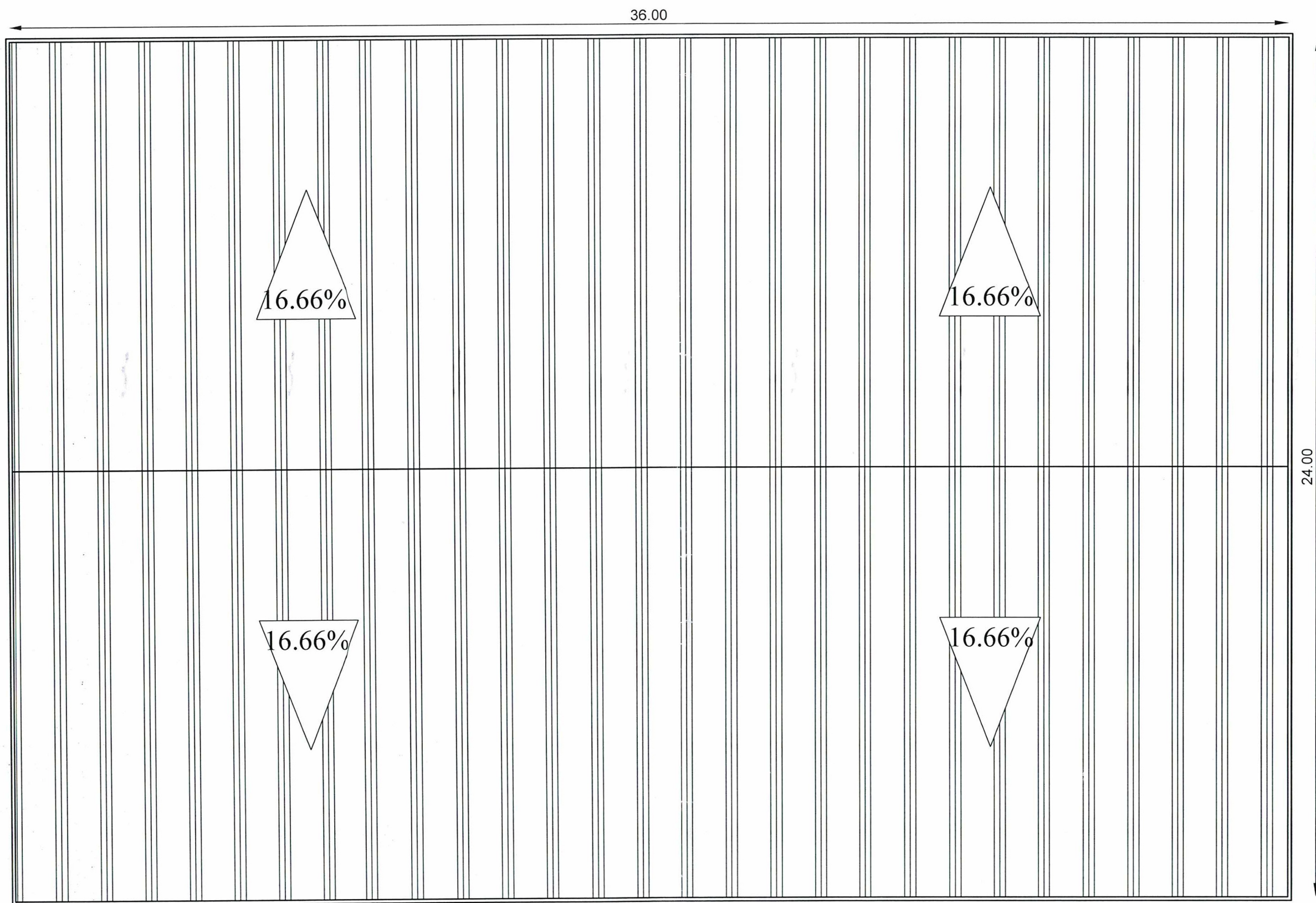
COUPE A-A



FAÇADE PRINCIPALE



FAÇADE LATÉRALE



PLAN DE TOITURE