

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



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI 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

**Conception et étude d'un Hangar en
construction métallique à usage
commercial.**

Réalisé par :

BOUSSAID Yacine

BOUGHANEM Mohamed lamine

Encadré par :

M^r LABIOD Mahfoud

Promotion 2023/2024

Remerciements

Remercions tout d'abord le bon DIEU le tout puissant de nous avoir gardé en Bonne santé afin de mener à bien réaliser ce projet de fin d'étude.

Nous tenons à remercier également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour nous. Surtout nos très chers parents Nos infinis remerciements à notre promoteur Mr LABIOD pour son aide et Ses conseils avisés .et nous remercions aussi (Mr BOUDJEMIA; Mr DAHMANI; Mr ILLOULI; Mr AKKOUCHE; Mr ALICHE; Mr KAHIL) pour tous leur remarques et conseils qui nous ont permis de présenter notre Travail dans sa meilleure forme.

Nous remercions aussi tous les enseignants qui ont contribué à une bonne Formation durant notre cursus universitaire.

Nos remerciements s'adressent aussi aux membres de jury qui ont accepté de Juger notre modeste travail (Mr ILLOLI ; Mr ALICHE).

Enfin nous tenons à remercier toutes les personnes qui nous ont aidés.

Je dédie ce travail :

A mes très chers parents, mon père mon exemple de vie qui a toujours fait en sorte que je ne manque jamais de rien, au souffle de mon âme qui est ma mère qui a toujours cru en moi, et se travaille est le fruit de vous sacrifier,

A mes frères, Hafid et Juba, ma petite sœur, Samah, vous qui m'êtes une source de motivation, de joie et de bonheur,

A mon grand-père et mes grands-mères, pour votre appui et vos encouragements permanents,

A la mémoire de mon grand-père, que DIEU l'accueille dans son vaste paradis,

A toute ma famille, pour m'avoir soutenu,

A mon binôme et ami, Mohamed lamine,

A mes amis, tous autant qu'ils soient, particulièrement les amis de ma promo de CM et tous les amis qui j'ai rencontré dans mon parcours universitaire,

A tous les enseignants, que m'ont formé tout au long de mon cursus,

A moi-même, pour ne jamais avoir perdus l'espoir même dans les moments les plus difficiles, mais surtout au bon DIEU qui m'a toujours montré le droit chemin.

Ce n'était pas facile mais je suis arrivé.

YACINE

Dédicace

A Ma Mère

A ma très cher mere **Fazia** Honorable, aimable, tu repress entes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source De tendresse. Tu n'as jamais cessé de m'encourager et de prier pour moi. Ta prière et ta benediction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Tu à fait plus qu'une mere puisse faire pour ses enfants, en me guidant sur le bon chemin dans ma vie et mes etude.

Je te dédie ce traivaille en témoignage de mon profonde amour.

A Mon Père

A mon cher père **Mustapha** aucune dédicace ne sourait exprimer l'amour et le respect que j'ai eu Toujoure pour toi, ce travaille est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon education et Ma formation merci Je te dédie ce traivaille en témoignage de mon profonde amour.

A Mes Frère

A mes frère **Yacine, Djamel et Samir** , qui m'ont toujours soutenue et cru en moi merci dieu de M'avoire donner des frère comme eux

A Mes Cousines

A mes cousines **Lila, Mohamed, Hayet, Amel , Lilia, Amirouche , Omar, Mohamed ,Anis** merci dete a mes coté

A Mes Amis

A mes amis **Rafik, Samy, Samir, Soufiane, Remdan, Lounes, Gaya, Said et Iyes** je ne peux trouver les mots justes et sincere pour vous exprimer mon affection et mes penseés, vous êtes pour mois des frères sur qui je peux compter.

A Mes Camardes

Un grand merci pour **Tahar** pour sont aide ainsi qu'a tous mes camarade **Yacine, Nabil, Ali, Amine, Amal, Djouher, Nabila, Celina et kenza** avec qui j'ai partagé une partie de mon parcours, et avec qui j'ai vécu des moments inoubliables de joie et de folie au cours de ces années universitaire .

Votre complicité et votre amabilité ont été précieuses. Merci du fond du Coeur.

Lamine

SOMMAIRE:

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage.

I.1. Introduction :	1
I.2. Présentation de projet :	1
I.2.1. Implantation :	1
I.2.2. Caractéristiques géométriques :	2
I.2.3. Les caractéristiques architecturales de l'ouvrage :	2
I.3. Elément de l'ouvrage :	2
I.3.1. La couverture :	2
I.3.2. Toiture :	3
I.3.3. Les poteaux et les traverses :	3
I.3.3. Les pannes :	3
I.3.4. Les murs :	3
I.3.5. Plancher mixte :	3
I.3.6. Les escaliers :	4
I.4. Caractéristiques de sol :	4
I.5. Matériaux de construction :	4
I.5.1. Acier :	4
I.5.2. Le béton :	6
I.6. Les combinaison d'actions :	6
I.6.1. Situation durable :	6
I.6.2. Situation accidentelles (RPA 99 version 2003 article 5.2) :	7
I.7. Règlements utilisés :	7

CHAPITRE II : Etude climatique selon RNV2013.

II.1. Introduction :	8
II.2. Action de la neige :	8
II.2.1. But :	8
II.2.2. La charge de neige sur le sol :	8
II.2.3. Coefficient de forme de la toiture :	9
II.2.4. Calcul des charges de neige sur la toiture :	9
II.3. Etude au vent :	10
II.3.1-Coefficients de calcul :	10
II.3.2-Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul :	10
II.3.2.1-le coefficient dynamique :(RNV 2013 ; 3)	10
II.3.2.2-Coefficient de topographie CT :(RNV 2013)	10

SOMMAIRE:

II.3.2.3-Coefficient de rugosité :	10
II.3.2.4-Coefficient de turbulence I_v :	11
II.3.2.5-coefficient d'exposition C_{ex} :	11
II.3.2.6-coefficient de pression dynamique de pointe $q_{p(z)}$:	12
II.3.2.7-Détermination du coefficient de pression extérieur C_{pe} :	12
II.3.3-Vent perpendiculaire au pignon (V1) :	13
II.3.3.1-calcul de coefficient de pression extérieur C_{pe} :	15
II.3.3.2-calcul de coefficient de pression intérieur C_{pi} :	16
II.3.4-Vent perpendiculaire au long pan (V2) :	17
II.3.4.1 Calcul de coefficient de pression extérieur C_{pe} :	19
II.3.4.2-calcul de coefficient de pression intérieur C_{pi} :	19
II.3.5- calcul de la force de frottement :	20
II.4.Conclusion :	27

CHAPITRE III : Pré dimensionnement des éléments.

III.1.Introduction :	28
III.2.Panne :	28
III.2.1.Données de calcul :	28
III.2.2.Évaluation des charges et surcharges	28
III.2.3.Combinaisons des charges les plus défavorables :	30
III.2.4 vérification a la sécurité :	31
III.2.4.1. pré-dimensionnement de la panne :	31
III.2.4.2.Vérification à l'état limite ultime (ELU) :	32
III.2.4.2.1.Vérification à la flexion déviée :	33
III.2.4.2.2.Vérification au cisaillement :	34
III.2.4.2.3.Vérification au déversement :	35
III.2.4.3.Vérification à l'état limite de services (ELS) :	37
III.2.4.3.1.Vérification de la flèche :	37
III.2.4.3.2.Flèche latérale (suivant y-y) : sur trois appuis	38
III.2.5.Calcul des liernes :	39
III.2.5.1.Dimensionnement des liernes :	39
III.2.6.Etude de l'échantignole :	41
III.2.6.1.Définition :	41
III.2.6.2.Détermination des sollicitations :	41
III.2.6.2.1.Combinaison du calcul :	41

SOMMAIRE:

III.2.6.2.2.Calcul du moment de renversement :.....	41
III.2.6.2.3.Dimensionnement de l'échantignolle :.....	41
III.2.6.2.4.Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :.....	41
III.3.Lisses de bardage :.....	43
III.3.1.Introduction :	43
III.3.2.Calcul des efforts pondérés agissant sur la lisse :	43
III.3.3.Combinaison la plus défavorable :.....	44
III.3.4.Condition de la résistance(ELU) :.....	45
III.3.4.1.Vérification à la flexion bi-axiale :	45
III.3.4.2.Vérification au cisaillement :.....	45
III.3.4.3.Vérification de l'élément au déversement :.....	46
III.3.5.Vérification à l'état limite de services (ELS) :	47
III.3.5.1.Vérification de la flèche :	47
III.3.5.2.Flèche latérale (suivant y-y) : sur trois appuis.....	47
III.3.6.Calcul des liernes pour les lisses de bardage :.....	48
III.3.7.Déterminer le diamètre des liernes	49
III.4. Calcul des potelets :.....	50
III.4.1. Introduction :	50
III.4.2 Dimensionnement des potelets :	50
III.4.2.1 Principes de dimensionnement :.....	50
III.4.2.2Les données :	50
III.4.2.3. Calcul des charges et surcharges :.....	51
III.4.2.4 Condition de la flèche :	51
III.4.3.Vérification à l'ELU :	52
III.4.3.1. Vérification de la section à la résistance :	52
III.4.3.2. Vérification de l'élément aux instabilités :.....	53
III.5.Conclusion :.....	56

CHAPITRE IV : Etude de plancher mixte.

IV.1.Introduction :.....	57
IV.2.Evaluation des charges :	59
IV.2.1.Les charges permanentes :	59
IV.2.2.Les surcharges d'exploitations :	59
IV.2.3.Combinaison de charge :.....	60
IV.3.Le pré dimensionnement :.....	60

SOMMAIRE:

IV.4.Vérification de la condition de résistance :.....	60
IV.5.Vérification de la condition de résistance : (moment fléchissant) :.....	61
IV.6.Calcul des connecteurs acier-béton :	65
IV.7.Calcul des poutres principales :.....	68
IV.7.1.Dimensionnement du profilé :.....	68
IV.7.2.Vérification à la résistance :	68
IV.8.Conclusion :.....	74

CHAPITRE V : Etude des éléments secondaires.

V. Escalier	75
V.1.Introduction :.....	75
V.1.1.Définition :.....	75
V.1.2. Choix des dimensions (dimensionnement architecturale) :	75
V.2.Dimensionnement des éléments de l'escalier :.....	77
V.2.1.Combinaison de charge :.....	77
V.2.2.Pré-dimensionnement des supports de marches :.....	77
V.2.3.Vérification en tenant compte du poids du profilé :.....	78
V.2.4.Pré-dimensionnement du limon :	79
V.2.4.1.Evaluation de charges :	80
V.2.4.2.Vérification de la flèche :.....	80
V.2.4.3.Vérification à la résistance :.....	80
V.2.4.4.Vérification à l'effort tranchant :.....	81
V.2.4.5.Vérification à la compression :.....	81
V.2.5.Calcul de palier de repos :.....	81
V.2.5.1.Evaluation des charges :.....	81
V.2.5.2.Vérification de la flèche :.....	82
V.2.5.3.Vérification des poutres de milieu :.....	83
V.2.5.4.Vérification de la flèche :.....	84
V.2.5.5.Vérification à la résistance :.....	84
V.2.6.Calcul des poutres d'appuis des limons :.....	84
V.2.6.1.Evaluation des charges :.....	84
V.2.6.2.Vérification à la résistance :.....	86
V.2.6.3.Vérification à l'effort tranchant :.....	86
V.2.6.4.Vérification de la flèche :.....	86

CHAPITRE VI : Etude sismique.

VI.1.INTRODUCTION:.....	87
VI.2.Evaluation de la force sismique suivant la direction x :.....	88
VI.2.1.Coefficient d'accélération A :.....	88
VI.2.2.Coefficient de comportement global de la structure R :.....	88
VI.2.3.Facteur de correction d'amortissement η :.....	88
VI.2.4.Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :.....	89
VI.2.5.Calcul du la période fondamentale T :.....	89
VI.2.6.Facteur de qualité Q :.....	89
VI.2.7.Poids total de la structure W :.....	90
VI.3.Force sismique suivant X et Y :.....	92
VI.4.Comparaison vent et séisme :.....	92
VI.5.Conclusion :.....	92

CHAPITRE VII : Etude de portique.

VII.1.Introduction :.....	93
VII.2.Les charges permanentes revenant à la traverse de la toiture :.....	93
VII.2.1.Charges permanentes :.....	93
VII.2.2.Surcharges De neige (N) :.....	94
VII-3-Calcul des efforts internes :.....	96
VII.3.1.Charge verticale vers le bas:(Charges permanente et surcharge de neige) :.....	96
VII.3.2.Charges verticales vers le haut : (Vent de soulèvement):.....	97
VII.3.3.Vent horizontal (pression) :.....	98
VII.3.4.Vent horizontal (dépression):.....	99
VII-4-Calcul de l'imperfection géométrique globale (défauts d'aplomb) :.....	104
VII.4.Pré-dimensionnement de la traverse :.....	107
VII.4.1.Choix de la méthode d'analyse :.....	107
VII-5- Dimensionnement de la traverse :.....	110
VII-6-Vérification de l'IPE 400 pour la traverse a (l'ELU) :.....	111
VII.6.1.Vérification de la section a la résistance :.....	111
VII.6.2.Vérifications des efforts tranchants :.....	111
VII.6.3.Vérifications de l'effort normal :.....	111
VII.6.4.Vérifications du moment fléchissant :.....	111
VII.7.Vérification de l'élément aux instabilités :.....	112
VII.8.Vérification des poteaux (IPE 500) :.....	117

SOMMAIRE:

VII.8.1.Bilan des efforts :.....	117
VII.8.2.Résistance au flambement par rapport à l'axe fort yy (dans le plan du portique) :	117
VII.8.3.Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z (hors du plan du portique) :.....	118
VII.8.4.Calcul de la résistance au déversement :	118
VII.8.5.Calcul des coefficients d'interaction kij :	120
VII.9. Etude numérique de portique de la mezzanine avec logiciel ROBOT :.....	121
VII.9.1.Introduction :.....	121
VII.9.2.Logiciel de calcul et l'optimisation des structures :.....	121
VII.9.3.Les charges et surcharges injectées au logiciel Robot :.....	122
VII.9.4.Résultats de logicielle :.....	122
VII.9.5.Note de calcul donné par Robot :.....	122
VII.10.Conclusion :	127

CHAPITRE VIII : Etude de contreventement.

VIII.1.Introduction :	128
VIII.2.Étude et dimensionnement de système de contreventement :.....	129
VIII.2.1.Evaluation des efforts horizontaux :.....	129
VIII.2.2.effort de traction dans les diagonales :	131
VIII.2.3.Section de la diagonale :.....	132
VIII.2.4.Vérification de la section à la résistance :	132
VIII.3.calcul de la palée de stabilité en long pan :	133
VIII.3.1.Par la méthode des coupures :.....	134
VIII.3.2.vérification à la résistance ultime de la section :	134
VIII.4.Vérification des montants de la poutre au vent :	135
VIII.4.1.Flexion composé déviée (bi axiale) :.....	135
VIII.4.2.Charge et surcharge revenant à la panne intermédiaire :.....	135
VIII.4.3.vérification de l'élément aux instabilités :.....	137
VIII.5.Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{lt} :.....	140
VIII.6.Calcul des coefficients d'interaction Kij avec risque de déversement (Annexe B Eurocode3) :.....	141
VIII.6.1.Vérification par rapport à l'axe fort yy :	142
VIII.6.2.Vérification par rapport à laxe faible zz :.....	142
VIII.7.Conclusion :.....	142

CHAPITRE IX : Vérification des éléments.

IX.1.Introduction :	143
IX.2.Méthode de travail :	143
IX.3. Etapes de modélisation :	144
IX.3.1.Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :	144
IX.3.2.Modélisation géométrique :	144
IX.3.3.Combinaison d'action :	145
IX.4.Résultat des vérifications à l'aide du logiciel ROBOT :	146

CHAPITRE X : Calcul des assemblages.

X.1.Introduction :	157
X.1.1. Fonctionnement des assemblages :	157
X.2.Assemblage de rive (Poteau-Traverse):	158
X.2.1.Calcul de la hauteur comprimée :	158
X.2.2.Calcul du moment résistant :	159
X.2.3.calcul l'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons :	159
X.2.4.Vérification a la résistant de l'assemblage :	159
X.2.5.Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :	159
X.2.6.Vérification a la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :	160
X.2.7.Vérification a la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :	161
X.2.8.Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :	162
X.3.Calcul de l'assemblage du faitage :	176
X.3.1.Le moment résistant de l'effectif de l'assemblage :	177
X.3.2.L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons :	177
X.3.3.Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :	177
X.4.Etude de base de poteaux :	229
X.4.1.Calcul des bases de poteau :	229
X.4.1.1.Résistance du béton a la compression :	229
X.4.1.2.Résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement	230
X.4.1.3.Estimation de l'aire de la plaque d'assise	230
X.4.1.4.Choix du type de la plaque d'assise :	230
X.4.1.5.Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise :	230
X.4.1.6.Calcul de la résistance à l'effort axial N_{sd} :	232
X.4.1.7.Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :	232

SOMMAIRE:

X.4.1.8.Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise :	232
X.4.2.Les tiges d'ancrage :	232
X.4.2.1.Résistance des tiges d'ancrages à l'effort de soulèvement :	233
X.4.2.2.Vérification de la tige d'ancrages à la résistance :	233
X.4.2.3.Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence :	234
X.4.2.4.Calcul de la contrainte d'adhérence fbd :	235
 CHAPITRE XI : Calcul des fondations.	
XI.1.Introduction :	244
XI.2.Type de fondation :	245
XI.3.Calcul de la fondation centré en béton armée :	245
XI.3.1.Dimensions de la fondation en béton à L'ELS :	245
XI.3.2.L'aire de la fondation en béton :	245
XI.3.3.Hauteur de la semelle :	246
XI.4.Calcul des armatures à L'ELU :	246
XI.4.1.La pression résultante à la base de la fondation :	246
XI.4.2.Calcul de moment au niveau de la section critique de la fondation.....	246
XI.4.3.Section minimale des armatures principaux :	247
XI.5.Vérification au cisaillement :	248
XI.5.1.L'effort tranchant de calcul dans la section cisailée :	248
XI.5.2.La contrainte de cisaillement correspondante :	248
XI.5.3.La contrainte de cisaillement :	248
XI.5.4.Le pourcentage d'armature dans la section :	248
XI.6.Dimensionnement des longrines :	248
XI.6.1.Calcul du ferrailage :	249
XI.6.2.Calcul ferrailage longitudinal :	249
XI.6.3.Vérification de condition de non-fragilité:.....	249
XI.6.4.Calcul d'armatures transversales :	249
XI.6.5.Calcul d'espacement des cadres :	250
 Conclusion	
Conclusion générale	251

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage.

Figure I.1 : Vue de la structure en 3D.	1
Figure I.2 : Panneau sandwich 3	3
Figure I.3 : plancher mixte. 4	4
Figure I.4 : diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction)..... 5	5

CHAPITRE II : Etude climatique selon RNV2013.

Figure II.1 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et le sol..... 8	8
Figure II.2 : Hauteur de référence Z_e 12	12
Figure II.3 : les zones de pignon. 13	13
Figure II.4 : les coefficients de pressions extérieure 14	14
Figure II.5 : les surfaces de zone 15	15
Figure II.6 : les charges de vent sur la structure..... 17	17
Figure II.7 : les surfaces de zone de vent 2 18	18
Figure II.8 : les surfaces de zone 18	18
Figure II.9 : les charge appliquer sur la structure avec le vent 2..... 20	20
Figure II.10 : Prise en compte des effets de frottements. 20	20
Figure II.11 : Répartition des zones de pression sur la toiture sens V1. 22	22
Figure II.12 : Répartition des zones de pression sur la toiture sens V2. 23	23
Figure II.13 : stabilité transversale 26	26

CHAPITRE III : Pré dimensionnement des éléments.

Figure III.1. Disposition de la panne. 28	28
Figure III.2: charge permanentes. 29	29
Figure III.3: Surcharge de neige sur la panne. 29	29
Figure III.4: Surcharge du vent sur la panne. 30	30
Figure III.5 : Dispositions des liernes. 39	39
Figure III.6 : Efforts dans les liernes. 40	40
Figure.III.8 : Disposition des lisses de bardage. 43	43
Figure.III.9 : Efforts dans les liernes. 49	49
Figure III.10 : Disposition des potelets. 50	50

CHAPITRE IV : Etude de plancher mixte.

Figure IV.1 : Éléments constructifs d'un plancher collaborant 57	57
--	----

LISTE DES FIGURES

Figure IV.2 : Présentation de la tôle HI-BOND 55	58
Figure IV.3 : Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (flexion positive).....	62
Figure IV.4 : Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle.	64
Figure IV.5 : Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle.	65
Figure IV.6 : Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans le profilé en acier (flexion positive).	73

CHAPITRE V : Etude des éléments secondaires.

Figure V.1 : schéma statique d'escaliers.	76
Figure V.2 : Les constituants de marche.....	77
Figure V.3 : Distribution des charges sur un limon.	79

CHAPITRE VII : Etude de portique.

Figure VII.1 : Vue du portique en 3D	93
Figure VII.2 : efforts internes	96
Figure VII.3 : charges verticales vers le bas (efforts internes).....	98
Figure VII.4 : charges verticales vers le haut (efforts internes).	98
Figure VII.5 : charges horizontales	99
Figure VII.6 : charges horizontales (dépression).	100
Figure VII.7 : Efforts sollicitant les portiques.....	101
Figure VII.8: Efforts internes pour le poteau.	120
FIGURE VII.9 : Le schéma de portique avec mezzanine sur robot.....	123

CHAPITRE VIII : Etude de contreventement.

Figure VIII.1 : montre le système de contreventement.	129
Figure VIII.2 : poutre au vent.....	129
Figure VIII.3 : défèrent pression qui influence sur notre structure.	129
Figure VIII.4 : poutre au vent.....	131
Figure VIII.5 : palée de stabilité en long pan.	133

CHAPITRE IX : Vérification des éléments.

Figure IX.1 : étapes de modélisation à l'aide de logiciel robot.....	144
Figure IX.2 : Vue en 3D de la structure.	145

LISTE DES FIGURES

Figure IX.3 : Vue en élévation de la face long pan.	145
Figure IX.4 : Vue en élévation de la face pignon.	146

CHAPITRE X : Calcul des assemblages.

Figure X.1 : poteaux et traverse	159
Figure X.2 : l'assemblage de traverse traverse.	176
Figure X.4 : base de poteau.	230
Figure X.5 : Dimensions de la plaque d'assise.	232
Figure X.6 : types de tiges d'ancrage.	233
Figure X.7 : tige d'ancrage.	235
Figure X.8 : Pied de poteau articulé avec 4 boulons d'ancrage.	236

CHAPITRE XI : Calcul des fondations.

Figure XI.1: Diagramme des contraintes agissant sur les fondations	245
Figure XI.2 : Répartition des contraintes sous la semelle.	247
Figure XI.3 : le ferrailage et armature principale des semelles.	248
Figure XI.4: Schéma de ferrailage des longrines.	250

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage.

Tableau I.1 : les différentes zones.	1
---	---

CHAPITRE II : Etude climatique selon RNV2013.

Tableau II.1 : la pression dynamique de référence	13
Tableau II.2 : Déterminations des surfaces	14
Tableau II.3 : les surfaces de zone.....	15
Tableau II.4 : Valeurs de la pression aérodynamique cas de vent dans le sens de pignon.	17
Tableau II.5 : Valeurs de la dépression aérodynamique dans le cas de vent dans le sens de pignon	17
Tableau II.6 : la surface et le cpe.....	18
Tableau II.7 : tableaux des surfaces des zones	19
Tableau II.8 : Valeurs de la pression aérodynamique dans le cas de vent dans le sens de long-pan	20
Tableau II.9 : Valeurs de la dépression aérodynamique dans le cas de vent dans le sens de long-pan	21
Tableau II.10 : Valeurs des forces horizontales et verticales :	23
Tableau II.11 : Valeurs des forces horizontales et verticales.	24
Tableau II.12 : Valeurs des forces horizontales et verticales	25
Tableau II.13 : Valeurs des forces horizontales et verticales	25
Tableau II.14 : Valeurs des forces horizontales et verticales et coordonnées des points d'application : ($\theta = 0^\circ$) avec pression intérieure de +0.2.....	26

CHAPITRE III : Pré dimensionnement des éléments.

Tableau III.1 : Dimension et caractéristique du IPE140.....	32
Tableaux III.2 : Dimension et caractéristique du UPN180.....	45
Tableau III. : Dimension et caractéristique du HEB200.....	52

CHAPITRE IV : Etude de plancher mixte.

Tableau IV.1 : caractéristique de profilé IPE 200.....	60
--	----

CHAPITRE V : Etude des éléments secondaires.

Tableau V.1 : Caractéristique de profilé L50x50x4.....	78
Tableau .V.2. : Caractéristique de profilé IPE80.	83
Tableau V.3. : Caractéristique de profilé IPE160.	85

CHAPITRE VI : Etude sismique.

Tableau VII.1 : Critères de qualité.	90
Tableau VII.2: le poids total de la structure.....	91

CHAPITRE VII : Etude de portique.

Tableau VII.1 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et la toiture en daN/m ² , cas de vent le plus défavorable	94
Tableau VII.2 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et.....	102
La toiture en daN/m ² , cas de vent le plus défavorable.	102
Tableau VII.3 : Valeurs des moments sous charge unitaire.	102
Tableau VII.4 : Réaction d'appuis sous charges réelles.	103
Tableau VII.5 : Moments sous charges réelles.....	103
Tableau VII.6 : Combinaison a l'ELU pour les réactions d'appuis.	104
Tableau VII.7 : Combinaison a l'ELU pour le moment.	104
Tableau VII.8 : Efforts aux pieds de poteaux aux l'ELU.	106
Tableau VII.9 : Prise en compte des défauts d'aplomb.	106
Tableau VII.10 : Efforts équivalent en tête poteaux.....	106
Tableau VII.11 : Combinaison a l'ELU pour réactions d'appuis avec prise en compte de Heq	107
Tableau VII.12 : Combinaison a l'ELU pour les moments.	108

CHAPITRE VIII : Etude de contreventement.

Tableau VIII-1 coefficient min orateur β_2 et β_3	132
Tableaux VII-2 coefficient minorateur β_1 et β_2 : les caractéristiques géométrique de L'IPE140	136

CHAPITRE IX : Vérification des éléments.

Tableau IX.1 : Récapitulatif des éléments utilisés.	144
--	-----

CHAPITRE X : Calcul des assemblages.

Tableau X.1 : Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.	157
---	-----

LISTE DES SYMBOLE

p	Entraxe des boulons.
I_y	Moment d'inertie de flexion maximale.
I_z	Moment d'inertie de flexion maximale.
W_{pl}	Module de résistance plastique de la section.
W_{el}	Module de résistance élastique.
W_{eff}	Module de résistance efficace.
i	Rayon de gyration.
I_t	Moment d'inertie de torsion.
F_v	Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
F_t	Résistance des boulons en traction.
F_B	Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
Coefficients et grandeurs sans dimensions	
C_t	Coefficient de topographie.
C_d	Coefficient dynamique.
C_p	Coefficient de pression.
C_e	Coefficient d'exposition au vent.
C_r	Coefficient de rugosité.
C_{fr}	Coefficient de frottement.
C_T	Coefficient, fonction du système de contreventement.
s	Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient dynamique C_d .
γ_M	Coefficient partiel de sécurité.
γ_v	Coefficient partiel de sécurité.
μ	Coefficient de frottement / Coefficient de forme.
R	Coefficient de comportement de la structure.
λ	Élancement.
λ_k	Élancement eulérien.
$\bar{\lambda}$	Élancement réduit.

LISTE DES SYMBOLE

λ_{LT}	Élancement de l'élément vis-à-vis du déversement.
χ	Coefficient de réduction pour le flambement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
K_T	Facteur de terrain.
C_1	Facteur sans dimension qui dépend de la nature du diagramme des moments.
Q_{My}	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
c	Facteur de résistance du béton.
Q	Facteur de qualité.
D	Facteur d'amplification dynamique moyen.
η	Facteur de correction d'amortissement.
I_w	Facteur de gauchissement.
Sollicitations et contraintes	
M	Moment sollicitant.
M_{sd}	Moment fléchissant.
M_{cr}	Moment critique élastique de déversement.
M_{pl}	Moment fléchissant de résistance plastique.
M_{el}	Le moment de résistance élastique.
M_b	Moment résistant de déversement.
M_r	Moment de renversement.
M_s	Moment stabilisant.
V_{sd}	Effort tranchant sollicitant.
V_{pl}	Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.
N	Effort normal.
N_{pl}	Effort normal de plastification.
F_u	La résistance à la traction.
f_y	Limite d'élasticité.
F_{cj}	Résistance caractéristique à la compression.
F_{tj}	Résistance caractéristique à la traction.

LISTE DES SYMBOLE

$F_{t,Rd}$	Résistance de l'âme du poteau à la traction.
F_{PC}	Précontrainte de frottement.
F_{fr}	Force de frottements (d'entraînement) éventuelles.
q_p	Pression dynamique de pointe.
W	Pression aérodynamique du vent.
q_{ref}	Pression dynamique de référence.
ρ	Masse volumique.
E	Module d'élasticité longitudinale.
G	Module cisaillement / Charge permanente.
Q	Surcharge d'exploitation.
Notes de calcul « ROBOT »	
N_{sd}	Effort axial.
$N_{t,Rd}$	Résistance ultime plastique en traction.
V_{sd}	Effort de cisaillement.
$V_{pl,Rd}$	Résistance ultime en cisaillement.
M_{sd}	Moment fléchissant.
M_{cr}	Moment critique pour le déversement.
$M_{b,Rd}$	Moment ultime pour le déversement.
$M_{pl,Rd}$	Moment ultime plastique.
$M_{el,Rd}$	Moment ultime élastique.
$M_{y,Rd}$	Moment ultime compte tenu de l'interaction.
L_{fy}	Longueur de flambement.
ID_{sup}	Longueur de déversement de la semelle supérieure.
ID_{inf}	Longueur de déversement de la semelle inférieure.
λ_y	Elancement de la barre.
$\lambda_{y,r}$	Elancement relatif de la barre.
λ_{LT}	Elancement fictif de la barre pour le déversement.
χ_y	Coefficient de flambement.

LISTE DES SYMBOLE

X_{LT}	Coefficient de déversement.
K_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
M_{ly}	Coefficient pour le calcul de K_{fy} .
M_{lLT}	Coefficient pour le calcul de K_{LT} .
K_y	Coefficient de reduction en flexion.
C_1	Coefficient pour le calcul du moment critique.
$Beta M_y$	Coefficient dépendant du diagramme des moments.
$Beta_{MLT}$	Coefficient dépendant du diagramme des moments.
u	Flèche.
u_{max}	Flèche admissible.
u_{inst}	Flèche due aux charges variables.
$u_{inst,max}$	Flèche admissible due aux charges variables en z.

Introduction générale :

Une construction, quel que soit sa destination (habitation, usage industriel, usage commercial, collectivité, spectacle...) et son principe constructif (matériau, type de structure), doit être capable de résister aux efforts qui lui sont appliqués. Ce rôle de résistance est assuré par l'ossature ou structure en acier constituant le squelette de la construction.

La structure assure principalement des efforts extérieurs appliqués jusqu'aux bases solide, les fondations. La connaissance de cheminement est essentielle particulièrement vis-à-vis de l'étude des éléments constitutifs de la structure ainsi que de leurs liaisons. La structure est stable si cette transmission s'effectue sans désordre.

Les ossatures métalliques sont généralement souples et constituées de barres élancées ou d'éléments minces. Ces caractères spécifiques sont à garder présents à l'esprit lors des études, les problèmes de flexibilité, voilement, diversement de la poutre fléchies et flambement d'élément comprimés étant déterminants dans la justification et le dimensionnement des structures métallique.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus à l'Université MOULOUD MAMMERIE de TIZI-OUZOU sur un projet. L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme Master.

L'étude de ce projet se fera tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL91, RNV2013, Eurocode3 et CCM97).

CHAPITRE I :

Présentation de l'ouvrage.

I.1. Introduction :

L'élaboration du projet de fin d'étude est une étape cruciale dans le cursus de l'ingénieur, elle permet de mettre en application les connaissances théoriques et pratiques acquises.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis des différentes actions, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

A cet effet on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels de calcul de notre projet

I.2. Présentation de projet :

Ce projet consiste à étudier la structure d'un hangar en construction métallique avec une mezzanine, implantée à OUED AISSI Wilaya de TIZI OUZOU qui est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) comme zone de moyenne sismicité (IIa).

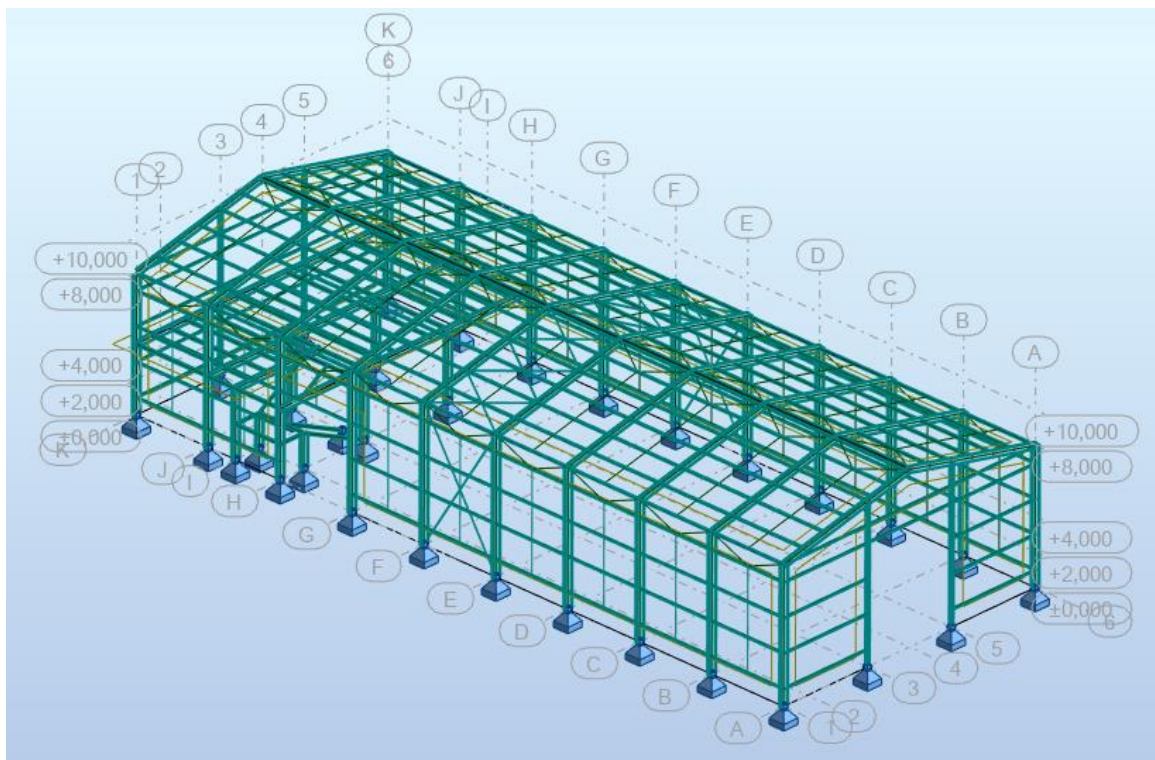


Figure I.1 : Vue de la structure en 3D.

I.2.1. Implantation :

Cette structure est implantée dans la région de OUED AISSI wilaya de TIZI OUZOU, qui est définie dans les règlements algériens :

Tableau I.1 : les différentes zones.

Vent	Neige	Sismique
Zone I	Zone A	Zone IIa

I.2.2. Caractéristiques géométriques :

Notre hangar est d'une surface de $S=810\text{m}^2$ et d'une altitude de 200m, contient dix portique intermédiaires espacer de 5m, caractérisé par les dimensions suivantes :

- La longueur totale de l'ouvrage (long pan) : 45m.
- La largeur totale de l'ouvrage (pignon) : 18m.
- La hauteur totale de l'ouvrage : 10m.
- La hauteur de poteau : 8m.
- La hauteur de la mezzanine : 4m.
- La pente de versant : $\alpha=12.53^\circ$.
- La toiture a deux versants symétriques.

I.2.3. Les caractéristiques architecturales de l'ouvrage :

Ouvertures :

- Les deux façades du long pan ils sont symétrique on a :
Portes : 1(5*4)m
Fenêtres : 7(1.8*4)m
- La façade principale du pignon on a :
Portes : 1(6*6)m
Fenêtres : 2(1.8*4)m
- La façade derrière du pignon on a :
Portes : 0
Fenêtres : 4(1.8*3)m

I.3. Elément de l'ouvrage :

I.3.1. La couverture :

La couverture sera réalisée par des panneaux sandwich, appelé aussi panneaux double peau monoblocs, ils sont constitués :

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

Les panneaux sandwichs nous offre plusieurs avantages on site :

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

Mais, leur point faible se situe dans l'étanchéité des joints.

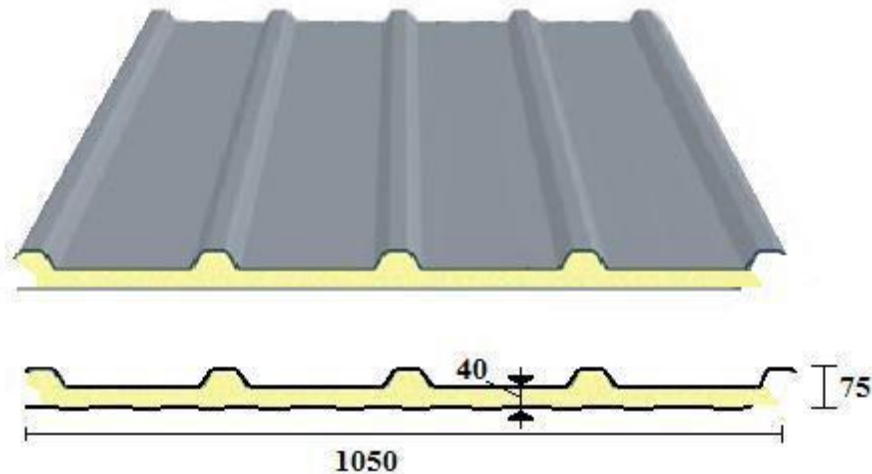


Figure I.2 : Panneau sandwiche .

I.3.2. Toiture :

Toiture en charpente métallique à deux versants symétrique avec une pente de 12.53° qui nous offre plusieurs avantages, dont les plus importantes sont :

- permettant un usage plus souple et plus efficace de l'espace construit.
- La légèreté de la toiture en charpente métallique par rapport à la dalle en béton armé ou plancher mixte.
- La facilité de montage d'une toiture en charpente métallique dans une structure plus espacé.

I.3.3. Les poteaux et les traverses :

Les poteaux et les traverses sont des profilé en acier avec une section constantes.

I.3.3. Les pannes :

Se sont des profilé en acier, chaque versant contient 9 pannes avec un porté de 5m.

I.3.4. Les murs :

Ils sont réalisés en panneaux sandwiche.

I.3.5. Plancher mixte :

Les dalles horizontales existants dans notre projet sont des plancher mixte a dalle collaborant constituer de :

Dalle de compression en béton armé repose sur une tôle nervurée appuyer sur les solives, la liaison entre la dalle et la nervure est assurer par des connecteurs évitant le glissement entre eux, les solives appuyant sur la poutre maitresse comme il montrer dans la figure suivante :

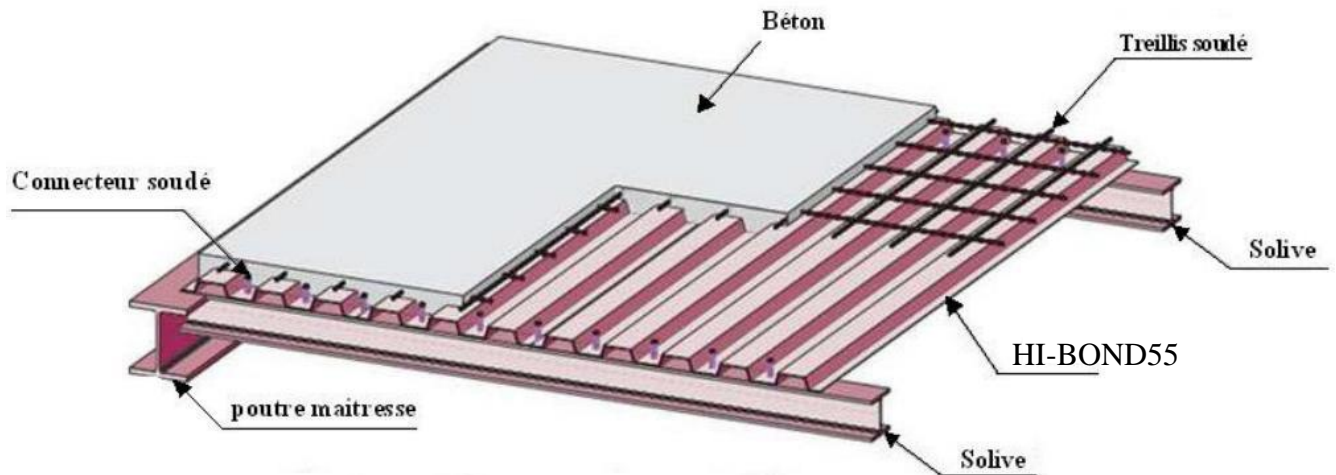


Figure I.3 : plancher mixte.

I.3.6. Les escaliers :

Sont des éléments d'ouvrage permettant de passer d'un étage à un autre, ils sont en construction métallique constituée d'une palée de repos et deux volées.

I.4. Caractéristiques de sol :

On suppose que l'étude faite sur le sol ou le projet sera la portance, $\sigma = 1.4 \text{ bar}$, avec un ancrage de :

- Plus de 2.0m de la surface du sol, pour les fondations.

I.5. Matériaux de construction :

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux différentes sollicitations, leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que ; le coût, la disponibilité sur place, et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.5.1. Acier :

Définition :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon). Le carbone n'intervient, dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieure à 1%)

Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui leur sont associés :

- Soit involontairement : phosphore, soufre... qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers.
- soit volontairement : ce sont notamment le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium, etc. qui ont pour propriété d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite

d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, corrosion...). On parle, dans ces cas, d'acier alliés.

Essai de contrôle des aciers :

Les essais normalisés de contrôle des aciers sont de deux types :

a. Les essais mécaniques (essais destructifs) : Qui renseignent sur les qualités mécaniques des aciers.

- L'essai de dureté.
- L'essai de résilience ou essai de flexion par choc.
- L'essai de pliage.
- L'essai de fatigue.
- L'essai de traction.

b. Les essais métallographiques (essais non destructifs) : qui renseignent sur la composition et la structure des aciers. Se sont :

- La macrographie.
- La micrographie.
- La radiographie.
- Utilisation des ultrasons.

Les propriétés de l'acier :

a. Résistance :

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le réglemeent Euro code 03et CCM97.

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S 235.

b. Ductilité : (§3.2.2.3 CCMA97)

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $f_u/f_y > 1.2$.
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20\epsilon_y$).
- A la rupture, l'allongement relatif ultime ϵ_u doit et être supérieur ou égal à 15%.

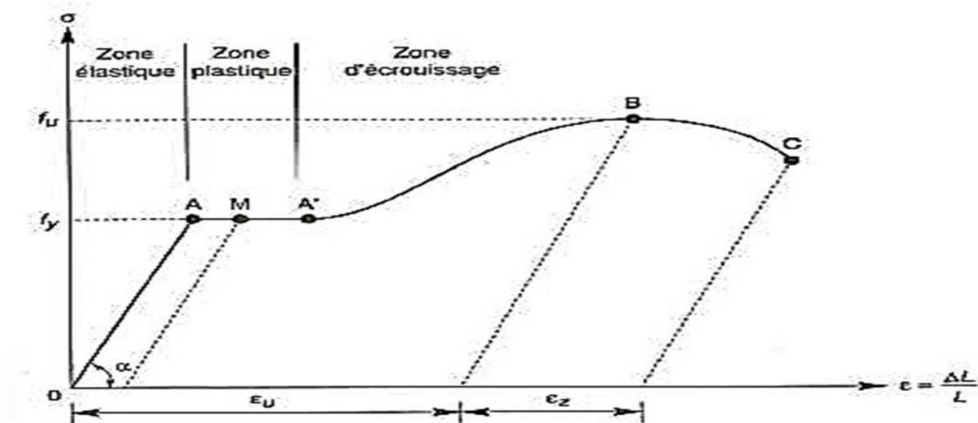


Figure I.4 : diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).

Propriétés mécaniques de l'acier : (§3.2.2.3 CCMA97)

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000\text{MPa}$.
- Module d'élasticité transversale : $G = E/2(1+\mu) \approx 0.4E$.
- Le coefficient de poisson : $\nu_a = 0.3$.
- Le coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$.
- La masse volumique : $\rho = 7850\text{Kg}/\text{m}^3$.

I.5.2. Le béton :

Le béton est un matériau économique qui résiste bien à la compression et le béton utilisé pour les fondations on utilise le ciment CRS (ciment résistant au sulfates) est dosé à $350\text{Kg}/\text{m}^3$ de ciment ordinaire CPA 325 dont les caractéristiques physique et mécanique sont :

- Masse volumique $\rho = 2.5\text{t}/\text{m}^3$.
- La résistance à la compression a 28 jours : $f_{c28} = 25\text{MPa}$.
- La résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$.
- Coefficient de dilatation thermique : $\theta = 10^{-3}/^\circ\text{C}$.
- Coefficient de retrait : $\varepsilon = 4 \cdot 10^{-6}$.

I.6. Les combinaison d'actions :

I.6.1. Situation durable :

a. Etat limite ultime :

Les états limite ultimes concernent la sécurité, telle la résistance aux charges, la stabilité et l'équilibre, lorsque la structure atteint le point où elle devient dangereuse pour l'usage auquel elle est destinée.

Pour les structures de bâtiment, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Cas d'une seule action variable Q : $1.35G_{\text{max}} + G_{\text{min}} + 1.5Q$.
- Cas de plusieurs action variables Q_i : $1.35G_{\text{max}} + G_{\text{min}} + 1.35(\Sigma Q_i)$.

Avec :

G_{max} : Le poids propre pour l'action permanente défavorable.

G_{min} : Le poids propre pour l'action permanente favorable.

Q : La surcharge d'exploitation.

b. Etat limite de service :

Les états limites de service concernent les états où la structure, bien que (fonctionnelle), commence à se comporter de façon non satisfaisante en raison, par exemple, de vibrations ou de déformations ou flèches excessives.

Le dimensionnement ou la vérification à l'ELS est basé sur la limitation des déformations (ou des flèches pour les travées de poutres et de déplacement horizontaux pour les têtes de poteaux)

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Cas d'une seule action variable Q : $G + Q$.
- Cas de plusieurs actions Q_i : $G + 0.9(\Sigma Q_i)$.

I.6.2. Situation accidentelles (RPA 99 version 2003 article 5.2) :

Ce sont des actions qui ne surviennent que rarement durant la vie de l'ouvrage mais dont les conséquences peuvent être très néfastes, si des dispositions ne sont pas prises lors de la conception et de la réalisation de l'ouvrage. Parmi ces actions, on peut répertorier :

- L'action sismique notée **E**
- Le choc, l'incendie, l'explosion, etc ...

Pour la détermination des sollicitations de calcul en situation accidentelle, les combinaisons d'actions à considérer sont celles mentionnées dans le RPA99 article 5.2 ; elles sont comme suit :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$: cette combinaison a été adoptée dans le cas où l'effet de G est favorable.

I.7. Règlements utilisés :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- **CCM97** : Règles de calcul des constructions en acier.
- **DTR-B.C-22** : Charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- **DTR-B.C.2-33** : Règles de calcul des fondation superficielles.
- **RNV 2013** : Règles définissant les effets de la neige et du vent version 2013.
- **Eurocode3** : Calcul des structures métalliques
- **Eurocode4** : Calcul des structures mixtes.
- **RPA99** : Règles parasismiques algériennes version 2003.
- **BAEL 1991** : Calcul des structures en béton.

CHAPITRE II :

Etude climatique selon RNV2013.

II.1. Introduction :

Les effets du vent ainsi que la neige, sur les structures métalliques est plus souvent prépondérant, une étude approfondie et détaillée doit être menée minutieusement afin de déterminer les différentes actions et sollicitations.

La réglementation en vigueur (**RNV 2013**), nous fournit les principes généraux et les procédures à suivre afin de mieux prévoir ces phénomènes et de menée des calculs conformes.

II.2. Action de la neige :

II.2.1. But :

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 notamment sur la toiture.

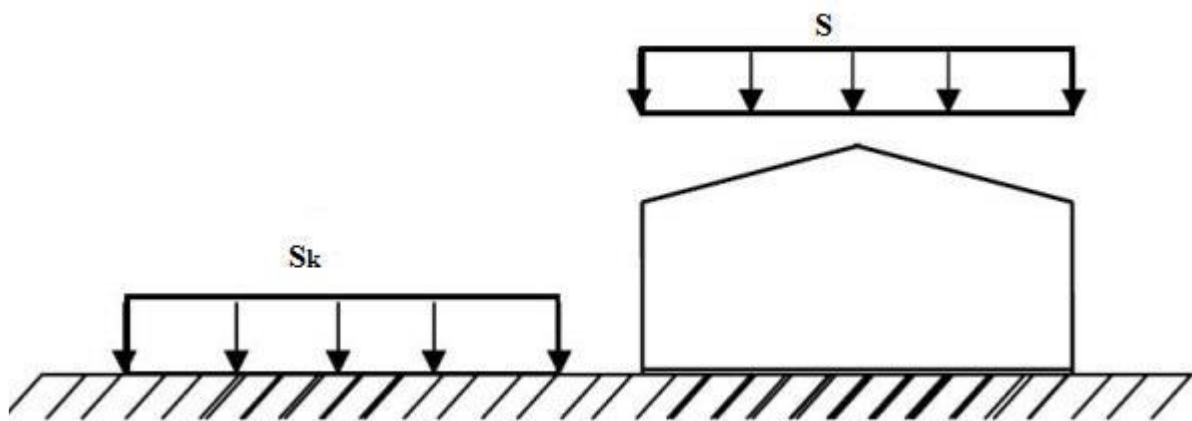


Figure II.1 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et le sol.

II.2.2. La charge de neige sur le sol :

La charge de neige sur le sol est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

Il se fait conformément à la réglementation (Règlement Neige et Vent) RNV-version2013.

La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu * S_k \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

Avec :

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

μ : coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture appelé coefficient de forme.

S_k : charge de neige sur le sol.

Dans notre cas :

- Le projet est implanté à la région de OUED AISSI wilaya de TIZI OUZOU qui est classée en zone A selon la classification de RNV 2013.
- L'altitude du projet est d'environ 200m.

Donc : S_k est donnée par la formule suivante : (§ 4.2. RNV 2013)

$$S_k = \frac{0.07 * H + 15}{100}$$

H : Altitude du site par rapport au niveau de la mer pour la région de OUED AISSI: H = 200m

Donc :

$$S_k = \frac{0.07 * 200 + 15}{100} = 0.29 \text{KN/m}^2$$

II.2.3. Coefficient de forme de la toiture :

Il est on fonction de la forme de la toiture.

Dans notre cas le bâtiment a une toiture à deux versants avec une pente α de :

$$0^\circ \leq \alpha \approx 12.53^\circ \leq 30^\circ.$$

D'où on aura le coefficient de pente : $\mu = 0.8$ (Tableau 6.2, § 6.2.2.2, RNV 2013)

II.2.4. Calcul des charges de neige sur la toiture :

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

$$S = \mu * S_k \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

A.N

$$S = 0.8 * 0.29 = 0.232 \text{ KN/m}^2.$$

II.3. Etude au vent :

Cette étude est réalisée à partir des caractéristiques dépendant de la structure ainsi que le site d'implantation.

Dans notre cas on a les caractéristiques suivantes :

- Wilaya de Tizi-Ouzou appartient à la zone de vent I.
- La zone (oued aissi) est classée comme un terrain de catégorie III

II.3.1-Coefficients de calcul :

a) Effet de la région

Notre structure est située dans la zone I, dont la pression de référence est donnée par le Tableau 2-2 du RNVA2013 (chapitre II-bases de calcul) par $Q_{ref} = 37,5 \text{ DaN/m}^2$

b) Effet de site

La structure sera implantée en zone industrielle, donc d'après les données le Tableau 2-4 dans le RNVA2013 (chapitre 2- bases de calcul) les catégories de terrain sont III D'où :

- ✓ Le facteur de terrain $K_T = 0,215$
- ✓ Le paramètre de rugosité $Z_0 = 0,3 \text{ m}$

(Tableau 2-4, chapitre II RNVA2013)

- ✓ La hauteur minimale $Z_{min} = 5 \text{ m}$.
- ✓ $\varepsilon = 0,61$: coefficient utilisé pour le calcul de C_d

II.3.2-Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul :

II.3.2.1-le coefficient dynamique :(RNV 2013)

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

La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur est inférieure à 15m On prend : $C_d = 1$ (RNV 2013).

II.3.2.2-Coefficient de topographie C_T :(RNV 2013)

Dans notre cas, on a un site plat, donc le coefficient de topographie :

$C_T = 1$ (RNV 2013).

II.3.2.3-Coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse

moyenne du vent. Il est donné par la relation suivante car : $Z_m < Z < 200\text{m}$

$$Cr = Kt \times \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right) \quad (\text{RNV 2013})$$

KT : facteur de terrain.

Z0 : paramètre de rugosité.

Zmin : hauteur minimale.

Z : (en m) la hauteur considérée.

$$Cr = 0.125 \times \ln\left(\frac{10}{0.3}\right)$$

$$= 0.754$$

II.3.2.4-Coefficient de turbulence Iv :

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent est donnée par l'équation suivante car : $Z > Z_{\min}$

$$Iv = \frac{1}{Cr \cdot \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right)}$$

$$Iv = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{10}{0.3}\right)}$$

$$Iv = 0.285$$

II.3.2.5-coefficient d'exposition C_{ex} :

Le coefficient d'exposition au vent **C_{ex}** tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, il tient compte de la nature turbulente du vent. **C_{ex}** est donné par la formule suivante :

$$C_e(Z) = C_t^2 * C_r^2 * [1 + 7I_v(Z)]$$

Avec :

- cr : coefficient de rugosité.
- ct : coefficient de topographie.
- $Iv(z)$: l'intensité de turbulence.
- Z (en m) : est la hauteur considérée.

$$C_{ex} = 1^2 * 0.754^2 * [1 + 7(0.285)].$$

$$C_{ex} = 1.703$$

II.3.2.6-coefficient de pression dynamique de pointe $q_p(z)$:

La pression dynamique de pointe (Z) qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur h est donné par la formule suivante :

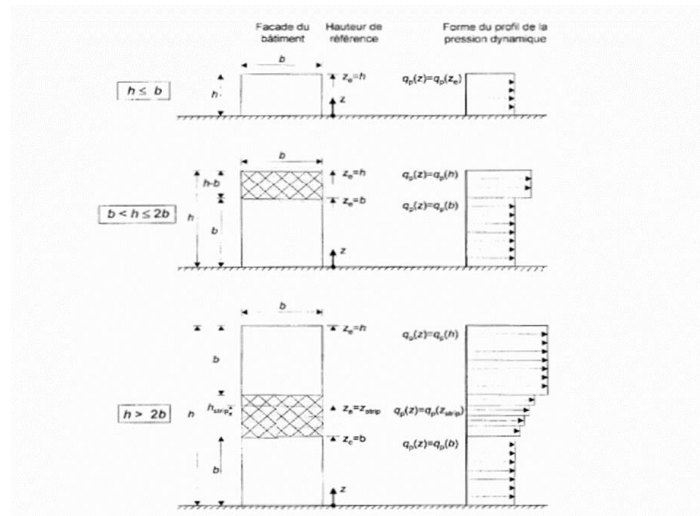


Figure II.2 : Hauteur de référence Z_e

Dans notre cas $H \leq b$ Donc : $H=Z_{eq}= 10m$

$q(z)=q_{ref} \times (z)$ (RNV2013)

$q_{ref} = 37.5$ (daN/m²) la pression dynamique de référence.

C_{ex} : est le coefficient d'exposition au vent

$q(z)=37.5 \times 1.703$

$q(z) =63.863$ daN/m²

Tableau II.1 : la pression dynamique de référence

Z(m)	q_{ref} (daN/m ²)	$C_e (z)$	q_p (daN/m ²)
10	37.5	1.703	63.863

II.3.2.7-Détermination du coefficient de pression extérieur C_{pe} :

La détermination de coefficient de pression C_{pe} est faite pour chaque direction du vent et dans

Chaque surface de la partie

Pour cela on utilise les formules suivantes : [R.N.V.2013]

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

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

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

Tel que :

S : est la surface chargée de la paroi considérée en m^2

Et pour notre cas est $C_{pe} = C_{pe10}$ si $S \geq 10 \text{ m}^2$

II.3.3-Vent perpendiculaire au pignon (V1) :

a) Parois verticales : sur le pignon avec $\theta = 90^\circ$

Pour cette direction du vent on a $b=18\text{m}$, $d=45\text{ m}$, $h=10\text{ m}$.

$$e = \min [b ; 2h] = \min [18 ; 2 \times 10] = 18 \text{ m.}$$

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

$e < d$ on aura les zones A, B, C, D et E.

calcul des zone :

$$\text{zone A : } \frac{e}{5} = \frac{18}{5} = 3.6 \text{ m}$$

$$\text{zone B : } \frac{4e}{5} = \frac{4 \times 18}{5} = 14.4 \text{ m}$$

$$\text{zone C : } d - e = 45 - 18 = 27 \text{ m}$$

$$\text{zone D : } e = 18 \text{ m} = \text{zone E}$$

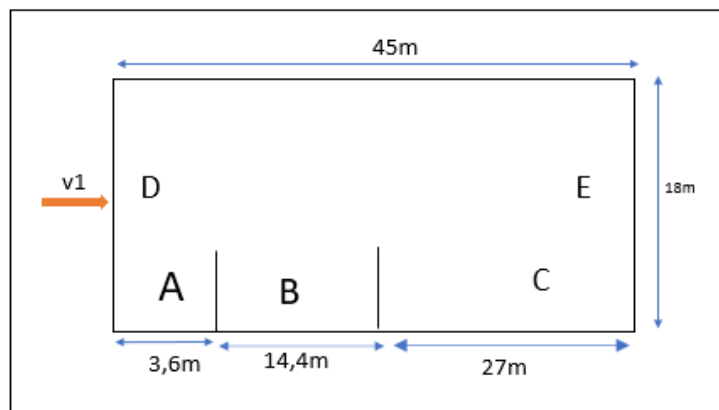


Figure II.3 : les zones de pignon.

Tableau II.2 : Déterminations des surfaces

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m ²)	28.8	115.2	216	162	162
Cpe	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

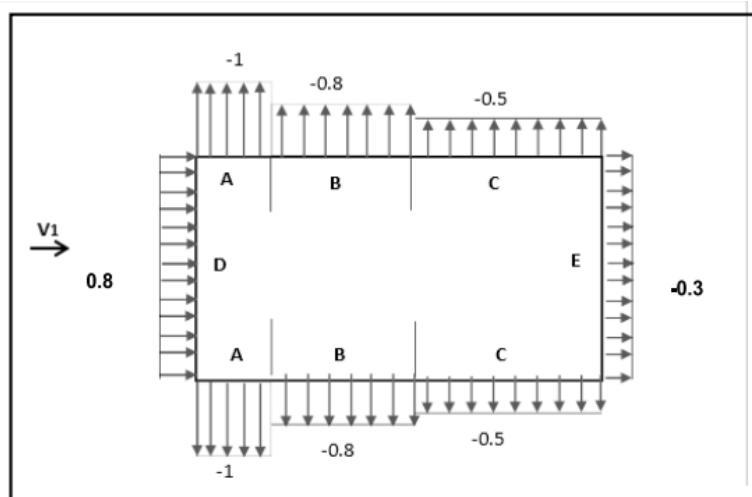


Figure II.4 : les coefficients de pressions extérieure

a) Parois verticales :

Pour cette direction du vent on a :

$$d = 45 \text{ m} ; b = 18\text{m} ; h = 10\text{m}$$

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

$$\frac{e}{4} = \frac{18}{4} = 4.5\text{m}$$

$$\frac{e}{2} = \frac{18}{2} = 9\text{m}$$

$$\frac{e}{10} = \frac{18}{10} = 1.8 \text{ m}$$

Tableau II.3 : les surfaces de zone

Zone	F	G	H	J
Surface	16.2	16.2	129.6	648

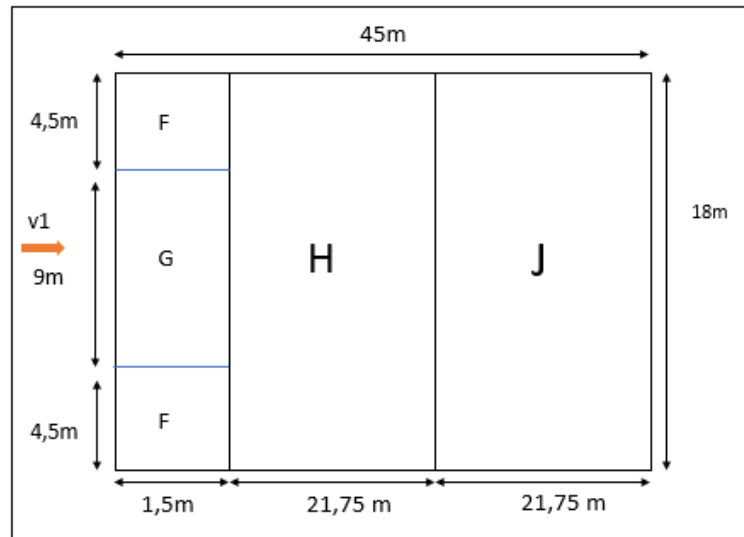


Figure II.5 : les surfaces de zone

II.3.3.1-calcul de coefficient de pression extérieur Cpe :

le coefficient de pression extérieur dépend de la dimension de la surface chargée, on définit $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$ les coefficients de pressions externes pour une surface de $1m^2$ et $10m^2$ respectivement. les valeurs pour d'autres surfaces A s'obtiennent par une interpolation logarithmique

$$C_{pe} = C_{pe,1} \quad ; \text{ pour } A \leq 1m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \log A \quad ; \text{ pour } 1m^2 < A < 10m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad ; \text{ pour } A \geq 10m^2$$

Pour notre cas : $C_{pe} = C_{pe,10}$ pour chaque zone

Les valeurs des coefficients d'expositions C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire (RNV 2013).

la formule d'interpolation

$$f(x) = (x_0) + \frac{f(x) - f(x_0)}{x - x_0} (x - x_0)$$

Avec : $\alpha = 12.53^\circ$

$$C_{pe}(F) \quad f(x) = -1.6 + \frac{-1.3 + 1.6}{15 - 5} (12.53 - 5) = -1.3741$$

$$C_{pe}(G) \quad f(x) = -1.3 + \frac{0}{15 - 5} (12.53 - 5) = -1.3$$

$$C_{pe}(H) \quad f(x) = -0.7 + \frac{-0.6 + 0.7}{15 - 5} (12.53 - 5) = -0.6247$$

$$C_{pe}(I) \quad f(x) = -0.6 + \frac{-0.5 + 0.6}{15 - 5} (12.53 - 5) = -0.5247$$

II.3.3.2-calcul de coefficient de pression intérieur C_{pi} :

Les valeurs recommandent lorsqu'on ne connaît pas la perméabilité des parois du bâtiment (note 2 paragraphes 7.2.9 NF EN 1991-1-4) sont les suivantes

Pression intérieure : $C_{pi}=+0,2$

Dépression intérieure : $C_{pi}=-0,3$

Pression aérodynamique du vent :

$\theta = 90^\circ$ avec une pression intérieure qui est égale à +0,2

$W(z) = q_p(z) \times [C_{pe} - C_{pi}]$ (KN/m²)

1-pression :

Tableau II.4 : Valeurs de la pression aérodynamique cas de vent dans le sens de pignon.

Zone	C _{pe}	C _{pi}	W(z) (daN/m ²)	Zone	c _{pe}	c _{pi}	W(z) (daN/m ²)
A	-1	+0.2	-76.6356	F	-1.374	+0.2	-100.52
B	-0.8	+0.2	-63.863	G	-1.3	+0.2	-95.795
C	-0.5	+0.2	-44.704	H	-0.625	+0.2	-52.687
D	+0.8	+0.2	38.318	I	-0.525	+0.2	-46.301
E	-0.3	+0.2	-31.93	/	/	/	/

2-Dépression :

Tableau II.5 : Valeurs de la dépression aérodynamique dans le cas de vent dans le sens de pignon

Zone	C _{pe}	C _{pi}	W(z) (daN/m ²)	Zone	c _{pe}	c _{pi}	W(z) (daN/m ²)
A	-1	-0.3	-44.704	F	-1.374	-0.3	-68.589
B	-0.8	-0.3	-31.932	G	-1.3	-0.3	-63.863
C	-0.5	-0.3	-12.773	H	-0.625	-0.3	-20.755
D	+0.8	-0.3	70.249	I	-0.525	-0.3	-14.369
E	-0.3	-0.3	0	/	/	/	/

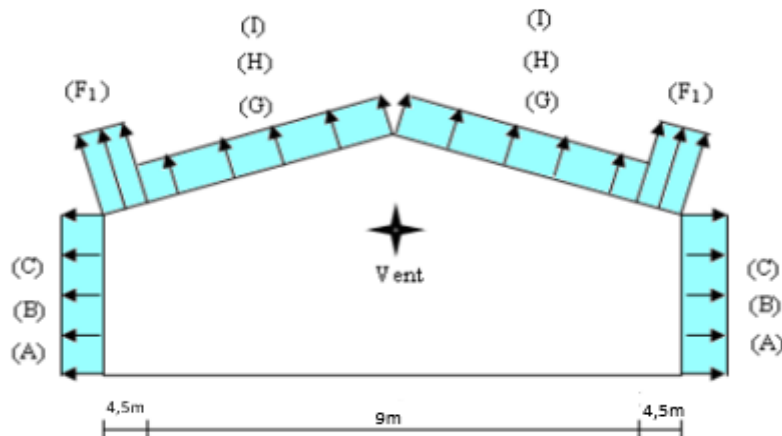


Figure II.6 : les charges de vent sur la structure

II.3.4-Vent perpendiculaire au long pan (V2) :

a) Parois verticales : sur le pignon avec $\theta = 0^\circ$

avec : $d = 18m$; $b = 45m$; $h = 10m$

$e = \min [b ; 2h] = \min [45 ; 20] = 20m$

$e > d$ on aura les zone (A ; B ; D ; E)

et la zone C =0

$$\text{Zone A} = \frac{e}{5} = \frac{20}{5} = 4m$$

$$\text{Zone B} = d - \frac{e}{5} = 14m$$

$$\text{Zone D} = 45m = \text{Zone E} = 45m$$

Tableau II.6 : la surface et le cpe

Zone	A	B	D	E
Surface (m ²)	33.778	128.222	360	360
Cpe	-1	-0.8	+0.8	-0.3

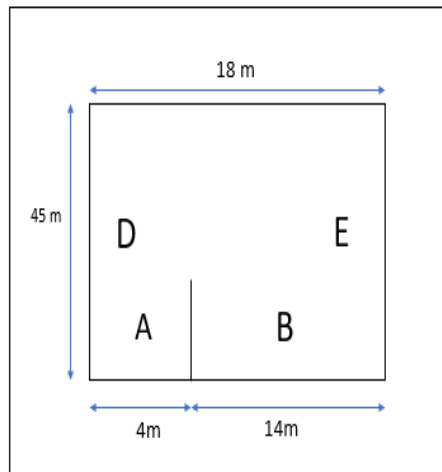


Figure II.7 : les surfaces de zone de vent 2

b) Versant de toiture :

Pour cette direction de vent on à : $d = 18m$; $b = 45m$; $h = 10m$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [45 ; 20] = 20m$$

$$e = 20m$$

$$\frac{e}{4} = \frac{20}{4} = 5m$$

$$\frac{e}{5} = \frac{20}{5} = 4m$$

Tableau II.7 : tableaux des surfaces des zones

Zone	F	G	H	I	J
Surface	20	70	315	90	315

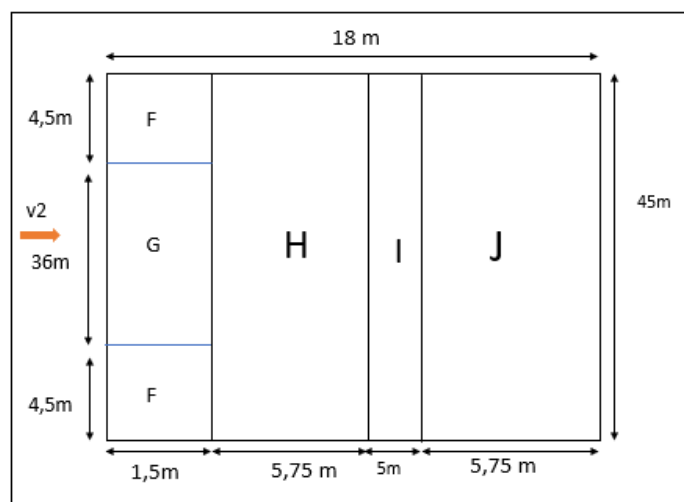


Figure II.8 : les surfaces de zone

II.3.4.1 Calcul de coefficient de pression extérieur Cpe :

$$f(x) = (x_0) + \frac{f(x) - f(x_0)}{x - x_0} (x - x_0)$$

Avec : $\alpha = 12.53^\circ$

$$Cpe(F) \quad f(x) = -1.7 + \frac{-0.9+1.7}{15-5} (12.53-5) = -1.0976$$

$$Cpe(G) \quad f(x) = -1.2 + \frac{-0.8+1.2}{15-5} (12.53-5) = -0.8988$$

$$Cpe(H) \quad f(x) = -0.7 + \frac{-0.3+0.6}{15-5} (12.53-5) = -0.3741$$

$$Cpe(I) \quad f(x) = -0.6 + \frac{-0.4+0.6}{15-5} (12.53-5) = -0.4494$$

$$Cpe(J) \quad f(x) = -0.6 + \frac{-1+0.6}{15-5} (12.53-5) = -0.9012$$

II.3.4.2-calcul de coefficient de pression intérieur Cpi :

Les valeurs recommandent lorsqu'on ne connaît pas la perméabilité des parois du bâtiment (note 2 paragraphes 7.2.9 NF EN 1991-1-4) sont les suivantes

Pression intérieure : **Cpi=+0,2**

Dépression intérieure : **Cpi=-0,3**

Pression aérodynamique du vent :

$\theta = 90^\circ$ Avec une pression intérieure qui est égale a +0,2

$$W(z) = q_p(z) \times [Cpe - Cpi] \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

1-pression :

Tableau II.8 : Valeurs de la pression aérodynamique dans le cas de vent dans le sens de long-pan

Zone	Cpe	Cpi	W(z) (daN/m ²)	Zone	cpe	cpi	W(z) (daN/m ²)
A	-1	+0.2	-76.6356	F	-1.098	+0.2	-82.8942
B	-0.8	+0.2	-63.863	G	-0.899	+0.2	-70.1854
C	/	/	/	H	-0.374	+0.2	-36.6574
D	+0.8	+0.2	38.318	I	-0.449	+0.2	-41.4471
E	-0.3	+0.2	-31.93	J	-0.901	+0.2	-70.3132

2-Dépression :

Tableau II.9 : Valeurs de la dépression aérodynamique dans le cas de vent dans le sens de long-pan

Zone	Cpe	Cpi	W(z) (daN/m ²)	Zone	cpe	cpi	W(z) (daN/m ²)
A	-1	-0.3	-44.704	F	-1.098	-0.3	-50.9627
B	-0.8	-0.3	-31.932	G	-0.899	-0.3	-38.2539
C	/	/	/	H	-0.374	-0.3	-4.7259
D	+0.8	-0.3	70.249	I	-0.449	-0.3	-9.5156
E	-0.3	-0.3	0	J	-0.901	-0.3	-38.3817

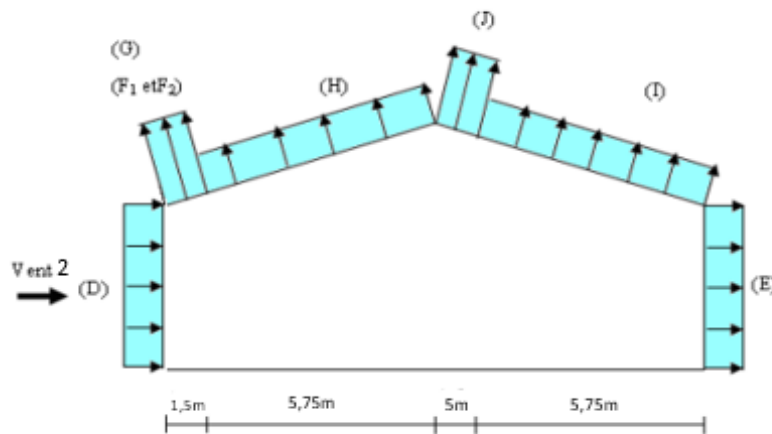


Figure II.9 : les charge appliquer sur la structure avec le vent 2

II.3.5- calcul de la force de frottement :

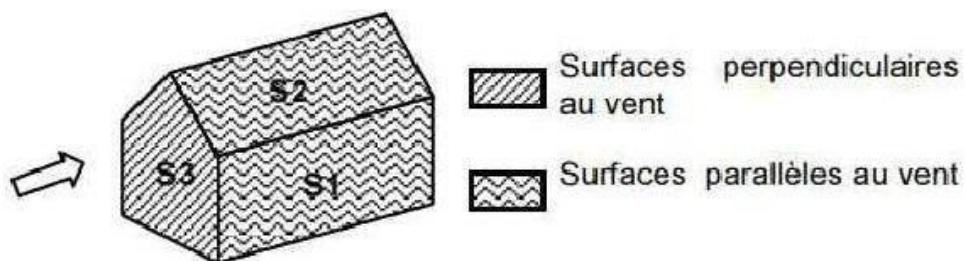


Figure II.10 : Prise en compte des effets de frottements.

La force de frottement est négligeable si :

$$S1 = 8 \times 45 = 360 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 9.22 * 45 = 414.9 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 162 \text{ m}^2 \rightarrow 4 * S_3 = 648 \text{ m}^2$$

$$S_1 + S_2 = 774.9 \text{ m}^2 \leq 4 * S_3 = 648 \text{ m}^2$$

Condition non vérifiée

Donc il n'y a pas de frottement

La force de frottement est négligeable si : $S_2 + S_1 \leq 4S_3$.

a) Direction vent perpendiculaire au pignon :

Surface parallèle au vent :

$$S_1 + S_2 = (8 * 45) + (9 / \cos(12.53) * 45) = 774.9 \text{ m}^2$$

Surface perpendiculaire au vent :

$$S_3 = (18 * 8) + (9 * 2 / 2) * 2 = 162 \text{ m}^2 \rightarrow 4S_3 = 4 * 162 = 648 \text{ m}^2$$

On a : $S_2 + S_1 \leq 4S_3$.

$$S_2 + S_1 = 774.9 \text{ m}^2 \leq 4S_3 = 648 \text{ m}^2 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

Force de frottement non négligeable.

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

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

Avec :

$q_p(z)$: (en daN/m²) est la pression dynamique de pointe à la hauteur z considérée.

A_{fr} : (en m²) est l'aire de l'élément de surface balayé par le vent.

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

Calcul de l'aire de frottement A_{fr} :

$$\text{Min}(2b; 4h) = \text{min}(2 * 18 = 36; 4 * 10 = 40) = 36 \text{ m}$$

$$A_{fr} = [(9 / \cos(12.53) * 9) * 2] + (9 * 8) * 2 = 161.57 \text{ m}^2$$

On prendra dans notre cas un bardage en toiture et au niveau des parois verticales dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent. $C_{fr} = 0.04$ (Tableau 8)

$$F_{fr} = 63.863 * 0.04 * 161.57 = 412.7338 \text{ daN.}$$

Remarque :

L'aire de frottement pour la toiture est déterminée en introduisant la longueur du développé de la toiture, soit : $9 / \cos(12.53^\circ) = 9.22 \text{ m}$

Action d'ensemble :

La force résultante F_w est donnée par :

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

Avec :

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

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

F_{fr} (en daN) : les forces de frottements (d'entraînement) éventuelles.

Direction du vent ($\theta = 0^\circ$), Pente du versant : $\alpha = 12.53^\circ$.

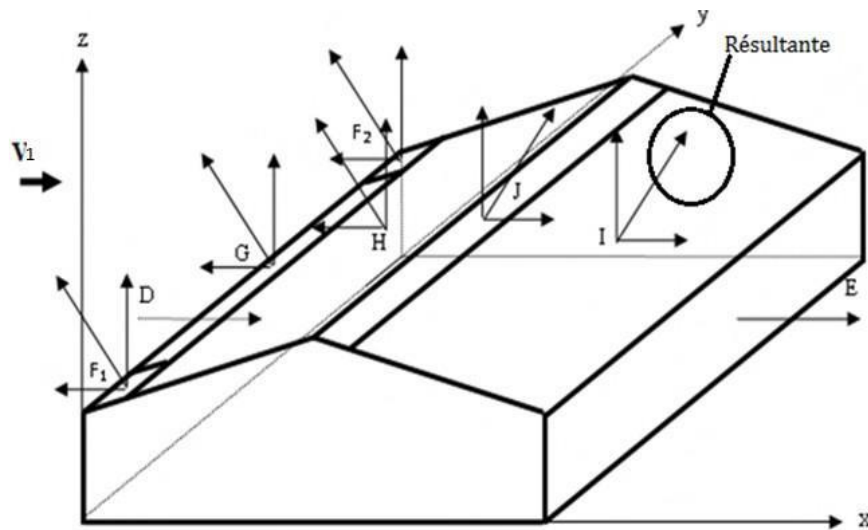


Figure II.11 : Répartition des zones de pression sur la toiture sens V1.

Direction du vent ($\theta = 0^\circ$) avec pression intérieure de +0.2 :

Tableau II.10 : Valeurs des forces horizontales et verticales :

	F_{wx} (daN)	F_{wz} (daN)
D	$360 * 38.3178 = 13794.408$	0
E	$360 * 31.9315 = 11495.34$	0
F₁	$10 * 82.8942 * \text{tg}(12.53) = 184.2274$	$10 * 82.8942 = 828.942$
F₂	$10 * 82.8942 * \text{tg}(12.53) = 184.2274$	$10 * 82.8942 = 828.942$
G	$70 * 70.1854 * \text{tg}(12.53) = 1091.8802$	$70 * 70.1854 = 4912.978$
H	$315 * 36.6574 * \text{tg}(12.53) = 2566.2702$	$315 * 36.6574 = 11547.081$
I	$90 * 41.4471 * \text{tg}(12.53) = 829.0235$	$90 * 41.4471 = 3730.239$
J	$315 * 70.3132 * \text{tg}(12.53) = 4922.4077$	$315 * 70.3132 = 22148.658$
Total	35067.7844	43996.84

Direction du vent ($\theta = 0^\circ$) avec dépression intérieure de -0.3 :

Tableau II.11 : Valeurs des forces horizontales et verticales.

	F_{wx} (daN)	F_{wz} (daN)
D	$360 \cdot 70.2493 = 25289.748$	0
E	0	0
F₁	$10 \cdot 50.9627 \cdot \text{tg}(12.53) = 113.2616$	$10 \cdot 50.9627 = 509.627$
F₂	$10 \cdot 50.9627 \cdot \text{tg}(12.53) = 113.2616$	$10 \cdot 50.9627 = 509.627$
G	$70 \cdot 38.2539 \cdot \text{tg}(12.53) = 595.1191$	$70 \cdot 38.2539 = 2677.773$
H	$315 \cdot 4.7259 \cdot \text{tg}(12.53) = 330.8455$	$315 \cdot 4.7259 = 1488.6585$
I	$90 \cdot 9.5156 \cdot \text{tg}(12.53) = 190.3307$	$90 \cdot 9.5156 = 856.404$
J	$315 \cdot 38.3817 \cdot \text{tg}(12.53) = 2686.983$	$315 \cdot 38.3817 = 12090.2355$
Total	29319.5495	18132.325

Composante horizontale :

$$F_{wx} = W(z) \cdot \sin\alpha \cdot A_{ref} = W(z) \cdot \sin\alpha \cdot \frac{e}{4} \cdot \frac{e/10}{\cos\alpha}$$

$$F_{wx} = W(z) \cdot \frac{e}{4} \cdot \frac{e}{10 \cdot \text{tonga}}$$

Composante verticale :

$$F_{wz} = W(z) \cdot \cos\alpha \cdot A_{ref} = W(z) \cdot \cos\alpha \cdot \frac{e}{4} \cdot \frac{e/10}{\cos\alpha}$$

$$F_{wz} = W(z) \cdot \frac{e}{4} \cdot \frac{e}{10}$$

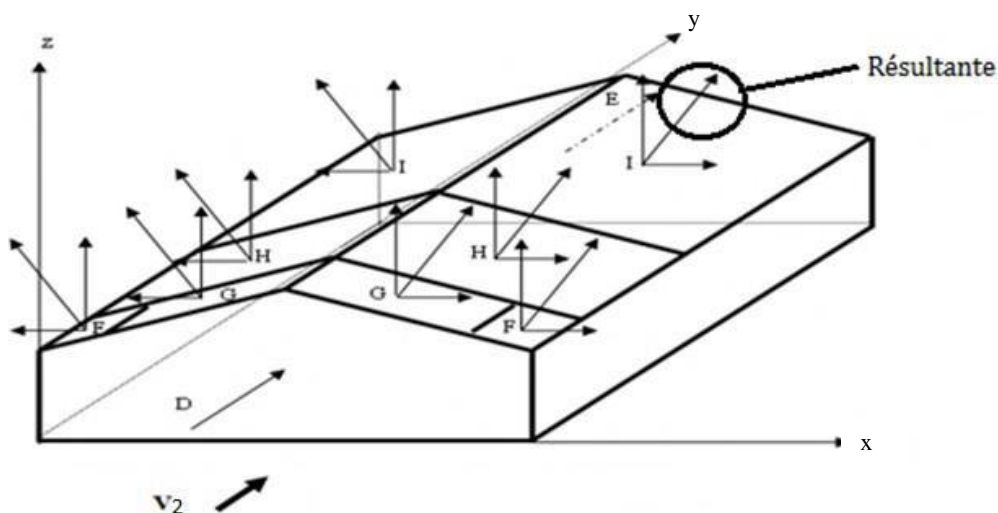


Figure II.12 : Répartition des zones de pression sur la toiture sens V2.

Direction du vent ($\theta = 90^\circ$) avec pression intérieure de +0.2 :

Tableau II.12 : Valeurs des forces horizontales et verticales

	F_{wy} (daN)	F_{wz} (daN)
D	162*38.318=6207.516	0
E	162*31.93=5172.66	0
F₁	0	8.1*100.52=814.212
F₂	0	8.1*100.52=814.212
G	0	16.2*95.795=1551.879
H	0	129.6*52.687=6828.2352
I	0	648*46.301=30003.048
F_{fr}	412.7338	0
Total	11792.9098	40011.5862

Direction du vent ($\theta = 90^\circ$) avec dépression intérieure de -0.3 :

Tableau II.13 : Valeurs des forces horizontales et verticales

	F_{wy} (daN)	F_{wz} (daN)
D	162*70.249=11380.338	0
E	0	0
F₁	0	8.1*68.589=555.5709
F₂	0	8.1*68.589=555.5709
G	0	16.2*63.863=1034.5806
H	0	129.6*20.755=2689.848
I	0	648*14.369=9311.112
F_{fr}	412.7338	0
Total	11793.0718	14146.6824

:

Remarque :

Les zones D et E intègrent la partie rectangulaire et la partie triangulaire du pignon.

Tableau II.14 : Valeurs des forces horizontales et verticales et coordonnées des points d'application : ($\theta = 0^\circ$) avec pression intérieure de +0.2.

zone	Composante horizontale F_{wx} (daN)	Composante horizontale F_{wz} (daN)	coordonnées des points d'application		
			X(m)	Y(m)	Z(m)
D	13794.408	0	0	22.5	4
E	11495.34	0	18	22.5	4
F ₁	184.2274	828.942	1	2.5	8.222
F ₂	184.2274	828.942	1	42.5	8.222
G	1091.8802	4912.978	1	22.5	8.222
H	2566.2702	11547.239	5.5	22.5	9.222
I	829.0235	3730.239	14.5	22.5	8.778
J	4922.4077	22148.658	10	22.5	9.778
F_{wx}	35067.7844		8.09106887	22.5	5.48196826
F_{wz}		43996.84	7.85637609	22.5000808	9.31493901

Coordonnées du point d'application de la résultante :**Composante horizontale F_{wx} :**

$$X = \frac{\sum F_{wxi} * x_i}{\sum F_{wxi}}$$

$$= \frac{13794.408 * 0 + 11495.34 * 18 + 184.2274 * 1 + 184.2274 * 1 + 1091.8802 * 1 + 2566.2702 * 5.5 + 829.0235 * 14.5 + 4922.4077 * 10}{35067.7844}$$

$$= 8.091$$

$$Y = \frac{\sum F_{wxi} * y_i}{\sum F_{wxi}}$$

$$= \frac{13794.41 * 22.5 + 11495.34 * 22.5 + 184.23 * 2.5 + 184.23 * 42.5 + 1091.88 * 22.5 + 2566.27 * 22.5 + 829.02 * 22.5 + 4922.41 * 22.5}{35067.7844}$$

$$= 22.5$$

$$Z = \frac{\sum F_{wxi} * z_i}{\sum F_{wxi}}$$

$$= \frac{13794.41 * 4 + 11495.34 * 4 + 184.23 * 8.22 + 184.23 * 8.22 + 1091.88 * 8.22 + 2566.27 * 9.22 + 829.02 * 8.78 + 4922.41 * 9.78}{35067.7844}$$

$$= 5.482$$

Composante horizontale F_{wz} :

$$X = \frac{\sum F_{wzi} * x_i}{\sum F_{wzi}}$$

$$= \frac{0 * 0 + 0 * 18 + 828.942 * 1 + 828.942 * 1 + 4912.978 * 1 + 11547.081 * 5.5 + 3730.239 * 14.5 + 22148.658 * 10}{43996.84}$$

$$= 7.856$$

$$Y = \frac{\sum F_{wzi} * y_i}{\sum F_{wzi}}$$

$$= \frac{0 * 22.5 + 0 * 22.5 + 828.942 * 2.5 + 828.942 * 42.5 + 4912.978 * 22.5 + 11547.081 * 22.5 + 3730.239 * 22.5 + 22148.658 * 22.5}{43996.84}$$

$$= 22.5$$

$$Z = \frac{\sum F_{wzi} * z_i}{\sum F_{wzi}}$$

$$= \frac{0 * 4 + 0 * 4 + 828.942 * 8.22 + 828.942 * 8.22 + 4912.978 * 8.22 + 11547.081 * 9.22 + 3730.239 * 8.78 + 22148.658 * 9.78}{43996.84}$$

$$= 9.315$$

Calcul de la stabilité d'ensemble : pression intérieure de +0.2.

Vérification de la stabilité transversale :

Direction de vent ($\theta = 0^\circ$).

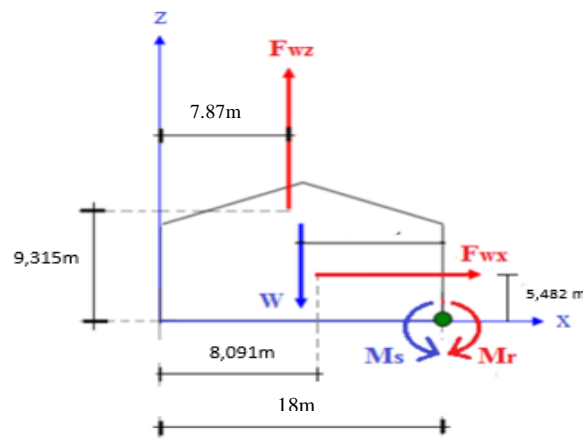


Figure II.13 : stabilité transversale

Calcul du moment de renversement :

$$M_r = F_{wx} * 5.48 + F_{wz} * (18 - 7.87)$$

$$M_r = 35067.7844 * 5.48 + 43996.84 * (18 - 7.87) = 637859.4477 \text{ daN.m}$$

$$M_r = 6378.594 \text{ KN.m.}$$

Calcul du moment stabilisant :

$$M_s = W * 9$$

Avec :

$W \approx 50 \text{ daN/m}^2$: Poids approximatif par m^2 de surface en plan du bâtiment.

$$W = 50 * 18 * 45 = 40500 \text{ daN}$$

$$M_s = 40500 * 9 = 364500 \text{ daN.m} = 3645 \text{ KN.m.}$$

$M_r = 6378.594 \text{ KN.m} > M_s = 3645 \text{ KN.m.}$ → la stabilité transversale est non vérifiée.

Il faut vérifier que la condition suivant et vérifier : $M_s = W' * \frac{d}{2} > 6378.594KN.m$

$$D'où : W' \geq \frac{M_s}{\frac{d}{2}} = \frac{6378.594}{9} = 708.7327KN$$

Le poids propre du bâtiment : $W=45*18*0.5=405KN$.

Il faut dimensionné les semelles de fondations de manière à ce que leurs poids soient au minimum de :

$$708.7327 - 405 = 303.7327 KN$$

Nombre total de poteaux : 20

Le poids minimal d'une semelle en béton doit donc être de :

$$\frac{303.7327}{20} = 15.1866KN$$

Le volume du béton nécessaire est de : $\frac{15.1866}{25} = 0.61m^3$ (semelle de $1m^2$ par $0.61m$ de profondeur)

Remarque :

Pour des raisons pratiques et de sécurité on opte une semelle de $1m^2$ par $0.9m$ de profondeur ;

Le poids additionnel du aux semelles de fondations : $W=0.7*25*20=350KN$.

Le poids totale de la structure sera donc : $W= 405+350=755KN$

Avec : le poids volumique de béton supposé est de $25KN/m^3$.

Vérification :

$$W= 0.7*45*18= 567KN$$

$$Donc : M_s = W * d / 2 = 755 * 18/2= 6795KN.$$

Donc :

$$M_r = 6378.594KN.m < M_s = 6561KN.m \rightarrow \text{stabilité transversal vérifié.}$$

II.4.Conclusion :

L'étude climatique de notre ouvrage nous a permet de déterminer tous les efforts agissant sur la structures (efforts de vent, et de la neige) et ensuite les intégrer pour le dimensionnement des éléments principales et secondaires.

CHAPITRE III :

Pré dimensionnement des éléments.

III.1.Introduction :

Les caractéristiques de notre structure (géométrie, matériaux), étant définies, nous passons, dans ce chapitre au pré-dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment qui se font par la condition de flèche et les vérifier par celle de résistance et de cisaillement.

III.2.Panne :

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s'appliquent sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme (dans notre projet, les pannes reposent sur les traverses). Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'exploitation et climatique.

Elles sont réalisées soit en profilé formé à chaud en (**I**), ou bien en (**U**), soit en profilé formée à froid en (**Z**), (**U**), (**Σ**) ou en treillis pour les portées supérieure à **5m**.

On utilisera des profilés en (**I**) laminés à chaud.

III.2.1.Données de calcul :

Chaque panne repose sur deux (02) appuis de distance 5m (Portée de la panne) ;Angle d'inclinaison : $\theta = 12,53^\circ$ Espacement entre axes horizontale des pannes :

$$e = \frac{9.22}{6} = 1.54m$$

On dispose de six (6) lignes de pannes sur chaque versant de toiture.

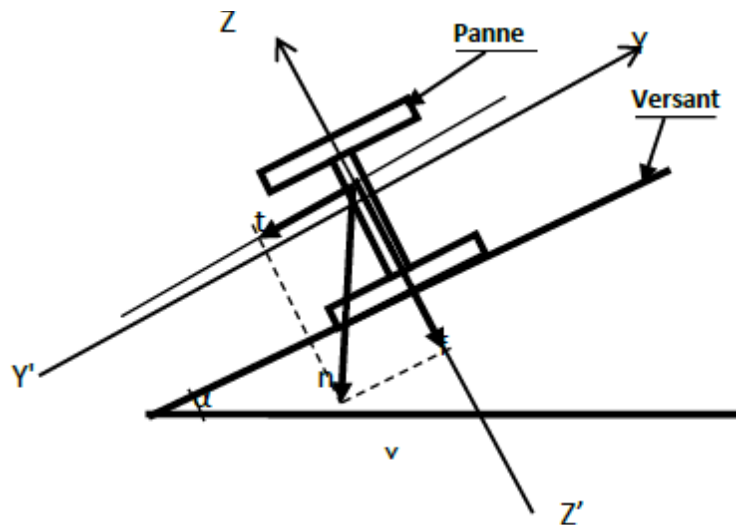


Figure III.1. Disposition de la panne.

III.2.2.Évaluation des charges et surcharges

Charge et surcharge par mètre linéaire revenant à la panne intermédiaire :

a) Charges permanentes (G) : (par m^2 de la couverture)

$$G = 17 * 1.54 + 12$$

$$G = 38.18 \text{ daN/ml}$$

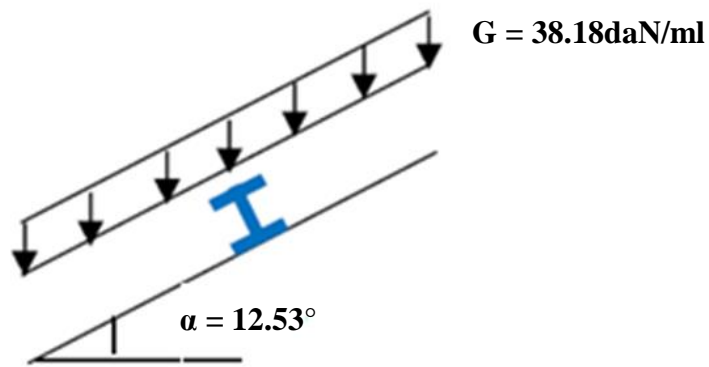


Figure III.2: charge permanentes.

b) Surcharges de neige (N) :

Pour raison sécuritaire nous majorons la valeur estimée de la charge de neige.

Nous mettons :

Pente du versant (α) (en°)	$0 \leq \alpha \leq 30$	$30 \leq \alpha \leq 60$	$\alpha \geq$
Coefficient μ_1	0.8	$0.8 \left(\frac{60-\alpha}{30}\right)$	0
Coefficient μ_2	$0.8 + 0.8\left(\frac{\alpha}{30}\right)$	1.6	-

$$N = S_k * e.$$

$$N = 22.6 * 1.54.$$

$$N = 34.804 \text{ Kg/ml}$$

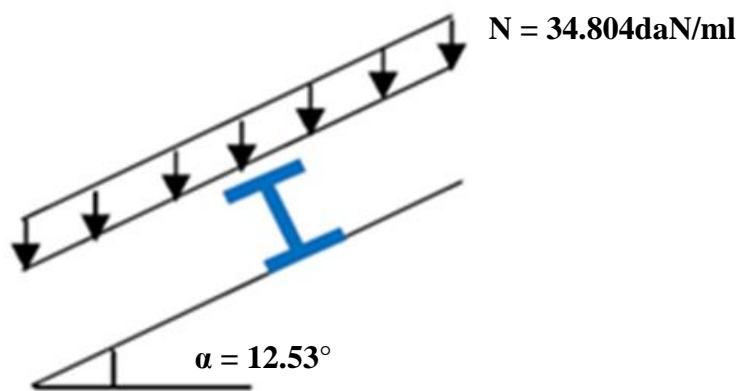


Figure III.3: Surcharge de neige sur la panne.

c) Surcharges du vent (V) :

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent (zone F : vent de soulèvement).

$$V = 100.52 \text{ Kg/m}^2$$

$$V = 100.52 * e$$

$$V = 100.52 * 1.54$$

$$V = 154.80 \text{ Kg/ml}$$

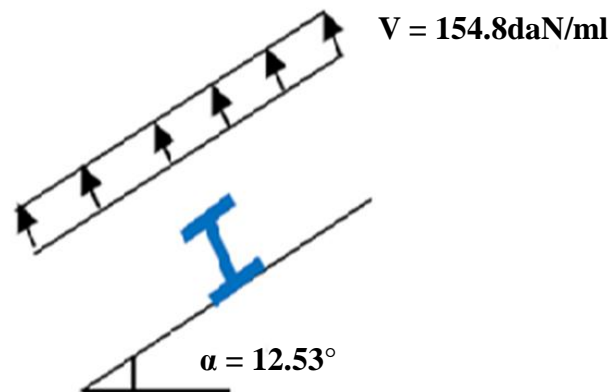


Figure III.4: Surcharge du vent sur la panne.

d) Surcharges d'entretien (E) :

D'après les Eurocodes EN 1991-1-1 et 1-3, pour les couvertures dont la pente est inférieure à 30° , on prend comme charge d'entretien une charge minimale de $0,6 \text{ KN/m}^2$ (60 Kg/m^2) de la surface de la couverture.

Pente α en degrés	q_k (daN/m^2)
$\alpha < 30^\circ$	60
$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$60[(60 - \alpha)/30]$
$\alpha \geq 60$	0

$$E = q_k * e$$

$$E = 60 * 1.54$$

$$E = 92.4 \text{ Kg/ml}$$

III.2.3. Combinaisons des charges les plus défavorables :

Actions vers le bas :

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

$$Q_{sd1} = (1,35 * 38.18) + (1,5 * 92.4)$$

$$Q_{sd1} = 190.143 \text{ Kg/ml}$$

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

$$Q_{sd2} = (1,35 * 38.18) + (1,5 * 34.08)$$

$$Q_{sd2} = 102.663 \text{ Kg/ml}$$

Actions vers le haut ↑:

$$Q_{zsd} = G \cos \alpha - 1,5V$$

$$Q_{zsd} = (38.18 * \cos 12,53) - (1,5 * 154.80)$$

$$Q_{zsd} = -194.93 \text{ Kg/ml}$$

$$Q_{ysd} = 1,35G \sin \alpha$$

$$Q_{ysd} = 1,35 * 38.18 * \sin 12.53$$

$$Q_{ysd} = 11.18 \text{ Kg/ml}$$

Remarque : D'après le nouveau règlement (Article 7.3 du DTR B.C.2.2), les charges climatiques ne se combinent pas avec la surcharge d'entretien

Les combinaisons les plus défavorable à retenir pour les calcule :

- **Action vers le bas :** vérification de la résistance en section

$$Q_{sd} = 190.143 \text{ Kg/ml}$$

- **Action vers le haut :**

$$Q_{zsd} = -194.93 \text{ Kg/ml}$$

$$Q_{ysd} = 11.18 \text{ Kg/ml}$$

III.2.4 vérification a la sécurité :

III.2.4.1. pré-dimensionnement de la panne :

Sous les combinaisons de la panne : 1.35G + 1.5 N

$$Q_{sd} = 190.143 \text{ Kg/ml}$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} * \cos \alpha$$

$$= 185.61 \text{ kg/ml}$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} * \sin \alpha$$

$$= 41.25 \text{ kg/ml}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} * l^2}{8} = \frac{184.61 * 5^2}{8}$$

$$= 576.91 \text{ daN.m (sur deux appuis)}$$

$$Mz.sd = \frac{Qy.sd * (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{41.25 * (\frac{5}{2})^2}{8}$$

$$= 32.23 \text{ daN.m (sur trois appuis)}$$

Dans le domaine élastique :

$$\sigma = \frac{My.sd}{wely} + \frac{Mz.sd}{welz} \leq f_y$$

$$\sigma = \frac{My.sd}{wely} \left(1 + \frac{wely}{welz} * \frac{Mz.sd}{My.sd} \right)$$

$$= \frac{My.sd}{wely} (1 + \eta \frac{Mz.sd}{My.sd}) \leq f_y$$

$$\text{Avec : } \eta = \frac{wely}{welz}$$

$$W_{ely} \geq \frac{My.sd}{f_y} (1 + \eta \frac{Mz.sd}{My.sd})$$

$\eta \approx 6$ à 9 pour les poutres et I (soit $\eta = 7$)

$$W_{ely} \geq \frac{576.91}{23.5} \left(1 + 7 \frac{32.23}{576.91} \right) = 34.15 \text{ cm}^3$$

Soit **IPE 140**

III.2.4.2. Vérification à l'état limite ultime (ELU) :

Vérification à la résistance en section :

Tableau III.1 : Dimension et caractéristique du IPE140.

Profilé IPE140								
G kg/m	h mm	b mm	t_w mm	t_f mm	hi mm	d mm	I_t mm ⁴ x10 ⁴	I_w mm ⁶ x10 ⁹
12.9	140	73	4.7	6.9	126.2	112.2	2.45	1.98
A mm ² x10 ²	A_{vz} mm ² x10 ²	A_{vy} mm ² x10 ²	I_y mm ⁴ x10 ⁴	W_{ply} mm ³ x10 ³	i_y mm x10	I_z mm ⁴ x10 ⁴	W_{plz} mm ³ x10 ³	i_z mm x10
16.4	7.64	8.76	541	88.3	5.74	44.9	19.3	1.65

Les profilés laminés de calibres inférieurs ou égaux à l'IPE 140, sont généralement d'une section de classe 1.

Classe 1 : Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.

$$G = [(P_{couverture} + P_{accessoires}) * e + P_{panne}]$$

$$G = [(12 + 5) * 1.54 + 12.9]$$

$$G = 39.08 \text{ kg/ml}$$

Les combinaisons les plus défavorables à retenir pour les calculs (G de la panne inclus) :

Action vers le bas :

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

$$Q_{sd1} = 1.35 * 39.08 + 1.5 * 92.4$$

$$Q_{sd1} = 191.358 \text{ kg/ml}$$

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

$$Q_{sd2} = 1.35 * 39.08 + 1.5 * 34.804$$

$$Q_{sd2} = 104.964 \text{ Kg/ml.}$$

$$Q_{sdmax} = 191.358 \text{ kg/ml}$$

Action vers le haut:

$$Q_{zsd} = G \cos \alpha - 1,5V$$

$$Q_{zsd} = -194.05 \text{ Kg/ml.}$$

$$Q_{ysd} = 1,35G \sin \alpha$$

$$Q_{ysd} = 14,45 \text{ Kg/ml.}$$

III.2.4.2.1. Vérification à la flexion déviée :

Pour les sections de classe 1 et 2 :

$$\left(\frac{M_{y;sd}}{M_{ply;rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Pour les sections en **I** et **H** :

$$\alpha = 2 ; \beta = 5n \geq 1$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl;rd}}$$

Dans notre cas l'effort normal $N_{sd} = 0$

Donc : $\beta = 1$

Sous la combinaison

$$Q_{sd} = G \cdot \cos \alpha - 1,5V$$

$$Q_{sd} = -194.05 \text{ Kg/ml}$$

$$Q_{z;sd} = Q_{sd} \cdot \cos \alpha$$

$$Q_{z;sd} = 189.43 \text{ Kg/ml}$$

$$Q_{y;sd} = Q_{sd} \cdot \sin \alpha$$

$$Q_{y;sd} = 42.1 \text{ Kg/ml}$$

$$M_{y;sd} = \frac{Q_{z;sd} * l^2}{8} = \frac{189.43 * 5^2}{8}$$

$$M_{y;sd} = 591.97 \text{ daNm}$$

$$M_{z;sd} = \frac{Q_{y;sd} * (l/2)^2}{8}$$

$$M_{z;sd} = 32.89 \text{ daNm}$$

$$M_{ply;rd} = \frac{w_{pl;y} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{ply;rd} = \frac{88.3 * 10^3 * 235}{1,1}$$

$$M_{plyrd} = 1886.41 \text{ daNm}$$

$$M_{plz;rd} = \frac{W_{pl;z} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{plz;rd} = \frac{19.3 * 10^3 * 235}{1,1}$$

$$M_{plzrd} = 412.32 \text{ daNm}$$

$$\left(\frac{M_{y;sd}}{M_{ply;rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}} \right)^\beta = \left(\frac{591.97}{1886.41} \right)^2 + \left(\frac{32.89}{412.32} \right)^1 = 0,18 < 1$$

Condition vérifié.

III.2.4.2.2. Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$v_{z;sd} \leq v_{plz;rd} \Leftrightarrow \frac{Q_{z;sd} * l}{2} \leq \frac{A_{vz} * \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

$$v_{z;sd} = \frac{Q_{z;sd} * l}{2} = \frac{189.43 * 5}{2} = 473.575 \text{ daN}$$

$$v_{plz;rd} = \frac{A_{vz} * \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{7.64 * 10^2 * (235/\sqrt{3})}{1,1} = 9423.41 daN$$

$$v_{z;sd} = 473.575 daN \leq v_{plz;rd} = 9423.41 daN$$

Condition vérifié.

$$v_{y;sd} \leq v_{ply;rd} \leftrightarrow 0.625 Q_{y;sd} (l/2) \leq \frac{A_{vy} * (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$v_{y;sd} = 0,625 Q_{y;sd} (l/2) = 0.625 * 42.1 * 2.5 = 65.78 daN$$

$$v_{ply;rd} = \frac{A_{vy} * (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{8.76 * 10^2 * (235/\sqrt{3})}{1,1} = 10804.85 daN$$

$$v_{y;sd} = 65.78 daN \leq v_{ply;rd} = 10804.85 daN$$

Condition vérifié.

La section en **IPE 140** est vérifiée à la résistance.

III.2.4.2.3. Vérification au déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité géométrique des poutres soumise à un moment de flexion qui survient lorsque la partie comprimée de la section droite se dérobe latéralement, entraînant la section dans un mouvement de translation horizontale et de rotation autour du centre de cisaillement en plus de la translation verticale due aux charges appliquées.

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale La semelle supérieure:

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture, il n'y a donc pas de risque de déversement.

La semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement et qui est quanta-elle susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

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

$$\frac{M_{y;sd}}{M_{b;rd}} + \frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}} \leq 1$$

Vérification de la semelle inférieure comprimée au déversement :

$$M_{y;sd} = \frac{Q_{z;sd} * l^2}{8} = \frac{189.43 * 5^2}{8} = 591.97 \text{ daNm}$$

$$M_{z;sd} = \frac{Q_{y;sd} * (l/2)^2}{8} = \frac{42.1 * 2.5^2}{8} = 32.89 \text{ daNm}$$

$$M_{ply;rd} = \frac{w_{ply} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{ply;rd} = \frac{88.3 * 10^3 * 235}{1,1}$$

$$M_{plyrd} = 1886.41 \text{ daNm}$$

$$M_{plz;rd} = \frac{W_{pl;z} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{plz;rd} = \frac{19.3 * 10^3 * 235}{1,1}$$

$$M_{plzrd} = 412.32 \text{ daNm}$$

Calcul du moment critique M_{cr} :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2.1 * 10^5}{2(1+0.3)} = 80769.23 \text{ MPA.}$$

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

$$M_{cr} = 1.132 \frac{3.14^2 * 21000 * 44.9}{500^2} \sqrt{\frac{1980}{44.9} + \frac{500^2 * 8000 * 2.45}{3.14^2 * 21000 * 44.9}}$$

$$M_{cr} = 1006.5882 \text{ kN.cm} = 10.066 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'élancement géométrique $\bar{\lambda}_{Lt}$:

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\frac{W_{ply} * f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{88.3 * 23.5}{1006.5882}} = 1.44$$

$$\text{On a } h/b = 140 / 73 = 1.92 < 2$$

$$T_f = 6.9 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

$$\text{Courbe de flambement a} \rightarrow \chi_{Lt} = 0.3989$$

$$M_{b.Rd} = \chi_{Lt} * M_{ply.Rd} = 0.3989 * 1886.41$$

$$M_{brd} = 752.4889 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y;sd}}{M_{b;rd}} + \frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}} \leq 1$$

$$\frac{591.97}{752.4889} + \frac{32.89}{412.32} = 0.866 \leq 1$$

Condition vérifié.

Le profilé choisi **IPE 140** est vérifié. Il n'y a pas de risque d'instabilité au déversement.

Le profilé **IPE 140** est vérifié à l'état limite ultime

III.2.4.3. Vérification à l'état limite de services (ELS) :**III.2.4.3.1. Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de services (non pondérés). Les différentes combinaisons de charges à l'ELS

$$Qsd1 = G \cos \alpha + E = 38.18 * \cos(12,53) + 92.4 = 129.6706 \text{ Kg/ml} \rightarrow$$

$$Qsd2 = G \cos \alpha + N = 38.18 * \cos(12,53) + 34.804 = 72.0746 \text{ Kg/ml} \downarrow$$

$$Qsd3 = G \cos \alpha - V = 38.18 * \cos(12,53) - 154.80 = 117.529 \text{ Kg/ml} \uparrow$$

On retient la combinaison la plus défavorable :

$$Qsd = \max(Qsd1, Qsd2, Qsd3) = 129.6706 \text{ Kg/ml} \uparrow$$

$$Q_{zsd} = 129.6706 \text{ Kg/ml}$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} * \sin(12,55) = 129.6706 * \sin(12,53)$$

$$Q_{ysd} = 28.1321 \text{ Kg/ml}$$

Condition de vérification :

Pour cette vérification, on tient compte de la combinaison de charge maximale.

$$f \leq f_{adm}$$

Avec :

f : Flèche de la barre ;

f_{adm} : Flèche maximale admissible de la barre.

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{500}{200}$$

$$f_{ad} = 2.5 \text{ cm}$$

Flèche verticale (suivant z-z) : sur deux appuis

$$f_z = \frac{5}{384} * \frac{Q_{z;sd} * l^4}{E * I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{384} * \frac{129.6706 * 10^{-2} * 500^4}{2,1 * 10^6 * 541} = 0.93cm < f_{ad} = 2.5cm.$$

Condition vérifié

III.2.4.3.2.Flèche latérale (suivant y-y) : sur trois appuis

$$f_y = \frac{2,05}{384} * \frac{Q_{y;sd} * (l/2)^4}{E * I_z}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} * \frac{28.1321 * 10^{-2} * 250^4}{2,1 * 10^6 * 44.9}$$

$$f_y = 0.062cm$$

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{250}{200}$$

$$f_{ad} = 1,25cm$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} * \frac{28.1321 * 10^{-2} * 250^4}{2,1 * 10^6 * 44.9} = 0.062cm < f_{ad} = 1.25cm$$

Condition vérifié.

Le profilé en **IPE 140** est vérifié à l'état limite de service.

III.2.5.Calcul des liernes :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Ils sont généralement formés de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

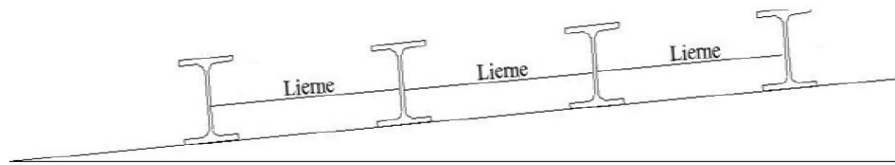


Figure III.5 : Dispositions des liernes.

III.2.5.1. Dimensionnement des liernes :

La réaction aux niveaux du la lierne :

$$Q_{sd} = 190.143 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} * \sin 12,53 = 190.143 * \sin 12,53$$

$$Q_{y,sd} = 41.2517 \text{ daN/ml}$$

$$R_y = 1,25 Q_{y,sd} * l_z = 1,25 * 42.1 * 2.5$$

$$R_y = 128.9116 \text{ daN}$$

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

$$T_1 = \frac{R_y}{2} = \frac{128.916}{2}$$

$$T_1 = 64.4558 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₂ :

$$T_2 = R_y + T_1 = 128.916 + 64.4558$$

$$T_2 = 193.3718 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₃ :

$$T_3 = R_y + T_2 = 128.9116 + 193.3718$$

$$T_3 = 322.2834 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₄ :

$$T_4 = R_y + T_3 = 128.9116 + 322.2834$$

$$T_4 = 451.195 \text{ daN}$$

Effort dans la diagonale L₅ :

$$T_5 = R_y + T_4 = 128.9116 + 451.195$$

$$T_5 = 580.1066 \text{ daN}$$

Effort dans la diagonale L₆ :

$$2 T_6 \cdot \cos \theta = T_5$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{e}{l/2} = \tan^{-1} \frac{1.54}{2.5} = 31.63^\circ$$

$$T_6 = \frac{T_5}{2 \sin \theta} = \frac{580.1066}{2 \sin 31.63}$$

$$T_6 = 553.0811 \text{ daN}$$

Déterminer le diamètre des liernes

Traction simple :

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

Le tronçon le plus sollicité est le L4 donc :

$$T_4 = N_{sd} = 580.1066 \text{ daN}$$

$$N_{t,rd} = N_{pl,rd} = A \cdot f_y \cdot \gamma_{M0} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{580.1066 \cdot 1,1}{2350} = 0,27 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,27 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \theta^2}{4} \rightarrow \theta = \sqrt{\frac{A \cdot 4}{\pi}} = \sqrt{\frac{0,27 \cdot 4}{\pi}} = 0,59 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratique et pour plus de sécurité, on opte pour un diamètre de $\varnothing = 10 \text{ m}$

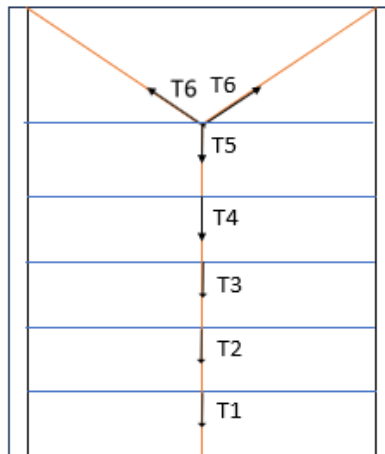


Figure III.6 : Efforts dans les liernes.

III.2.6. Etude de l'échantignole :

III.2.6.1.Définition :

L'échantignolle est un dispositif de fixation qui permet de fixer les pannes sur les fermes ou les traverses de portiques.

Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action et soulèvement du vent).

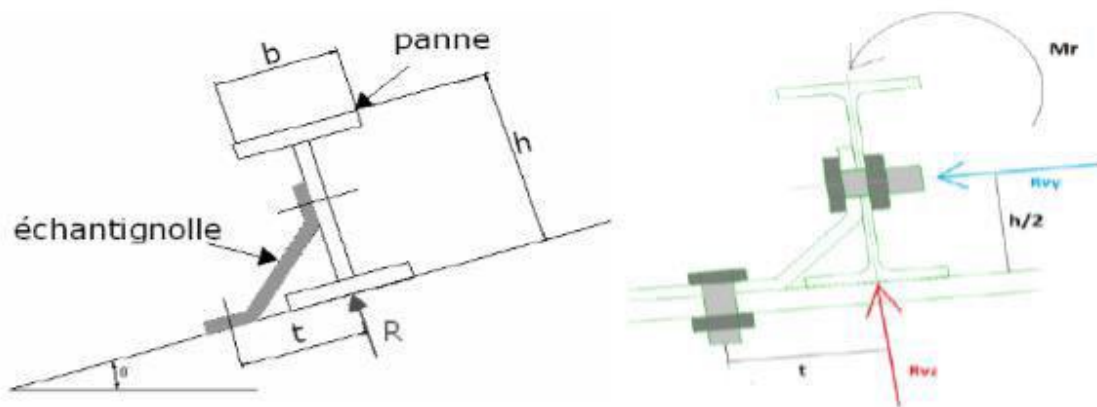


Figure III.7 : Coupe transversale de l'échantignolle et les efforts sollicitant.

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

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

Pour un **IPE140** : $b = 7.3\text{cm}$ et $h = 14\text{cm}$.

$7.3\text{cm} \leq t \leq 10.95\text{cm}$, on adopte $t = 9.125\text{cm}$.

III.2.6.2.Détermination des sollicitations :**III.2.6.2.1.Combinaison du calcul :**

Sous la combinaison : $Q_{z.sd} = G \cdot \cos\alpha - 1.5 \cdot V$

$$Q_{z.sd} = 39.08 \cdot \cos(12.53) - 1.5 \cdot 154.8 = -194.05\text{daN/ml}$$

$$R_z = 2 \left(Q_{z.sd} \cdot \frac{l_y}{2} \right) = 2 \left(194.05 \cdot \frac{5}{2} \right) = 970.25\text{daN}$$

III.2.6.2.2.Calcul du moment de renversement :

$$M_r = R_z \cdot t = 970.25 \cdot 9.125 = 8853.53\text{daN.cm}$$

III.2.6.2.3.Dimensionnement de l'échantignolle :

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

III.2.6.2.4.Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

$$M_{c.Rd} = W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{Sd} \leq W_{el} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad M_{Sd} = M_r$$

$$W_{ech} \geq \frac{M_r}{f_y/\gamma_{M0}} = \frac{8853.53}{2350/1.1} = 4.144 \text{ cm}^3 \quad \text{avec} \quad W_{ech} = \frac{b * e^2}{6}$$

$$e = \sqrt{\frac{6 \cdot W_{ech}}{b}} = \sqrt{\frac{6 * 4.144}{16}} = 1.2466 \text{ cm} \quad \text{soit : } e = 14 \text{ mm}$$

On prend pour des raisons pratiques et de sécurité : $e = 14 \text{ mm}$

Remarque :

La largeur de l'échantignolle ($b = 16 \text{ cm}$) est calculée après avoir dimensionné la traverse **IPE330** (voir chapitre : étude de portique).

III.3.Lisses de bardage :

III.3.1.Introduction :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, UPE) ou de Profils minces pliés. Étant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les Poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est Déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

Destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. En outre, elles peuvent agir comme éléments comprimés en tant que partie du système de contreventement et participent à la stabilisation vis-à-vis du déversement de la traverse. Elles sont disposées parallèlement à la ligne du faitage dans le plan de versant, posées inclinées sur les membrures supérieures à un angle α et fixées par boulonnage à l'aide d'échantignoles. Elles peuvent être subdivisées en trois (03) catégories :

- Les pannes faitières sont situées au faitage
- Les pannes sablières sont situées en bas du versant et peuvent être renforcé pour reprendre les efforts horizontaux dus au vent
- Les pannes intermédiaires sont disposées à un entre axe définie entre la panne faitière et sablière.

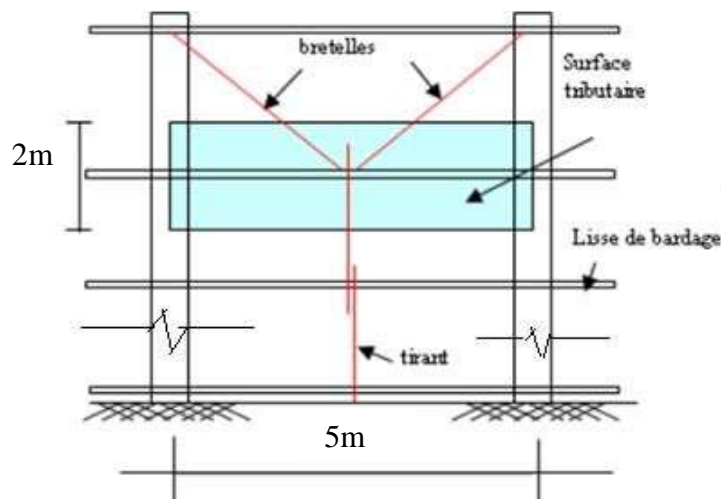


Figure.III.8 : Disposition des lisses de bardage.

III.3.2.Calcul des efforts pondérés agissant sur la lisse :

A. Charge Permanente (G) :

- Bardage.....12.0daN/m²
- Accessoire de pose5.0daN/m²
- Isolants5.0daN/m²
- Poids propre de la lisse (UPE 100)9.82daN/m²

$$G = (5 + 5 + 12) * 2 + 9.82 = 53.82 \text{ daN/ml}$$

B. Surcharge climatique :

- Vent (V)

$$V = 70.249 \times 2 = 140.498 \text{ daN/ml}$$

➤ Action vers le haut à l'ELU :

$$Q_{y,sd} = (1.35G) = 1.35 \times 53.82 = 72.657 \text{ daN/m}$$

$$Q_{z,sd} = (1.5V) = 1.5 \times 140.498 = 210.747 \text{ daN/ml}$$

➤ Action vers le bas à l'ELS :

$$Q_{y,sd} = G = 53.82 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = V = 140.498 \text{ daN/ml}$$

III.3.2. Pré dimensionnement :

La vérification à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) : $f_y \leq f_{adm}$

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z) :

$$f_y = \frac{5 \cdot v \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{5 \cdot 70.249 \cdot 10^{-2} \cdot 600^3 \cdot 200}{384 \cdot 21000} \cdot 10^{-2}$$

$$I_y \geq 188.167 \text{ cm}^4$$

Tableaux III.2 : Dimension et caractéristique du UPN180.

Profilé UPN180								
G kg/m	h mm	b mm	t_w mm	t_f mm	hi mm	d mm	I_t mm ⁴ x10 ⁴	I_w mm ⁶ x10 ⁹
22	180	70	8.0	11.0		133	9.55	5.57
A mm ² x10 ²	A_{vz} mm ² x10 ²	A_{vy} mm ² x10 ²	I_y mm ⁴ x10 ⁴	W_{ply} mm ³ x10 ³	i_y mm x10	I_z mm ⁴ x10 ⁴	W_{plz} mm ³ x10 ³	i_z mm x10
28.0	15.1	12.9	1350	179	6.95	114	42.9	2.02

III.3.3. Combinaison la plus défavorable :

$$Q_{z,sd} = 1,5V = 1.5 \times 140.498$$

$$Q_{z,sd} = 210.747 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = 1,35G = 1.35 \times 66$$

$$Q_{y,sd} = 89.1 \text{ daN/ml}$$

III.3.4. Condition de la résistance (ELU) :

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

- Vérification a la flexion bi-axiale.
- Vérification au cisaillement.
- Vérification au déversement

III.3.4.1.Vérification à la flexion bi-axiale :

Pour ces vérifications on utilise l'Eurocode 3 [p 163].

$$\left(\frac{M_{y;sd}}{M_{ply;rd}} \right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}} \right)^{\beta} \leq 1$$

Poutre sur deux appuis :

$$M_{y;sd} = \frac{Q_{z;sd} * l^2}{8}$$

$$M_{y;sd} = 948.36 \text{ daN.m}$$

Poutre sur trois appuis

$$M_{z;sd} = \frac{Q_{y;sd} * (l/2)^2}{8}$$

$$M_{z;sd} = 100.24 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply;rd} = \frac{w_{pl;y} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{ply;rd} = \frac{179 * 10^{-2} * 2350}{1,1}$$

$$M_{plyrd} = 3824.09 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz;rd} = \frac{W_{pl;z} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{plz;rd} = \frac{42.9 * 10^{-2} * 2350}{1,1}$$

$$M_{plzrd} = 916.5 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{M_{y;sd}}{M_{ply;rd}} \right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}} \right)^{\beta} = \left(\frac{948.36}{3824.09} \right)^2 + \left(\frac{100.24}{916.5} \right)^1 = 0.17 < 1$$

Condition vérifié

III.3.4.2.Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$v_{z;sd} \leq v_{plz;rd} \leftrightarrow \frac{Q_{z;sd} * l}{2} \leq \frac{A_{vz} * \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

$$v_{z;sd} = \frac{Q_{z;sd} * l}{2} = \frac{210.747 * 6}{2} = 632.241 \text{ daN}$$

$$v_{plz;rd} = \frac{A_{vz} * \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{15.1 * (2350/\sqrt{3})}{1,1} = 18624.795 \text{ daN}$$

$$v_{z;sd} = 632.241 \text{ daN} \leq v_{plz;rd} = 18624.795 \text{ daN}$$

Condition vérifié

$$v_{y;sd} \leq v_{ply;rd} \leftrightarrow 0,625Q_{y;sd}(l/2) \leq \frac{A_{vy} * (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$v_{y;sd} = 0,625Q_{y;sd}(l/2) = 0,625 * 89.1 * 3 = 167.06 \text{ daN}$$

$$v_{ply;rd} = \frac{A_{vy} * (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{12.9 * (2350/\sqrt{3})}{1,1} = 15911.25 \text{ daN}$$

$$v_{y;sd} = 167.06 \text{ daN} \leq v_{ply;rd} = 15911.25 \text{ daN}$$

Condition vérifié

L'UPN180 est vérifiée à la résistance.

III.3.4.3. Vérification de l'élément au déversement :

$$\frac{M_{y;sd}}{M_{b;Rd}} + \frac{M_{z;sd}}{M_{plz;Rd}} \leq 1,0$$

a) Calcul du moment critique M_{cr} :

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

$$M_{cr} = 1.132 \frac{3.14^2 * 21000 * 114}{600^2} \sqrt{\frac{5.57}{114} + \frac{600^2 * 8000 * 9.55}{3.14^2 * 21000 * 114}}$$

$$M_{cr} = 2533.627 \text{ KN.cm}$$

b) Calcul de l'élancement géométrique $\bar{\lambda}Lt$:

$$\bar{\lambda}Lt = \sqrt{\frac{179 * 23,5}{2533.627}} = 1.29$$

$$h/b = 180/70 = 2.57$$

donc la courbe d

Détermination de x_{LT} du tableau : $x_{LT} = 0,3421$

$$M_{b;rd} = 0,3421 * 3824.09 = 1308.22 \text{ daNm}$$

$$\frac{M_{y;sd}}{M_{b;rd}} + \frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}} \leq 1$$

$$\frac{948.36}{1308.22} + \frac{100.24}{916.5} = 0.83 \leq 1$$

Condition vérifié

Le profilé choisi **UPN180** est vérifié. Il n'y a pas de risque d'instabilité au déversement.

III.3.5.Vérification à l'état limite de services (ELS) :

III.3.5.1.Vérification de la flèche :

Pour cette vérification, on tient compte de la combinaison de charge maximale.

$$f \leq f_{adm}$$

Avec :

f : Flèche de la barre ;

f_{adm} : Flèche maximale admissible de la barre.

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200}$$

$$f_{ad}=3\text{cm}$$

Flèche verticale (suivant z-z) : sur deux appuis

$$f_z = \frac{5}{384} * \frac{V * l^4}{E * I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{384} * \frac{140.498 * 10^{-2} * 600^4}{2,1 * 10^6 * 1350} = 0,836\text{cm} < f_{ad} = 3\text{cm}$$

Condition vérifié

III.3.5.2.Flèche latérale (suivant y-y) : sur trois appuis

$$f_y = \frac{2,05}{384} * \frac{G * (l/2)^4}{E * I_z}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} * \frac{66 * 10^{-2} * 300^4}{2,1 * 10^6 * 114}$$

$$f_y=0,119\text{cm}$$

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200}$$

$$f_{ad}=1,5\text{cm}$$

$$f_y = 0,119\text{cm} < f_{ad} = 1,5\text{cm}$$

Condition vérifié.

Le profilé en **UPN180** est vérifié à l'état limite de service

III.3.6. Calcul des liernes pour les lisses de bardage :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction, elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières, leurs rôles principaux sont d'éviter la déformation latérale des lisses.

La réaction au niveau de la lierne :

$$Q_{y,sd} = 1,35G = 1,35 * 66$$

$$Q_{y,sd} = 89.1 \text{ daN/ml}$$

$$R_y = 1,25Q_{y,sd} * l/2 = 1,25 * 89.1 * 3$$

$$R_y = 334.125 \text{ daN}$$

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

$$T_1 = \frac{R_y}{2} = \frac{334.125}{2}$$

$$T_1 = 167.06 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₂ :

$$T_2 = R_y + T_1 = 334.125 + 167.06$$

$$T_2 = 501.185 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₃ :

$$T_3 = R_y + T_2 = 334.125 + 501.185$$

$$T_3 = 835.31 \text{ daN}$$

Effort dans la diagonale L₄ :

$$T_4 = \frac{T_3}{2 \sin \theta}$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{e}{l/2} = \tan^{-1} \frac{2}{3} = 33.69^\circ$$

$$T_4 = \frac{T_3}{2 \sin \theta} = \frac{835.31}{2 \sin 33.69}$$

$$T_4 = 752.94 \text{ daN}$$

III.3.7. Déterminer le diamètre des liernes

Traction simple :

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

Le tronçon le plus sollicité est le L₄ donc :

$$T_3 = N_{sd} = 835.31 \text{ daN}$$

$$N_{t;rd} = N_{pl;rd} = A * f_y * \gamma_{M0} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} * \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{835.31 * 1,1}{2350} = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \theta^2}{4} \rightarrow \theta = \sqrt{\frac{A * 4}{\pi}} = \sqrt{\frac{0,39 * 4}{\pi}} = 0,7 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratique et pour plus de sécurité, on opte pour un diamètre de $\varnothing = 10 \text{ mm}$

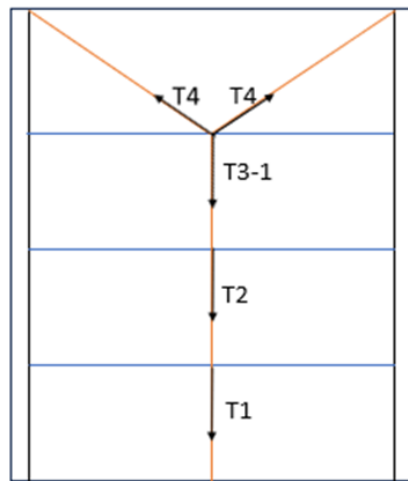


Figure.III.9 : Efforts dans les liernes.

III.4. Calcul des potelets :

III.4.1. Introduction :

Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou H destinés à rigidifier la clôture et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage et de la hauteur de la construction.

Ils sont sollicités en flexion composée :

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

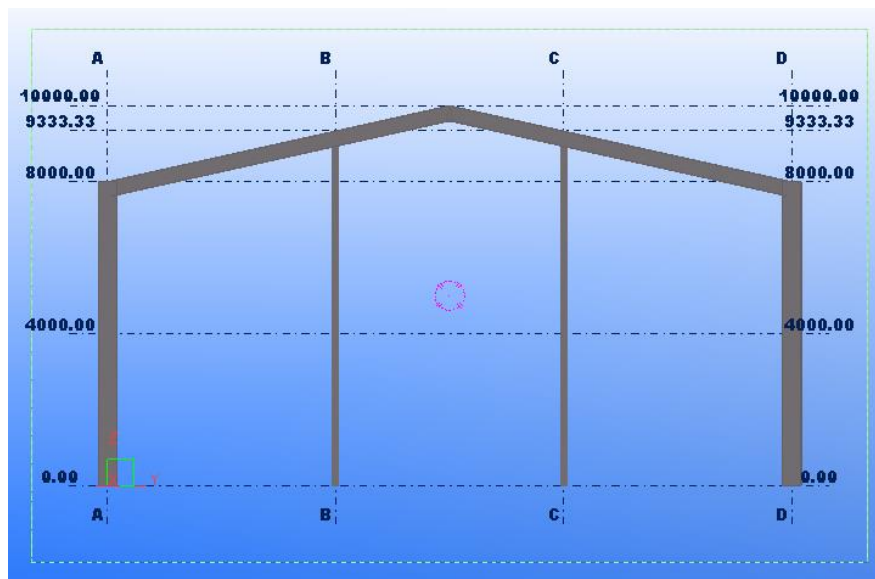


Figure III.10 : Disposition des potelets.

$$L = 8 + (\tan(12.53) * 6) = 9.33\text{m}$$

III.4.2 Dimensionnement des potelets :

III.4.2.1 Principes de dimensionnement :

Pour les éléments comprimés et fléchis, très élancés, on les dimensionne souvent sous la condition de la flèche.

III.4.2.2 Les données :

On dispose de 4 potelets sur chaque pignon, les deux potelets intermédiaires sont les plus chargés avec :

- La hauteur de potelet le plus chargé $L = 9.33\text{m}$.
- La longueur de la lisse $L = 6\text{m}$.
- L'entre axe des potelets $e = 6\text{m}$.
- Nombre de lisses supportées par le potelet ($n=5$).
- Poids propre de bardage.....12.0daN/m²
- Poids propre d'isolants.....5.0daN/m²
- Poids propre d'accessoires de pose.....5.0daN/m²
- Poids propre de la lisse (UPN180)22.0Kg/m

III.4.2.3. Calcul des charges et surcharges :

a) Charges permanents G :

$$G = (P_{\text{lisse}} * L_{\text{lisse}} * N_{\text{lisse}}) + (P_{\text{bardage}} + P_{\text{isolants}} + P_{\text{accessoire}}) * \text{s tributaire.}$$

$$G = (22 * 6 * 5) + (12 + 5 + 5) * (9.33 * 6) = 1891.56 \text{ daN.}$$

b) Surcharge climatique V :

$$V = W * e$$

$$V = 70.249 * 6 = 421.494 \text{ daN/m.}$$

III.4.2.4 Condition de la flèche :

$$F_z = \frac{5}{384} * \frac{V_n * l^4}{E * I_y} \leq F_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$l = 9.33 \text{ m}$$

$$\frac{5}{384} * \frac{V_n * l^4}{E * I_y} \leq \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} * \frac{V_n * l^4}{E * \frac{l}{200}}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} * \frac{421.494 * 10^{-2} * 933^4}{2.1 * 10^6 * \frac{933}{200}}$$

$$I_y \geq 4245.0793 \text{ cm}^4$$

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

On a $I_y \geq 4245.0793 \text{ cm}^4$ donc on opte pour un **HEB200**.

Caractéristiques géométriques d'un HEB200 :

Tableau III. : Dimension et caractéristique du HEB200.

Profilé HEB200								
G kg/m	h mm	b mm	t_w mm	t_f mm	hi mm	d mm	I_t mm ⁴ x10 ⁴	I_w mm ⁶ x10 ⁹
61.3	200	200	9	15	170	134	59.28	171.1
A mm ² x10 ²	A_{vz} mm ² x10 ²	A_{vy} mm ² x10 ²	I_y mm ⁴ x10 ⁴	W_{ply} mm ³ x10 ³	i_y mm x10	I_z mm ⁴ x10 ⁴	W_{plz} mm ³ x10 ³	i_z mm x10
78.1	24.83	53.27	5696	642.5	8.54	2003	305.8	5.07

Calcul de la charge permanent G (avec HEB200)

$$G = 1822.56 + (P_{\text{profilé}} * L_{\text{profilé}}) = 1822.56 + (61.3 * 9.33)$$

$$G = 2394.489 \text{ daN.}$$

III.4.3. Vérification à l'ELU :

III.4.3.1. Vérification de la section à la résistance :

a) Incidence de l'effort normal :

Si $N_{sd} \leq \min(0.25 \cdot N_{pl.Rd}; 0.5 \cdot A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}})$. il n'y a pas d'interaction entre l'effort normal et le moment résistant.

$$N_{sd} = 1.35G = 1.35 * 2394.489 = 3232.56 \text{ daN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{78.1 * 2350}{1.1} = 166850 \text{ daN}$$

$$0.25 \cdot N_{pl.Rd} = 0.25 * 166850 = 41712.5 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 78.1 - 2 * 20 * 1.5 = 18.1$$

$$0.5 \cdot A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 * 18.1 * \frac{2350}{1.1} = 19334.091 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 3232.56 \text{ daN} \leq \min(41712.5; 19334.091) = 19334.091 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort normal et le moment résistant.

b) Incidence de l'effort tranchant :

$$V_{z.sd} \leq 0.5 \cdot V_{pl.Rd}$$

$$Q_{z.sd} = 1.5 \cdot V = 1.5 * 421.494 = 632.241 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \cdot l}{2} = \frac{632.241 * 9.33}{2} = 2949.404 \text{ daN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{24.83 \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 30626.07 \text{ daN}$$

$$V_{z.sd} = 2949.404 \text{ daN} \leq 0.5 \cdot V_{pl.Rd} = 30626.07 \text{ daN.} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment résistant.

c) Vérification à la flexion :

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

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

Classe de la section :

- Classe de la semelle.

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(200 - 9 - 2 * 18)/2}{15} = 5.167 \leq 9\varepsilon = 9 * 1 = 9$$

→ Semelle de classe 1

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{f_y}\right)} = \sqrt{\left(\frac{235}{235}\right)} = 1$$

- **Classe de l'âme.**

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{134}{9} = 14.89 \leq 72\varepsilon = 72 * 1 = 72.$$

→ Semelle de classe 1

$$M_{cy.Rd} = M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{642.5 * 2350}{1.1} = 13726.136 daN.m$$

$$M_{y.sd} = \frac{1.5 \cdot V \cdot l^2}{8} = \frac{1.5 * 421.494 * 9.33^2}{8} = 6879.485 daN.m$$

$$M_{y.sd} = 6879.485 daN.m \leq M_{cy.Rd} = 13726.136 daN.m \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.4.3.2. Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

- **Le flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{yy} \cdot M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} \leq 1.0$$

- **Le déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} \leq 1.0$$

1. Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement :

On lit la valeur de χ_y et χ_z directement dans le tableau en fonction de l'élançement réduit $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_z$ et de la courbe de flambement appropriée.

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) \text{ avec : } \chi_{min} \leq 1$$

Flambement par rapport à l'axe fort y-y :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}}$$

$$\varphi_y = 0.5 \left(1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + (\bar{\lambda}_y^2) \right)$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$$

$\beta_A = 1$; pour les sections de classe 1,2 et 3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{933}{8.54} = 109.25$$

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{109.25}{93.9} = 1.16$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{200} = 1 < 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement } y-y \rightarrow \text{courbe b } \alpha_y = 0.34$$

α : Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\varphi_y = 0.5 \left(1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + (\bar{\lambda}_y^2) \right) = 0.5 (1 + 0.34(1.16 - 0.2) + (1.16^2)) = 1.336$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.336 + (1.336^2 - 1.16^2)^{0.5}} = 0.5003$$

$\bar{\lambda}_y = 1.16 \rightarrow \chi_y = 0.5003$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe b).

Flambement par rapport à l'axe faible z-z :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{5.07} = 39.45$$

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{39.45}{93.9} = 0.42$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{200} = 1 < 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement } z-z \rightarrow \text{courbe c } \alpha_z = 0.49$$

$$\varphi_z = 0.5 \left(1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + (\bar{\lambda}_z^2) \right) = 0.5 (1 + 0.49(0.42 - 0.2) + (0.42^2)) = 0.642$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + (\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.642 + (0.642^2 - 0.42^2)^{0.5}} = 0.8869$$

$\bar{\lambda}_z = 0.42 \rightarrow \chi_z = 0.8869$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe b).

2. Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] * [\beta_w]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{C_1 \cdot 0.5 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.5}} = \frac{\frac{200}{5.07}}{1.132 * 0.5 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{200/5.07}{200/15} \right)^2 \right]^{0.5}} = 58.127$$

$C_1 = 1.132$ poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie.

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] = \left[\frac{58.127}{93.9} \right] = 0.619 > 0.4 \text{ il y a risque de déversement}$$

Courbe de déversement :

Le choix des courbes de déversement est précisé dans le tableau de valeurs recommandées des coefficients d'imperfection pour le flambement et déversement.

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{200} = 1 < 2 \rightarrow \text{courbe de déversement (a)} \rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$$

Où : α_{LT} est le facteur d'imperfection donné dans le tableau 2 en fonction de la courbe de déversement :

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.21(0.619 - 0.2) + 0.619^2 \right] = 0.7356$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.7356 + (0.7356^2 - 0.619^2)^{0.5}} = 0.8826$$

Calcul des coefficients K :

$$k_{yy} = \min \left[C_{my} \left(1 + [\overline{\lambda}_y - 0.2] \frac{N_{sd}}{\chi_y * N_{by.Rd}} \right); C_{my} \left(1 + 0.8 \frac{N_{sd}}{\chi_y * N_{by.Rd}} \right) \right]$$

$$k_{zy} = \max \left[1 - \frac{0.1 * \overline{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} * \frac{N_{sd}}{N_{bz.rd}}; 1 - \frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25} * \frac{N_{sd}}{N_{bz.rd}} \right]$$

Où :

C_{my} est le facteur de moment équivalent pour tenir compte de la forme du diagramme du moment fléchissant entre les points de maintien latéraux (voir annexe)

Charge uniformément répartie :

$$C_{my} = 0.95 + 0.05 * \alpha_h \text{ ou : } \alpha_h = \frac{M_h}{M_s} \text{ avec : } |M_h| < |M_s|$$

$$\alpha_h = \frac{M_h}{M_s} = \frac{0.0}{M_s} = 0.0 \rightarrow C_{my} = 0.95$$

$$C_{mLT} = C_{my} = 0.95$$

$$k_{yy} = \min \left[0.95 \left(1 + [1.16 - 0.2] \frac{3232.56}{0.5003 * 83475.055} \right); 0.95 \left(1 + 0.8 \frac{3232.56}{0.5003 * 83475.055} \right) \right]$$

$$k_{yy} = \min[1.02 ; 1.01] = 1.01.$$

$$k_{zy} = \max \left[1 - \frac{0.1 \cdot 0.42}{0.95 - 0.25} * \frac{3232.56}{147945.895} ; 1 - \frac{0.1}{0.95 - 0.25} * \frac{3232.56}{147945.895} \right].$$

$$k_{zy} = \max[1.00 ; 1.00] = 1.00.$$

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} * M_{ply.Rd} = 0.8826 * 13726.136 = 12114.688$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{by.Rd}} + k_{yy} * \frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} = \frac{3232.56}{83475.055} + 1.01 * \frac{6879.485}{12114.688} = 0.6123 \leq 1.0 \rightarrow CV$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz.Rd}} + k_{zy} * \frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} = \frac{3232.56}{147945.895} + 1.00 * \frac{6879.485}{12114.688} = 0.5897 \leq 1.0 \rightarrow CV$$

Donc L'HEB200 convient comme potelet.

III.5.Conclusion :

Les dimensionnements que nous avons effectués dans ce chapitre nous a permis de déterminer des types des profilés qui sont capables de résister leurs poids propres et toutes les efforts du vent. Et après les vérifications nécessaires de tous les éléments on a retenus les types suivant :

- La panne est un IPE140.
- La lisse est un UPN140.
- Le potelet est un HEB200.

CHAPITRE IV :

Etude de plancher mixte.

IV.1.Introduction :

La dalle mixte est composée d'une tôle profilée en acier sur laquelle on coule une dalle en béton comportant dans la majorité des cas un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de température. La tôle profilée sert de plateforme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton et d'armature inférieur pour la dalle après durcissement du béton. La dalle constitue un plancher mixte lorsqu'elle est reliée à la poutraison au biais de connecteurs qui s'opposent au glissement mutuel. Cette dernière sert aussi de contreventement horizontal pour assurer la stabilité de la structure.

Vu les charges que doivent supporter ces dalles nous devons effectuer des calculs pour la réalisation et la vérification de la résistance de cette dernière. Pour notre structure on a choisi de réaliser notre plancher mixte en utilisant la tôle HI-BOND55.

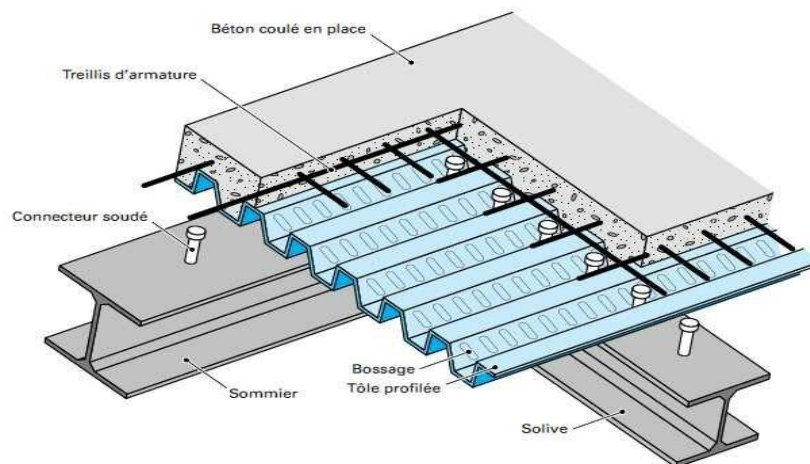


Figure IV.1 : Éléments constructifs d'un plancher collaborant

- **Avantage des dalles mixtes :**

Les poutres en I ou H reliées à une dalle de plancher au moyen des connecteurs

Procurent également une meilleure résistance au feu et présentent une capacité portante plus importante par rapport aux autres dalles.

L'avantage le plus important du comportement mixte est la réduction des flèches et l'augmentation de la rigidité des poutres résultantes.

Pour le dallage du premier niveau (partie bureaux), nous avons opté pour un plancher collaborant constitué d'une dalle en béton armé coulée sur un pontage métallique de type HIBOND55 qui servira de coffrage perdu lors de la phase d'exécution ainsi que de poutres métalliques de portée de 04 mètres et espacées de 1 mètre.

L'interaction (poutre métallique-dalle en béton armé) sera assurée par des goujons de Type **NELSON** qui vont lier les poutres à la dalle en béton armé.

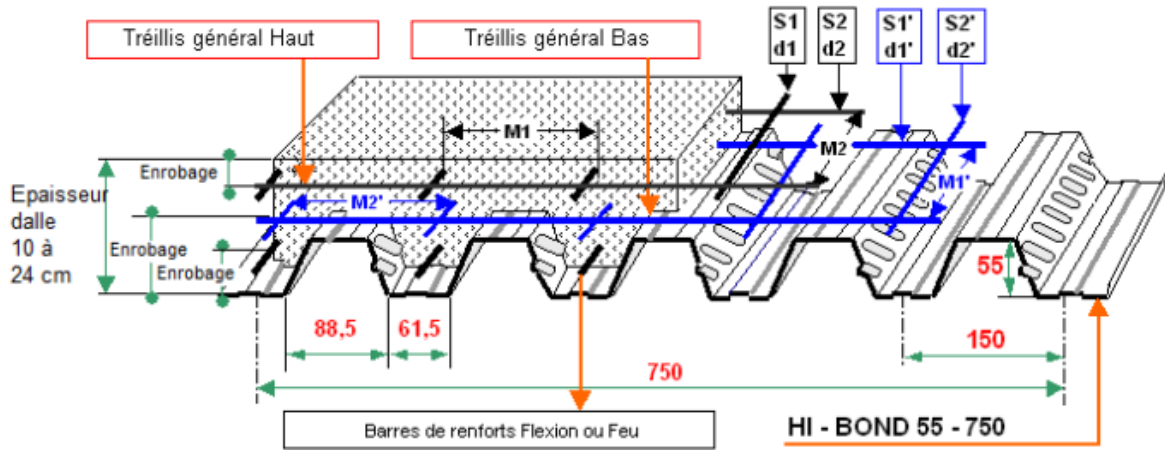


Figure IV.2 : Présentation de la tôle HI-BOND 55

- Epaisseur de la dalle : $h=120\text{mm}$

- Tôle Hibon 55 : $hp = 55\text{mm}$

$hc = h - hp = 120 - 55 = 65 \text{ mm}$

Module de Young..... $Ea = 21. 10^4 \text{ MPA}$ $Ecim = 30500\text{Mpa}$

- Le module d'élasticité longitudinal :

$$\frac{Ecim}{2} = \frac{30500}{2} = 15250 \text{ MPa}$$

- Coefficient d'équivalence (acier. Béton) :

$$n = \frac{Ea}{\frac{Ecim}{2}} = \frac{2.1 \cdot 10^4}{\frac{30500}{2}} = 13.7$$

- Entre axe des solives..... $e = 1.20 \text{ m}$

- **Largeur participante :**

Selon l'article (3-4-1) de l'Eurocode 04 on a :

$$beff = be1 + be2$$

$$beff = \min\left(\frac{2 \cdot Le}{8}; e\right)$$

$$= \min\left(\frac{2 \cdot 5}{8}; 1.20\right) = \min(1.25; 1.20)$$

$$= 1.20 \text{ cm}$$

- Le nombre des vides :

$$\frac{1}{0.15} = 6.66$$

- La surface de béton :

$$ST = h \times 1.2 = 0.12 \times 1.2 = 0.144$$

- La surface des vides :

$$Sv = \left(\frac{b1+b2}{2} \right) * hp * nvide = \left(\frac{b1+b2}{2} \right) * hp * nvide$$

$$= 0.029m^2$$

- Le poids de la dalle par ml :

$$P \text{ béton} = (St - Svide) * 2500$$

$$= 287.5 \text{ kg/ml}$$

IV.2.Evaluation des charges :

On utilise le DTR BC -2-2 (charge et surcharge)

IV.2.1.Les charges permanentes :

✓ Cloison de séparation ep 10cm... ..	90 kg /m2
✓ Revêtement en carrelage (2 cm).....	40 kg /m2
✓ Mortier de pose (2 cm).....	40kg /m2
✓ Poids de la dalle (12 cm)	287.5 kg/ml
✓ Isolation thermique (4 cm)	16 kg/m2
✓ Poids de la solive (estimé).....	18.8 kg/m
✓ Poids de la tôle (hi-bond 55)	12 kg/m2

IV.2.2.Les surcharges d'exploitations :

Plancher courant Q =2,5 KN/m2

- **Vérification des solives :**

- **Phase de construction :**

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

✓ Le poids propre du béton.....	287.5 kg/ml
✓ Le poids propre de la tôle	12×1.2= 14.4 kg/ ml
✓ Le poids propre de la solive (IPE 200).....	22.4 kg/ml
✓ La surcharge de construction.....	100 × 1.2 = 120 kg/ml

$$G = 287.5 + 14.4 + 22.4 = 324.3 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 100 * 1.2 = 120$$

IV.2.3. Combinaison de charge :

- l'ELU :

$$qu = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 324.3 + 1.5 \times 120$$

$$qu = 617.805 \text{ kg/ml}$$

- A l'ELS :

$$qs = G + Q = 324.3 + 120$$

$$qs = 444.3 \text{ kg/ml}$$

IV.3. Le pré dimensionnement :

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

$$F_z = \frac{5 * qz * l^4}{384 * E * I_y} < \frac{L}{250}$$

$$I_y = \frac{5 * qz * 250 * l^3}{384 * E} = \frac{5 * 4.443 * 250 * 500^3}{384 * 2,1 * 10^6}$$

$$I_y = 860.88 \text{ cm}^4$$

Soit un **IPE 200** avec ($I_y = 1943 \text{ cm}^4$) classe 1.

Tableau IV.1 : caractéristique de profilé IPE 200.

h	b	tw	tf	r	A	wply	wplz	avz	Iy	Iz	G
mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm ²	mm ²	mm ²	mm ²	Kg/m
200	100	5.6	8.5	12.0	28.5	221	44.6	14	1943	142	22.4

IV.4. Vérification de la condition de résistance :

$$Msd = \frac{qu * l^2}{8} = \frac{617.805 * 5^2}{8}$$

$$= 1930.64 \text{ daN.m}$$

$$Mpl.rd = \frac{wply * fy}{2} = \frac{221 * 2350}{2}$$

$$= 259675 \text{ daN.m}$$

$Msd = 1930.64 \text{ daN.m} < Mplrd = 259675 \text{ daN.m}$ La condition vérifiée.

- **Phase finale :**

Le béton ayant durci donc la section mixte (le profilé dans la dalle) travaillant ensemble donc les charges de la phase finale sont :

- ✓ Cloison de réparation $90 \times 1.20 = 108$ kg/ml
- ✓ Revêtement en carrelage $40 \times 1.20 = 48$ kg/ml
- ✓ Mortier de pose..... $40 \times 1.20 = 48$ kg/ml
- ✓ Poids de la dalle 287.5 kg/ml
- ✓ Isolation thermique $16 \times 1.20 = 19.2$ kg/ml
- ✓ Poids de la solive (IPE 200) 22.4 kg/ml
- ✓ Poids de la tôle..... $12 \times 1.20 = 14.4$ kg/ml

$$G = 108 + 48 + 48 + 287.5 + 19.2 + 22.4 + 14.4$$

$$G = 547.5 \text{ kg/ml}$$

La surcharge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 = 250 \text{ kg/m}^2 \times 1.2$

$$Q = 300 \text{ kg/ml}$$

- ❖ **Combinaison de charge :**

ELU :

$$qu = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 547.5 + 1.5 \times 300$$

$$qu = 1189.125 \text{ kg/ml}$$

ELS :

$$qs = G + Q = 547.5 + 300$$

$$qs = 847.5 \text{ kg/ml}$$

IV.5. Vérification de la condition de résistance : (moment fléchissant) :

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

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1189.125 \times 5^2}{8} = 3716.02 \text{ dan.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{221 \times 23.50}{1.1} = 4721.36 \text{ dan.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

Détermination de la position de l'axe neutre plastique :

- **Résistance de la section d'acier :**

$$F_a = \frac{A_a \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{28.5 \times 2350}{1.1} = 60886.36 \text{ dan/m} =$$

- **Résistance de la section du béton :**

$$F_b = \frac{0.85 \times hc \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b}$$

$$f_{ck} = f_{c28} = 25 \text{MPa}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$hc = h - hp = 120 - 55 = 65 \text{mm}$$

$$F_b = \frac{0.85 \times 6.5 \times 120 \times 250}{1.5}$$

$$= 110500 \text{daN}$$

$F_b > F_a$: Donc l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton d'où :

$$Z_e = \frac{F_a}{0.85 \times b_{eff} \times f_{c28}} = \frac{60886.36}{0.85 \times 120 \times 250} =$$

$$Z_e = 2.39 \text{cm}$$

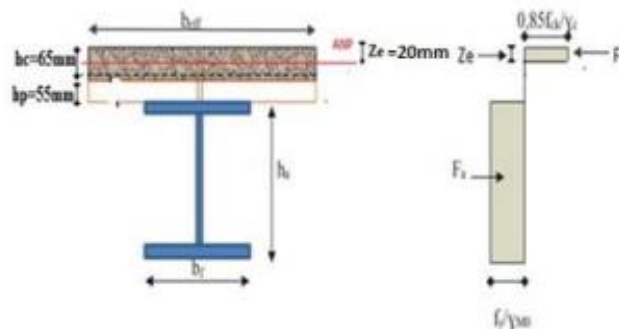


Figure IV.3 : Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (flexion positive)

- **Vérification du moment de résistance plastique :**

Dans le cas d'une flexion positive avec un axe neutre dans la dalle, le moment de résistance plastique est donné par la formule suivante :

$$M_{plyrd} = F_a \left(\frac{h}{2} + hc - hp - \frac{z}{2} \right)$$

$$= \frac{A_a \times F_y}{\gamma_a} \left(\frac{h}{2} + hc + hp + \frac{z}{2} \right)$$

$$M_{plyrd} = 60886.36 \times \left(\frac{0.20}{2} + 0.065 + 0.055 + \frac{0.023}{2} \right)$$

$$M_{sd} = 3716.02 \text{daN.m} < M_{plyrd} = 14003.86 \text{daN.m}$$

Condition vérifié

- **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{plyrd}$$

Avec :

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1189.125 \cdot 5}{2} = 2972.81 \text{ daN}$$

$$V_{plyrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{14 \cdot 2350}{1.1 \cdot \sqrt{3}} = 17268.02 \text{ daN}$$

$$V_{sd} \leq V_{plyrd}$$

Condition vérifié

a)-Vérification de l'ELS :

- **Vérification de la flèche :**

$$F_{max} < F_{adm}$$

$$F_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm}$$

$$F_{max} = \frac{2.5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_n}$$

L : la portée de la solive.

I_h : Le moment d'inertie homogénéisé (de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique.

E : module d'élasticité de l'acier.

$$\begin{aligned} n &= \frac{E_a}{\left(\frac{E_{cim}}{2}\right)} \\ &= \frac{21 \cdot 10^4}{\left(\frac{30500}{2}\right)} \\ &= 13.77 \end{aligned}$$

- **L'aire de la section homogénéisée :**

$$\begin{aligned} A_h &= A_a + \frac{b_{eff} \cdot h_c}{n} = 2850 + \frac{1200 \cdot 65}{13.77} \\ &= 8514.49 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$A_h \cdot \left(\frac{h_a}{2} + h_p\right) = 2850 \left(\frac{200}{2} + 55\right) = 1319745.95 \text{ mm}^2$$

$$\frac{b_{eff} \cdot h^2}{2n} = \frac{1200 \cdot 65^2}{2 \cdot 13.77} = 184095.86 \text{ mm}^2$$

$$A_h = \left(\frac{h_a}{2} + h_p\right) = 1319745.95 \text{ mm}^2 > \frac{b_{eff} \cdot h^2}{2n} = 184095.86 \text{ mm}^2$$

Donc, l'axe neutre élastique se situe dans le profilé métallique à une distance Z_e de la face supérieure de la dalle.

$$\begin{aligned} Z_e &= \frac{Aa}{Ah} \left(\frac{Aa}{2} + hp + hc \right) + \frac{1}{Ah} * \frac{beff * Ac^2}{2n} \\ &= \frac{2850}{1319745.95} \left(\frac{200}{2} + 55 + 65 \right) + \frac{1}{1319745.95} * \frac{1200 * 65^2}{2(13.77)} \\ &= 61.46 \text{ mm} \end{aligned}$$

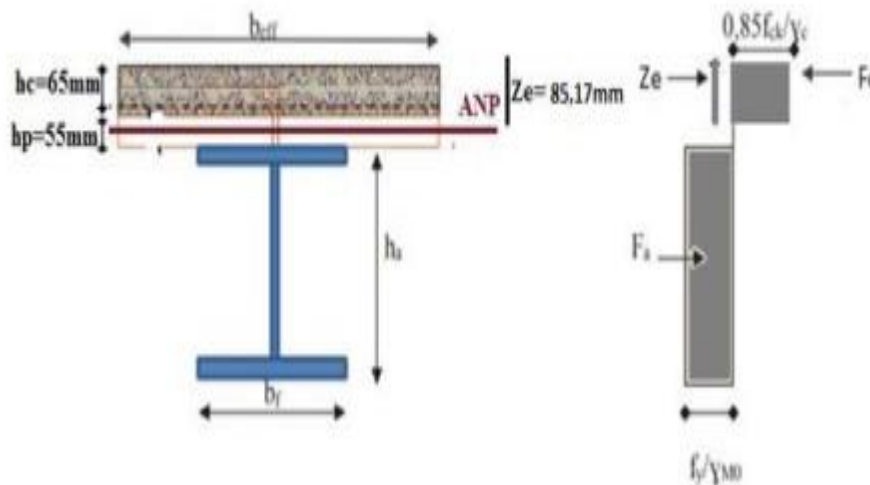


Figure IV.4 : Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle.

$$\begin{aligned} I_n &= \left[I_a + Aa * \left(\frac{ha}{2} + hp + hc - Z_e \right)^2 \right] + \left[\frac{beff * hc}{n} \left(\frac{hc^2}{2} + \left(Z_e - \frac{hc^2}{2} \right) \right) \right] \\ &= \left[1943 * 10^2 + 2850 * \left(\frac{200}{2} + 55 + 65 - 61.46 \right) \right] + \left[\frac{1200 * 65}{13.77} \left(\frac{65^2}{2} + \left(61.46 - \frac{65^2}{2} \right) \right) \right] \\ &= 994.28 * 10^4 \text{ mm}^4. \end{aligned}$$

$$F_{\max} = \frac{2.5 * qs * l^4}{384 * E * I_n} = \frac{2.5 * qs * l^4}{384 * E * I_n} = 1.61 \text{ cm}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{l}{250} = 2 \text{ cm}$$

$$F_{\max} = 1.61 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = 2 \text{ cm}$$

Donc l'**IPE 200** convient pour les solives.

IV.6. Calcul des connecteurs acier-béton :

Choix des dimensions des connecteurs suivant *l'Eurocode4* :

La résistance d'un goujon en dalle pleine ou mixte est donnée par la plus petite valeur des deux formules suivantes (EUROCODE 4)3-10-2 :

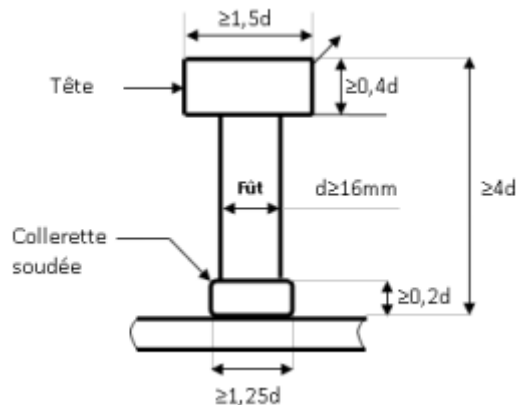


Figure IV.5 : Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle.

$$Prd1 = 0.8f_u (\pi d^2 / 4) / \gamma_v$$

$$Prd2 = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{(f_{ck} E_{cm})} / \gamma_v$$

Avec la condition : $16\text{mm} \leq d \leq 25\text{mm}$

Avec : $\alpha = 1$ pour $h/d \geq 4$

Et $\alpha = 0.2(h/d + 1)$ pour $3 \leq h/d \leq 4$

On prend le diamètre $d = 19\text{mm}$ avec $16\text{mm} \leq 19\text{mm} \leq 25\text{mm}$

$$\frac{h}{d} \geq 4 \text{ d'où } h \geq 4 \times d = 4 \times 19 = 76\text{mm}$$

On prend $h = 80\text{mm}$

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{19} = 4.21 \geq 4 \text{ alors } \alpha = 1$$

$$\alpha : \text{Facteur de correction} = \begin{cases} 0.2 * \left(\frac{h}{d} + 1\right) & \text{si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{si } \frac{h}{d} > 4 \end{cases}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{19} = 4.21 \text{ Alors } \alpha = 1$$

- Calcul de nombre de connecteurs n :

$$N \geq \frac{Vl}{PRd}$$

V_L : Effort total de cisaillement longitudinal de calcul

PRd : La résistance de calcul d'un connecteur.

- **Calcul de la résistance au cisaillement PRd d'un goujon :**

Selon l'article 3-10-2 (*Eurocode 4*), elle est donnée par la plus petite valeur des deux résistances suivantes :

$$PRD1 = 0.85 * F_u * \frac{\pi * D^2}{4 * \gamma_{m2}}$$

$$PRD1 = 0.85 * 400 * \frac{\pi * 19^2}{4 * 1.25} = 77080.7 \text{ daN}$$

$$PRD2 = 0.29 * \frac{a * D^2}{\gamma_{m2}} * \sqrt{F_{ck} * E_{cim}}$$

$$PRD2 = 0.29 * \frac{1 * 19^2}{1.25} * \sqrt{25 * 30500} = 7313.29 \text{ daN}$$

On prend $PRd = 7313.29 \text{ daN}$

Avec :

✓ $d = 19 \text{ mm}$: le diamètre du fût du goujon.

✓ $F_u = 400 \text{ Mpa}$: la résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon.

✓ $F_{ck} = 25 \text{ Mpa}$ la résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'étage considéré (f_{c28}).

✓ E_{cim} : la valeur moyenne du model sécant du béton.

✓ $\gamma_{m2} = 1.25$ le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime des connecteurs.

- **Calcul de coefficient min orateur :**

Dans notre cas : les nervures de la tôle est perpendiculaire à l'axe de la poutre, donnée par l'expression suivante :

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{N}} \left[\frac{ba}{hp} * \left(\frac{hg}{hp} - 1 \right) \right] \leq 1$$

ba : largeur moyenne d'une onde

$$ba = \frac{b_1 + b_2}{2}$$

$$ba = \frac{88.5 + 61.5}{2} = 75 \text{ mm}$$

Avec :

N_r : le nombre de goujons dans une nervure.

✓ $hg = 80 \text{ mm}$ la hauteur hors-tout du goujon.

✓ $hp = 55 \text{ mm}$

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{N}} \left[\frac{ba}{hp} * \left(\frac{hg}{hp} - 1 \right) \right] \leq 1$$

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \left[\frac{75}{155} * \left(\frac{80}{55} - 1 \right) \right] = 0.434 < 1$$

- **On retiendra que pour un goujon :**

$$\begin{aligned} PR_d &= PR_{dmin} * K_t \\ &= 7313.29 * 0.434 \\ &= 3173.97 \text{ daN} \end{aligned}$$

- **Longueur critique :**

Qui représente la distance du point d'appuis de la poutre jusqu'au point le plus sollicité par le moment de flexion M_{max} :

$$\begin{aligned} L_{cr} &= \frac{L}{2} \\ &= \frac{5}{2} = 2.5 \text{ m} \end{aligned}$$

- **Calcul de l'effort total de cisaillement longitudinal VL :**

L'effort total de cisaillement longitudinal VL_n s'exerçant sur chaque longueur antique (c'est-à-dire chaque demi travée de la poutre) est donnée par :

$$\begin{aligned} VL_1 &= Fa = \frac{Aa * F_y}{\gamma m_0} \\ &= Fa = \frac{28.5 * 2350}{1.1} = 60886.36 \text{ daN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} VL_2 &= Fb = 0.85 * \frac{F_{ck}}{\gamma_c} * b_{eff} * h_c \\ &= Fb = 0.85 * \frac{250}{1.5} * 120 * 6.5 = 110500 \text{ daN} \end{aligned}$$

$$VL = \min \{ VL_1 ; VL_2 \} = \min \{ 60886.36 ; 110500 \}$$

$$VL = 60886.36 \text{ daN}$$

- **Le nombre de goujons :**

$$\begin{aligned} N &= \frac{VL}{PRD} = \frac{60886.36}{3173.97} \\ &= 19.18 = 20 \text{ goujons} \end{aligned}$$

- **Espacement des connecteurs :**

$$e = \frac{L}{N} = \frac{5000}{20} = 250 \text{ mm} = 0.25 \text{ m}$$

IV.7.Calcul des poutres principales :

Le poids propre du béton.....1366,88 kg/ml

Le poids propre de la tôle..... $12 \times 6=72$ kg/ml

Le poids propre de la solive IPE200.....112 kg /ml

La surcharge de construction..... $100 \times 6 = 600$ kg/ml

- **La charge permanente**

$$G = 1366.88 + 72 + 112 = 1550.88 \text{ kg/ml}$$

- **La charge de construction :**

$$Q = 600 \text{ kg/ml}$$

- **Combinaison de la charge (ELS) :**

$$G + Q = 1550.88 + 600 = 2150.88 \text{ kg/ml}$$

IV.7.1.Dimensionnement du profilé :

$$I_y \geq \frac{2.5 * q_s * 300 * L^3}{384 * E}$$

$$I_y \geq \frac{2.5 * 2150.88 * 10^3 - 2 * 300 * 600^3}{384 * 2.1 * 10^6} = 8641.93 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE 360 ($I_y = 16270 \text{ cm}^4$).

Poids de la poutre (IPE360) 57.1 kg/ml

$$G = 1366.88 + 72 + 134.4 + 57.1 = 1630.38 \text{ kg/ml.}$$

- **Les combinaisons de charge :**

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5 Q$$

$$= 1.35 \times 1630.38 + 1.5 \times 600 = 3101.013 \text{ kg/ml}$$

$$\text{ELS} : G + Q = 1630.38 + 600 = 2230.38 \text{ kg/ml}$$

IV.7.2.Vérification à la résistance :

- ❖ **Vérification à l'effort tranchant :**

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

- **Calcul de l'effort tranchant dans la section :**

$$V_{sd} = \frac{q_{sd} * l}{2} = \frac{2230.38 * 6}{2}$$

$$= 6691.14 \text{ daN}$$

- **Calcul de la résistance plastique au cisaillement de la section :**

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \cdot F_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

$$= \frac{35.1 \cdot 2350}{\sqrt{3} \cdot 1.1}$$

$$= 43293.39 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 6691.14 \text{ daN} \leq V_{pl,rd} = 43293.39 \text{ daN}$$

Condition vérifié

- ❖ **Vérification du moment fléchissant :**

$$M_{sd} \leq M_{pl,y,rd}$$

- **Calcul de moment fléchissant :**

$$M_{y,rd} = \frac{q_{sd} \cdot l^2}{12}$$

$$M_{y,rd} = \frac{3101.013 \cdot 6^2}{12}$$

$$= 9303.039 \text{ daN}$$

- **Calcul de moment plastique :**

$$M_{pl,y,rd} = \frac{w_{ply} \cdot F_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{pl,y,rd} = \frac{1019 \cdot 2350}{1.1} = 21769.55 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,rd} = 9303.039 \text{ daN.m} \leq M_{pl,y,rd} = 21769.55 \text{ daNm} \dots \text{vérifier}$$

- ❖ **Vérification de la flèche :**

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{2.5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{2.5 \cdot 230.38 \cdot 600^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 23130}$$

$$= 1.14 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{600}{300}$$

$$= 2 \text{ m}$$

$$f_{max} = 1.14 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2 \text{ cm} \dots \text{La rigidité est vérifiée.}$$

• **Vérification du déversement :**

Notre plancher est collaborant, la tôle soudée sur les solives joue le rôle d'appuis latéral qui empêche le déversement.

Donc L'IPE 400 est vérifié au stade de montage

• **Stade finale :**

Evaluation des charges :

Cloison de séparation.....	$90 \times 6 = 540$ kg/ml
Revêtement en carrelage.....	$40 \times 6 = 240$ kg/ml
Mortier de pose	$40 \times 6 = 240$ kg/ml
Poids de la dalle	1366.88 kg/ml
Isolation thermique.....	$16 \times 6 = 96$ kg/ml
Poids de la tôle... ..	$12 \times 6 = 72$ kg/ml
Poids de solive	112 kg/ml
Poids de la poutre (IPE360).....	57.1 kg/ml

• **La charge permanente**

$$G = 1366.88 + 72 + 112 + 540 + 240 + 240 + 96 + 57.1 = 2723.98 \text{ kg/ml}$$

• **Les charges variables :**

$$\text{Charge d'exploitation} \dots\dots\dots Q = 250 \times 6 = 1500 \text{ kg/ml}$$

▪ **Combinaison de charge :**

ELU :

$$Q_u = 1.35 G + 1.5 (Q) = 1.35 \times 2723.98 + 1.5 \times (1500)$$

$$Q_u = 5927.38 \text{ kg/ml}$$

ELS :

$$Q_{sd} = G + Q = 2723.98 + 1500$$

$$Q_{sd} = 4223.98 \text{ kg/ml}$$

• **Caractéristique de la dalle mixte :**

• **Calcul de la largeur participante de la dalle en béton :**

$$b_{eff} = \min \left(2 \cdot \frac{l_0}{8}; e \right)$$

$l_0 = l$: La longueur de la poutre maitresse ($l = 6\text{m}$)

e : Entre axes des poutres ($e = 6\text{m}$)

Donc :

$$B_{eff} = \min \left(2 \cdot \frac{6}{8} = 1.5m ; e = 6m \right)$$

a)-Vérification à L'ELU :

❖ Vérification de l'effort tranchant (au cisaillement) :

$$V_{sd} \leq V_{plyrd}$$

$$V_{sd} = \frac{5927.38 * 6}{2}$$

$$= 17782.14 \text{ daN}$$

$$V_{ply.rd} = \frac{35.1 * \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1}$$

$$= 43293.40 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 17782.14 \text{ daN} \leq V_{plyrd} = 43293.40 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

❖ Vérification du moment fléchissant (à la résistance) :

$$M_{sd} \leq M_{plyrd}$$

(La poutre est encadrée à ces deux extrémités)

$$M_{sd} = \frac{5927.38 * 6^2}{12}$$

$$= 17782.14 \text{ daN}$$

❖ Calcul de la distance de l'axe neutre plastique à la fibre supérieure du béton :

Résistance de la section en acier :

$$F_a = \frac{A_a * f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$F_a = \frac{72.7 * 2350}{1.1} = 155313.64 \text{ daN}$$

Résistance de la section en béton :

$$F_b = \frac{0.85 * b_{eff} * h_c * f_{ck}}{\gamma_b}$$

$$F_b = \frac{0.85 * 1500 * 65 * 2.5}{1.5} = 138125 \text{ daN}$$

$F_a > F_b \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la poutre.

$$F_a - F_b = 155313.64 - 138125 = 17188.64 \text{ daN}$$

$$2b \cdot f_t \cdot f_y / y_d = 2 \cdot 127 \cdot 13.5 \cdot 235 / 1.1 = 73255.91 \text{ daN}$$

$F_a - F_b < 2b \cdot f_t \cdot f_y \cdot y_d$ ANP (axe neutre plastique) dans la semelle.

$$Z = \frac{F_a - F_b}{2b \cdot f_y} \cdot \gamma_{m0} \cdot h_c \cdot h_p$$

$$Z = \frac{155313.64 - 138125}{2 \cdot 180 \cdot 230} \cdot 1.1 \cdot 65 \cdot 55 = 120.23 \text{ mm}$$

- **Le moment résistant de calcul :**

$$M^{+pl.rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} + h_p \right) - \left(\frac{F_a - F_b}{2} \right) \cdot (z + h_p)$$

$$\begin{aligned} M^{+pl.rd} &= 155313.64 \left(\frac{360}{2} + \frac{65}{2} + 55 \right) - \left(\frac{17188.64}{2} \right) \cdot (120.23 + 55) \\ &= 50124.43 \text{ daN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$M_{sd} = 17782.14 \text{ daN} \cdot \text{m} \leq M_{+plyrd} = 50124.43 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Condition vérifiée.

- **Vérification à la flèche :**

$$F_{\max} \leq F_{adm}$$

$$F_{\max} = \frac{2.5 \cdot q_{sd} \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot h}$$

$$F_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$F_{adm} = \frac{600}{300} = 2 \text{ m}$$

- **Le moment d'inertie homogénéisé :**

$$A_h = A_a + \frac{B_{eff} \cdot h_c}{n}$$

$$A_h = 7270 + \frac{1500 \cdot 65}{13.77}$$

$$= 14350.61 \text{ mm}^3$$

$$A_h \cdot \left(\frac{h_a}{2} + h_p \right) = 14350.61 \cdot \left(\frac{360}{2} + 55 \right)$$

$$= 337393.33 \text{ mm}^2$$

$$\frac{B_{eff} \cdot h_c^2}{2n} = \frac{1500 \cdot 65^2}{2 \cdot 13.77}$$

$$= 230119.83 \text{ mm}^2$$

$$Ah * \left(\frac{ha}{2} + hp\right) = 337393.33 \text{ mm}^2 \geq \frac{B_{eff} * hc^2}{2n} = 230119.83 \text{ mm}^2.$$

L'axe neutre élastique se situe dans le profilé métallique à une distance Z_e de la face supérieure de la dalle.

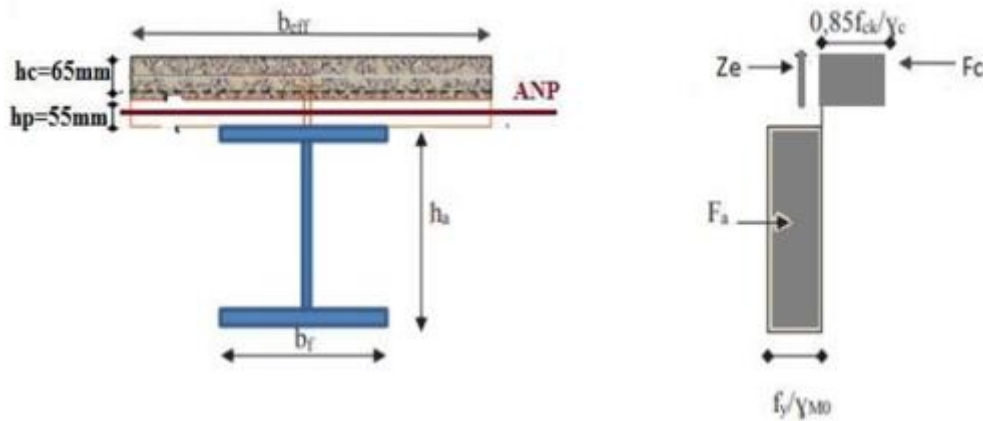


Figure IV.6 : Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans le profilé en acier (flexion positive).

$$Z_e = \left(\frac{A_a}{A_h} * \left(\frac{h}{2} + hp + hc\right) + \frac{1}{A_h} * \frac{B_{eff} * hc^2}{2n}\right)$$

$$Z_e = \left(\frac{7270}{14350.61} * \left(\frac{360}{2} + 55 + 65\right) + \frac{1}{14350.61} * \frac{1500 * 65^2}{2 * 13.77}\right) = 168.02 \text{ mm}$$

$$I_h = \left(I_a + A_a * \left(\frac{ha}{2} + hp + hc + Z_e\right)^2 + \frac{B_{eff} * hc}{h} \left(\frac{hc^2}{12} + \left(Z_e - \frac{h}{2}\right)^2\right)\right)$$

$$I_h = \left(23011.983 * 10^4 + 7270(180 + 55 + 65 + 168.02)^2 + \frac{1500 * 65}{13.77} \left(\frac{65^2}{12} + \left(168.02 - \frac{65}{2}\right)^2\right)\right).$$

$$= 162278.25 * 10^4 \text{ mm}^4$$

Vérifier la condition suivante :

$$F_{max} \leq F_{adm}$$

$$F_{max} = \frac{2.5 * q_{sd} * l^4}{384 * E_a * h}$$

$$= \frac{2.5 * 42.24 * 600^4}{384 * 2.1 * 10^6 * 162278.25}$$

$$= 0.11 \text{ m}$$

$$F_{max} = 0.11 \text{ m} \leq F_{adm} = 2 \text{ m}$$

Donc l'**IPE 360** convient pour la phase finale.

IV.8.Conclusion :

- Pour notre plancher on opte pour :

Élément	Profilé
Solive	IPE 200
Poutre principale	IPE 360
Poutre secondaire	IPE200

- La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 19 mm, avec un espacement en eux de 25 centimètre.

CHAPITRE V :

Etude des éléments secondaires.

V. Escalier

V.1.Introduction :

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du bâtiment. Dans notre projet, on a un seul type d'escalier métallique qui est composé de deux volées liées à un palier de repos, ce dernier se compose d'une solive encastrée aux poteaux, la volée est constituée de deux limons, et des marches constituées par des cornières de support et de tôle striée.

V.1.1.Définition :

- **Un palier** : dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée, est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escaliers.
- **Une volée** : c'est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Limon** : c'est une partie rampante d'un escalier dans laquelle s'assemblent les marches et contremarches.
- **Giron** : c'est la largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

a) **Avantage des escaliers métalliques :**

L'escalier en métal est un escalier pré-usiné, la structure d'acier vient en deux ou trois morceaux qui sont assemblés, par boulons, sur place et elle est ensuite recouverte de marches, de contremarches et de limons.

La préfabrication sur mesure et le calcul informatisé des dimensions assurent aussi une grande précision et une qualité uniforme du travail. Economie de mains d'œuvres et temps de travail.

b) **Inconvénients des escaliers métalliques :**

L'entretien et protection contre la corrosion.

V.1.2. Choix des dimensions (dimensionnement architecturale) :

Le choix des dimensions se fait selon la formule de BLONDEL :

$$60cm \leq g + 2.h \leq 64cm$$

Avec : $h = \frac{H}{n}$

h : Hauteur de la contre marche donné par : $16cm \leq h \leq 18cm$.

g : Largeur de la marche (giron) donné par : $25cm \leq h \leq 32cm$.

n : Nombre de contremarche.

H : Hauteur à franchir avec une volée $H = 2m$

La condition assurant le confort de l'escalier est donnée par la relation de BLONDEL

$$60cm \leq g + 2.h \leq 64cm$$

Avec :

Si on prend $h = 16\text{cm} \rightarrow n = \frac{200}{16.67} = 12$ contremarches.

$n - 1 = 12 - 1 = 11$ marches.

Application de la règle de BLONDEL :

$$60\text{cm} \leq g + 2 \cdot h \leq 64\text{cm}$$

$$\rightarrow 60 - 2 \cdot h \leq g \leq 64 - 2 \cdot h.$$

$$\rightarrow 60 - 2 \cdot 16.67 \leq g \leq 64 - 2 \cdot 16.67.$$

$$26.66\text{cm} \leq g \leq 30.66\text{cm}.$$

On prend : $g = 30\text{cm}$

Angle d'inclinaison : $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{200}{330}\right) = 31.218^\circ$

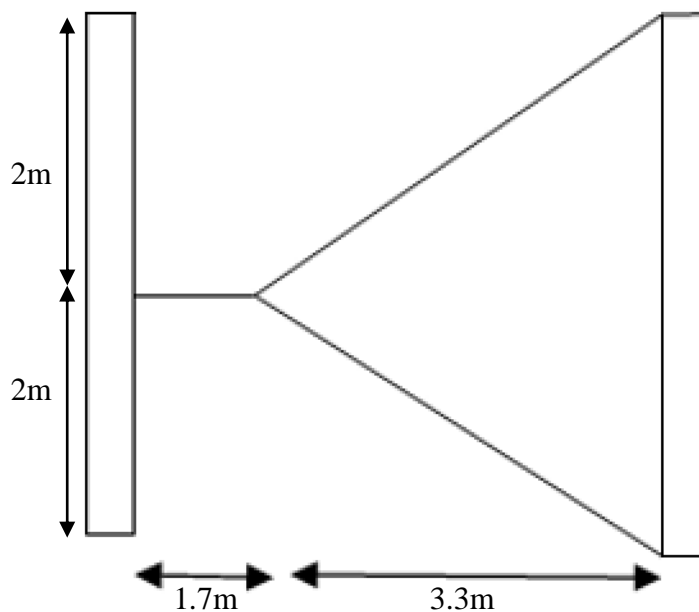


Figure V.1 : schéma statique d'escaliers.

V.2. Dimensionnement des éléments de l'escalier :

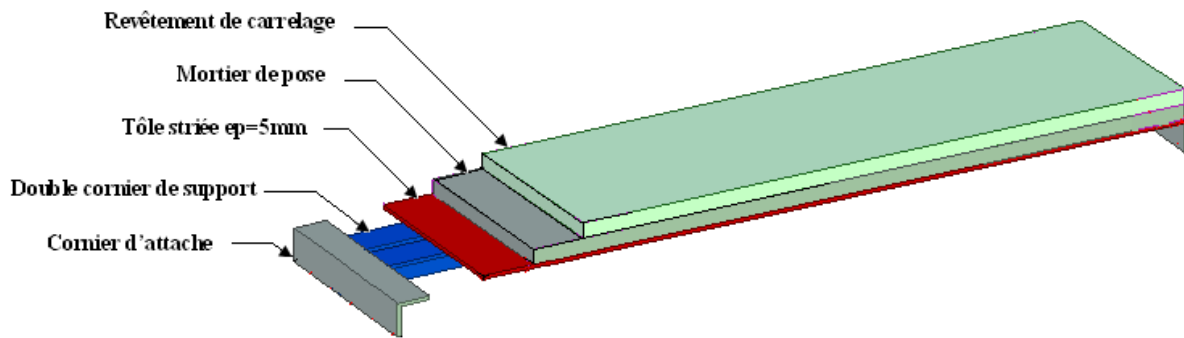


Figure V.2 : Les constituants de marche.

a) Charges permanentes G :

Support de marche (estimer) : 8daN/m

Tôle striée (5mm) : 40daN/m²

Mortier de pose : 40daN/m²

Revêtements carrelage : 40daN/m²

$$G = 8 + (40 + 40 + 40) * 0.3 = 44 \text{ daN/m}$$

b) Charge d'exploitation Q :

$$Q = 250 * 0.3 = 75 \text{ daN/m}$$

V.2.1. Combinaison de charge :

ELU :

$$q_U = 1.35 * G + 1.5 * Q = 1.35 * 44 + 1.5 * 75 = 171.9 \text{ daN/m}$$

ELS :

$$q_S = G + Q = 44 + 75 = 119 \text{ daN/m}$$

V.2.2. Pré-dimensionnement des supports de marches :

Condition de flèche, il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 * q_S * l^4}{384 * E * I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{300}{l} * \frac{5 * q_s * l^4}{384 * E} = 300 * \frac{5 * 119 * 10^{-2} * 150^3}{384 * 2100000} = 7.4707 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière à ailes égale L50x50x4 avec les caractéristiques suivantes :

Tableau V.1 : Caractéristique de profilé L50x50x4.

Profilé L50x50x4					
G kg/m	h mm	b mm	t mm	A mm ² x10 ²	v mm x10
3.06	50	50	4	3.89	3.54
I_y mm ⁴ x10 ⁴	W_{ely} mm ³ x10 ³	i_y mm x10	I_z mm ⁴ x10 ⁴	W_{elz} mm ³ x10 ³	i_z mm x10
8.97	2.46	1.52	8.97	2.46	1.52

V.2.3. Vérification en tenant compte du poids du profilé :

- La flèche :

$$f_{cal} \leq f_{ad}$$

$$q'_s = q_s + G_c = 119 + 3.06 = 122.06 \text{ daN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 * 122.06 * 10^{-2} * 150^4}{384 * 2100000 * 8.97} = 0.4271 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{150}{300} = 0.5 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

- La résistance :

Il faut vérifier que : $M_{y.sd} \leq M_{el.Rd}$

$$q'_U = q_U + 1.35 * G_c = 171.9 + 1.35 * 3.06 = 176.031 \text{ daN/m}$$

$$M_{ely.Rd} = \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2.46 * 23.5}{1.1} = 52.5545 \text{ daN.m}$$

$$M_{y.sd} = \frac{q'_U \cdot l^2}{8} = \frac{176.031 * 1.5^2}{8} = 49.509 \text{ daN.m}$$

$$M_{y.sd} = 49.509 \text{ daN.m} \leq M_{el.Rd} = 52.5545 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée.

- Vérification au cisaillement :

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

$$V_{sd} = \frac{q'_U \cdot l}{2} = \frac{176.031 * 1.5}{2} = 132.023 \text{ daN}$$

$$V_{el.Rd} = \frac{A \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{3.89 \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 4798.043 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 132.023 \text{ daN} \leq V_{el.Rd} = 4798.043 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, alors L50x50x4 convient comme cornière de support.

Conclusion : on choisit pour la cornière de supporté cornière de L50x50x4.

V.2.4.Pré-dimensionnement du limon :

Le limon est l'élément qui supporte le poids total de l'escalier et qui permet aux marches de prendre appui.

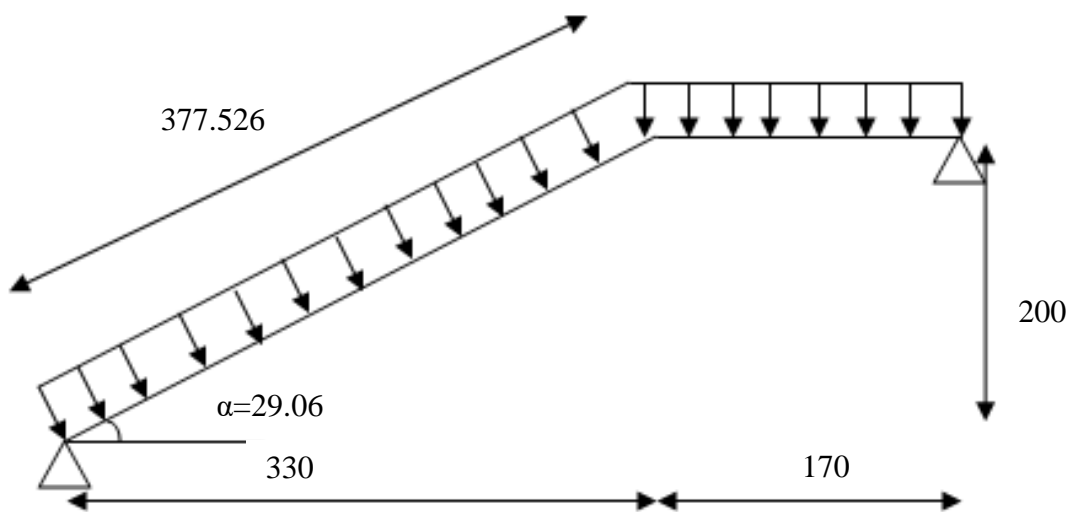


Figure V.3 : Distribution des charges sur un limon.

Remarque importante :

Il faut calculer la hauteur minimale qui répond à la condition de pente et de la largeur de marche pour avoir le profile UPN minimum a adopté :

Dans le triangle ABC :

$$\cos\alpha = \frac{AB}{AC} = \frac{x}{h}$$

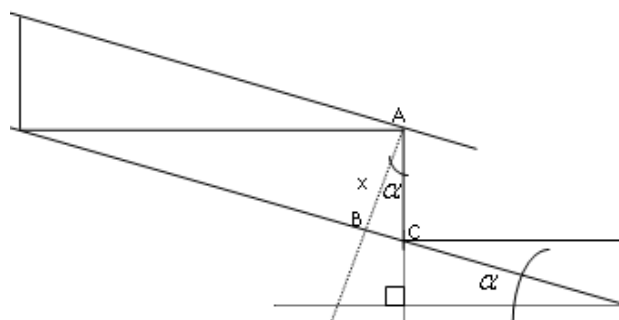
$$x = h \cdot \cos\alpha$$

$$x = 16.67 \cdot \cos 29.06$$

$$x = 14.57 \text{ cm}$$

Donc on adopte au minimum un UPN160

de $h = 16 \text{ cm}$



V.2.4.1. Evaluation de charges :

- **Charges permanentes :**

Tôle striée (5mm) : 40daN/m²

Mortier de pose : 40daN/m²

Revêtements carrelage : 40daN/m²

Poids des cornières (50x50x4)x2 : 6.12daN/m

Support de marche (50x50x4)x2 : 6.12daN/m

Garde-corps (cloison) : 15daN/m²

$$G = (G1+G2+G3+G6)*a+G5+G4*n*(a/L)$$

$$G = (40+40+40+15)*1.5+6.12+6.12*12*(1.5/3.775) = 237.801daN/m$$

$$G = 237.801daN/m$$

- **Charges d'exploitations :**

$$Q = 250*1.5/2 = 187.5daN/m$$

- **Combinaison des charges :**

A l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35*237.801 + 1.5*187.5 = 602.281daN/m$$

A l'ELS :

$$q_s = G + Q = 237.801 + 187.5 = 425.301daN/m$$

V.2.4.2. Vérification de la flèche :

Condition à vérifier $f_{max} \leq f_{ad}$:

$$f_{max} \leq f_{ad}$$

$$q = Q + G = 237.801 + 187.5 = 425.301daN/m$$

$$f_{max} = \frac{5 * 425.301 * 10^{-2} * 377.526^4}{384 * 2100000 * 925} = 0.5791cm < f_{ad} = \frac{377.526}{300} = 1.2584cm \rightarrow \text{CV}$$

V.2.4.3. Vérification à la résistance :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

Il faut vérifier que : $M_{y.sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{138 * 23.5}{1.1} = 2948.18daN.m$$

$$M_{y.sd} = \frac{q_u \cdot \cos\alpha \cdot l^2}{8} = \frac{602.281 * \cos 29.06 * 3.775^2}{8} = 937.799daN.m$$

$$M_{y.sd} = 937.799 \text{ daN.m} \leq M_{ply.Rd} = 2948.18 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée.**V.2.4.4. Vérification à l'effort tranchant :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{ply.Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_U \cdot \cos \alpha \cdot l}{2} = \frac{602.281 * \cos 29.06 * 3.775}{2} = 993.6947 \text{ daN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{11.4 \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 14061.103 \text{ daN}$$

$$A_{vy} = A - A_{vz} = 24 - 12.6 = 11.4 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = 993.6947 \text{ daN} \leq V_{ply.Rd} = 14061.103 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.**V.2.4.5. Vérification à la compression :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$N_{sd} < N_{pl.Rd} \text{ Avec :}$$

$$N_{sd} = q_u \cdot \sin \alpha \cdot l = 602.281 * \sin(29.06) * 3.775 = 1104.35 \text{ daN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{24 * 2350}{1.1} = 51272.72 \text{ daN}$$

$$\text{Donc : } N_{sd} = 1104.35 \text{ daN} < N_{pl.Rd} = 51272.72 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.**Remarque :**

Selon l'EUROCODE -3- il faut vérifier le limon sous la condition d'un élément comprimé et fléchié (flexion composée), la formule suivante doit être vérifiée pour la sécurité :

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} + \frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{1104.35}{51272.72} + \frac{937.799}{2948.18} = 0.34 \leq 1$$

Donc : la condition est vérifiée, le limon en UPN 160 est vérifié à la sécurité.

V.2.5. Calcul de palier de repos :

Nous avons prévu pour le palier de repos une tôle striée d'épaisseur 07 mm qui est soudée sur ces quatre cotés avec les poutres porteuses du palier de dimensions (3.1 x 1.7) m.

V.2.5.1. Evaluation des charges :

- **Charges permanentes :**

Tôle striée (7mm) : 58.5 daN/m²

Mortier de pose : 40 daN/m²

Revêtements carrelage : 40daN/m²

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) = (58.5 + 40 + 40) = 138.5 \text{ daN/m}$$

$$G = 138.5 \text{ daN/m}^2$$

- **Charges d'exploitations :**

$$Q = 250 \text{ daN/m}^2$$

- **Combinaison des charges :**

A l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 138.5 + 1.5 * 250 = 561.975 \text{ daN/m}^2$$

A l'ELS :

$$q_s = G + Q = 138.5 + 250 = 388.5 \text{ daN/m}^2$$

V.2.5.2. Vérification de la flèche :

Selon aide-mémoire -R.D.M, on a pour une plaque rectangulaire uniformément chargée, encadrée sur les quatre coté : $e=0.007\text{m}$, $a=1,7\text{m}$ et $b=3,1\text{m} \rightarrow (b/a)=1.8235$ m

Supposant que le centre du repère (oxy) est confondu avec le centre de gravité de la plaque, la flèche max a ($x=0$, $y=0$)

$$f_Y = \frac{0.0277 \cdot q_s \cdot a^4}{E \cdot e^3} = \frac{0.0277 * 388.5 * 10^{-6} * (1.7 * 10^3)^4}{21000 * 7^3} = 12.478 \text{ mm}$$

$$f_{ad} = \frac{a}{300} = \frac{1700}{300} = 5.67 \text{ mm}$$

Donc : $f_Y = 12.478 \text{ mm} \leq f_{ad} = 5.67 \text{ mm}$ condition non vérifiée.

$$f_Y = \frac{0.0277 \cdot q_s \cdot a^4}{E \cdot e^3} = \frac{0.0277 * 388.5 * 10^{-6} * (0.85 * 10^3)^4}{21000 * 7^3} = 0.7799 \text{ mm}$$

$$f_{ad} = \frac{a}{300} = \frac{850}{300} = 2.83 \text{ mm}$$

Donc : $f_Y = 0.7799 \text{ mm} \leq f_{ad} = 2.83 \text{ mm}$ Condition vérifiée..

$$f_Z = \frac{0.0277 \cdot q_s \cdot b^4}{E \cdot e^3} = \frac{0.0277 * 388.5 * 10^{-6} * (3.1 * 10^3)^4}{21000 * 7^3} = 137.976 \text{ mm}$$

$$f_{ad} = \frac{a}{300} = \frac{3100}{300} = 10.33 \text{ mm}$$

Donc : $f_Z = 137.976 \text{ mm} \leq f_{ad} = 10.33 \text{ mm}$ condition non vérifiée.

$$f_Z = \frac{0.0277 \cdot q_s \cdot b^4}{E \cdot e^3} = \frac{0.0277 * 388.5 * 10^{-6} * (1.55 * 10^3)^4}{21000 * 7^3} = 8.6235 \text{ mm}$$

$$f_{ad} = \frac{a}{300} = \frac{1550}{300} = 5.16mm$$

Donc : $f_z = 8.6235mm \leq f_{ad} = 5.16mm$

Condition non vérifiée.

$$f_z = \frac{0.0277 \cdot q_s \cdot b^4}{E \cdot e^3} = \frac{0.0277 \cdot 388.5 \cdot 10^{-6} \cdot (1.03 \cdot 10^3)^4}{21000 \cdot 7^3} = 1.68mm$$

$$f_{ad} = \frac{a}{300} = \frac{1033.3}{300} = 3.44mm$$

Donc : $f_z = 1.68mm \leq f_{ad} = 3.44mm$

Condition vérifiée.

V.2.5.3. Vérification des poutres de milieu :

- **Evaluation de charges :**

$$G_m = 1.25 \cdot G = 1.25 \cdot 138.5 = 173.125 \text{ daN/m}^2$$

$$Q_m = 1.25 \cdot Q = 1.25 \cdot 250 = 312.5 \text{ daN/m}^2$$

- **Combinaison des charges :**

$$G + Q = 388.5 \rightarrow n = 388.5 \cdot 0.85 = 330.225 \text{ daN/m}$$

Avec la condition de la flèche :

$$F_Y = \frac{5}{384} \cdot \frac{n \cdot a^4}{E \cdot I_y} \leq F_{ad} = \frac{a}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \cdot \frac{300 \cdot n \cdot a^3}{E}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \cdot \frac{300 \cdot 330.225 \cdot 10^{-3} \cdot 850^3}{21000}$$

$$I_y \geq 3.772 \text{ cm}^4 \rightarrow \text{On adopte pour la poutre à un } \mathbf{IPE80}$$

Tableau .V.2. : Caractéristique de profilé IPE80.

Profilé IPE80								
G kg/m	h mm	b mm	t_w mm	t_f mm	hi mm	d mm	I_t mm ⁴ x10 ⁴	I_w mm ⁶ x10 ⁹
6.0	80	46	3.8	5.2	69.6	59.6	0.7	0.12
A mm ² x10 ²	A_{vz} mm ² x10 ²	A_{vy} mm ² x10 ²	I_y mm ⁴ x10 ⁴	W_{ply} mm ³ x10 ³	i_y mm x10	I_z mm ⁴ x10 ⁴	W_{plz} mm ³ x10 ³	i_z mm x10
7.64	3.58	4.06	80.1	23.2	3.24	8.49	5.8	1.05

- **Evaluation des charges :**

$$G_m = 1.25.G + \text{profil IPE80} = 1.25 \cdot 138.5 \cdot 0.85 + 6 = 153.156 \text{ daN/m}$$

$$Q_m = 1.25.Q = 1.25 \cdot 250 \cdot 0.85 = 265.625 \text{ daN/m}$$

- **Combinaison des charges :**

A l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \cdot 153.156 + 1.5 \cdot 265.625 = 605.198 \text{ daN/m}$$

A l'ELS :

$$q_s = G + Q = 153.156 + 265.625 = 418.781 \text{ daN/m}$$

V.2.5.4. Vérification de la flèche :

Condition à vérifier $f_Y \leq f_{ad}$:

$$f_Y \leq f_{ad}$$

$$f_Y = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} < f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$f_Y = \frac{5 \cdot 418.781 \cdot 10^{-2} \cdot 85^4}{384 \cdot 2100000 \cdot 80.1} = 0.017 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{85}{300} = 0.283 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

V.2.5.5. Vérification à la résistance :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{23.2 \cdot 23.5}{1.1} = 495.63 \text{ daN.m.}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{605.198 \cdot 0.85^2}{8} = 54.657 \text{ daN.m.}$$

$$M_{sd} = 54.657 \text{ daN.m} \leq M_{pl.Rd} = 495.63 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée.

V.2.6. Calcul des poutres d'appuis des limons :**V.2.6.1. Evaluation des charges :**

- **Les charges permanent :**

Les charges réparties :

Tôle stérile (7mm) : 58.5 daN/m²

Mortier de pose : 40 daN/m²

Revêtements carrelage : 40 daN/m²

Poids propre de limon UPN160 : 18.8 daN/m

Garde-corps (cloison) : 15 daN/m²

$$G = (G1+G2+G3).3.1+4.G4+G5 = (58.5+40+40)*3.1+4*18.8+15 = 519.55\text{daN/m}$$

$$G = 519.55\text{daN/m}^2$$

- **Les charges d'exploitation :**

$$Q = 250*3.1 = 775\text{daN/m}$$

- **Combinaison des charges :**

A'ELU :

$$N = 1.35.G+1.5.Q = 1.35*519.55 + 1.5*775 = 1863.89\text{daN/m}$$

A'ELS :

$$N = G + Q = 519.55+775 = 1294.55\text{daN/m}$$

- **Choix de la section :**

La flèche doit satisfaire la condition suivante pour une poutre bi articulée :

$$f_{max} \leq f_{ad}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$f_{max} = \frac{5.N.l^4}{384.E.I_y}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} * \frac{q * l^4}{E * \frac{l}{300}} = \frac{5}{384} * \frac{1294.55 * 10^{-2} * 310^4}{2100000 * \frac{310}{300}} = 717.372\text{cm}^4$$

On choisit IPE160.

Tableau V.3. : Caractéristique de profilé IPE160.

Profilé IPE160								
G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	d mm	I _t mm ⁴ x10 ⁴	I _w mm ⁶ x10 ⁹
15.8	160	82	5.0	7.4	9.0	127.2	3.6	3.96
A mm ² x10 ²	A _{vz} mm ² x10 ²	A _{vy} mm ² x10 ²	I _y mm ⁴ x10 ⁴	W _{ply} mm ³ x10 ³	i _y mm x10	I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{plz} mm ³ x10 ³	i _z mm x10
20.1	9.66	10.44	869	124	6.58	68.3	26.1	1.84

$$G = 519.55+15.8 = 535.35\text{daN/m}$$

A'ELU :

$$N = 1.35.G+1.5.Q = 1.35*535.35 + 1.5*775 = 1885.22\text{daN/m}$$

A'ELS :

$$N = G + Q = 535.35+775 = 1310.35\text{daN/m}$$

V.2.6.2.Vérification à la résistance :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

Il faut vérifier que : $M_{y.sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{124 * 23.5}{1.1} = 2649.09 daN.m$$

$$M_{y.sd} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{1885.22 * 3.1^2}{8} = 2264.62 daN.m$$

$$M_{y.sd} = 2264.62 daN.m \leq M_{ply.Rd} = 2649.09 daN.m$$

Condition vérifiée.

V.2.6.3.Vérification à l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{1885.22 * 3.1}{2} = 2922.091 daN$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{20.1 * \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 24791.945 daN$$

$$V_{sd} = 2922.091 daN \leq V_{pl.Rd} = 24791.945 daN$$

Condition vérifiée.

V.2.6.4.Vérification de la flèche :

Condition à vérifier $f_{max} \leq f_{ad}$:

$$f_{max} \leq f_{ad}$$

$$f_{max} = \frac{5 * 1310.35 * 10^{-2} * 310^4}{384 * 2100000 * 869} = 0.863 cm < f_{ad} = \frac{310}{300} = 1.033 cm \rightarrow \mathbf{CV}$$

Donc : la condition est vérifiée, le poutre d'appuis des limons en **IPE160** est vérifié a la sécurité.

CHAPITRE VI :

Etude sismique.

VI.1.INTRODUCTION:

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ce implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles à solliciter la structure.

Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien RPA 99 Version 2003, qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

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

La méthode statique équivalente :

- **Condition d'application :**

Pour notre étude nous avons opté pour la méthode statique équivalente, le choix de cette méthode est particulièrement dicté par la simplicité de l'ouvrage (sensiblement symétrique), sa hauteur limitée ($h = 10\text{m} < 65\text{m}$ (zone IIa)) et sa régularité en plan ($45/18 = 2.5 < 4$) et en élévation. D'une manière générale notre structure satisfait l'intégralité des conditions énumérées dans l'article (4.1.2) du RPA 99 version 2003.

- **Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode 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.

VI.2. Evaluation de la force sismique :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

A : Coefficient d'accélération de zone, donnée en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, et de la Période fondamentale de la structure (T).

R : Coefficient de comportement global de la structure, donné en fonction du système de Contreventement.

Q : Facteur de qualité fonction de :

-La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent. -La régularité en plan et en élévation.

-La qualité du contrôle de la construction.

W : Poids total de la structure.

VI.2.1. Coefficient d'accélération A :

Zone sismique : IIa

Groupe d'usage du hangar : 2

$\Rightarrow A = 0,15$ Voir tableau 4.1 du RPA 99 V2003

VI.2.2. Coefficient de comportement global de la structure R :

Le coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement.

En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

$R = 4$ (Ossature poteaux – poutres auto-stable).

VI.2.3. Facteur de correction d'amortissement η :

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)}$$

Où ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quant $\zeta = 5\% \Rightarrow \eta = 1 > 0,7 \dots \dots \dots \text{ok}$

Dans notre cas : nous avons des portiques en acier avec remplissage léger.

D'après le **tableau (4-2 du RPA 99)** $\xi = 4\%$.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 4)}$$

$$\eta = 1.08$$

VI.2.4.Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

Il est donné en fonction de la catégorie du site, du facteur d'amortissement (η) et du période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(\frac{T_2}{3})^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 2,5\eta(\frac{T_2}{3})^{2/3} \times (\frac{3}{T})^{5/3} & \dots\dots\dots T \geq 3\text{sec} \end{cases}$$

T : Période caractéristique associé à la catégorie du site, donnée par le **tableau 4.7 art 4.2.3 (RPA99/2003)**.

Notre site est un site ferme (catégorie S2), donc $T_2 = 0.40 \text{ s}$

VI.2.5.Calcul du la période fondamentale T :

$$T = CT \times Hn^{3/4} \dots\dots\dots (\text{Equation 4.6 art 4.2.4 RPA 99/2003}).$$

Hn : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure, jusqu'au dernier niveau $Hn = 10 \text{ m}$

CT : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le **tableau 4.6 (RPA 99/2003)**.

Dans notre cas :

$CT = 0.085$: Portique en acier sans remplissage en maçonneries.

$$T = 0,085 \times 10^{\frac{3}{4}}$$

$$T = 0,48 \text{ s}$$

On a : $T_2 = 0,48 \leq T = 0,5 \leq 3\text{sec}$

Donc :

$$D = 2.25\eta (\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}}$$

$$D = 0.71$$

VI.2.6.Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

$$Q = 1 + \sum_1^6 pq$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q . Sa valeur est donnée au tableau 4.4 de RPA 99.

Tableau VII.1 : Critères de qualité.

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

$$Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.2$$

VI.2.7. Poids total de la structure W :

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :

$$W = 1 + \sum_{i=1}^n w_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 de l'RPA.

Dans notre cas : $\beta = 0.5$ (hangar métallique).

Tableau VII.2: le poids total de la structure

Élément	Type	Poids propre (kg/ml)	Nombre de chaque élément	La longueur de l'élément (m)	Poids totale (kg)
Poteaux 1	IPE 500	90.7	20	8	14512
Poteaux 2	IPE 500	90.7	4	4	1451.2
Poteaux 3	IPE 500	90.7	2	2	362.8
Traverse	IPE 400	66.3	20	9.22	12225.72
Panne	IPE 140	16	126	5	10080
Lise de bardage 1	UPN 140	16	72	5	5760
Lise de bardage 2	UPN 140	16	27	6	2592
Potelet	HEB200	61.3	4	9.33	2287.716
Lierne1	Ø10	0.617	54	2	66.636
Lierne2	Ø10	0.617	36	2.693	59.82
Lierne3	Ø10	0.617	90	1.540	85.62
Lierne4	Ø10	0.617	36	2.926	64.99
Poutre principale	IPE360	57.1	9	6	3083.4
Solive et Poutre secondaire	IPE200	22.4	24	5	2688
Couverture	TN40	17	/	828.9	14091.3
				TOTALE	69411.202kg 694.11 kN

Poids totale de plancher : $485.5 \times 180 = 87390 \text{ kg}$

$$= 873.90 \text{ kN}$$

Calcul des charges permanente W_{Qi} de tous les éléments qui constituent notre hangar :

$$W_{Qi} = (P_{\text{neige}} + P_{\text{vent}}) \times \text{Toiture}$$

$$W_{Qi} = (0.23 + 1.01) \times 828.9$$

$$W_{Qi} = 1027.84$$

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$W = (694.11 + 873.90) + 0.5(1027.84)$$

$$W = 2081.93 \text{ KN}$$

VI.3. Force sismique suivant X et Y :

$$V_x = \frac{0.15 \times 0.71 \times 1.2}{4} * 2085.58$$

$$V_x = 66.63 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 0.71 \times 1.2}{4} * 2085.58$$

$$V_y = 66.63 \text{ KN}$$

VI.4. Comparaison vent et séisme :

- La surface d'influence (pignon) :

$$S_{\text{pignon}} = \left[\left(\frac{18 \times 2}{2} \right) * (18 * 8) \right] = 162 \text{ m}^2$$

$$V = 41.45 * 162 = 6714.9 \text{ daN}$$

$$V = 67.15 \text{ KN}$$

$$V = 67.15 \text{ KN} > V_x = 66.63 \text{ KN}$$

➤ La surface d'influence (Lan-pan) :

$$S_{\text{lan-pan}} = 45 * 8 = 360 \text{ m}^2$$

$$V = 41.45 * 360 = 14922 \text{ daN}$$

$$V = 149.22 \text{ KN}$$

$$V = 149.22 \text{ KN} > V_y = 66.63 \text{ KN}$$

VI.5. Conclusion :

Les sollicitations due au vent sont plus importantes que celles dues au séisme dans les deux sens X et Y

CHAPITRE VII :

Etude de portique.

VII.1.Introduction :

Les bâtiments à portique en acier sont le système de structure le plus courant. Il est largement utilisé dans les bâtiments légers en acier tels que les entrepôts, les ateliers, les hangars, les garages.

Le portique en acier est un système de construction léger ; il s'agit d'un portique à âme pleine ou à treillis comme cadre porteur principal, composé d'acier soudé en forme de H (section égale ou variable), d'acier en forme de H laminé à chaud ou d'acier à paroi mince formé à froid. L'acier à paroi mince formé à froid (en forme de C ou de Z) est utilisé comme pannes et pour les murs ; les tôles ondulées sont utilisées pour les toits et les murs ; la mousse de polystyrène, la mousse de polyuréthane rigide, la laine de roche, la laine minérale, la laine de verre, etc. sont utilisées comme matériaux de préservation et d'isolation thermique, et un système de contreventement approprié est mis en place.

Par rapport à la structure en béton armé. Le portique en acier présente les avantages suivants : légèreté, grande rigidité, conception flexible, force raisonnable et construction pratique.

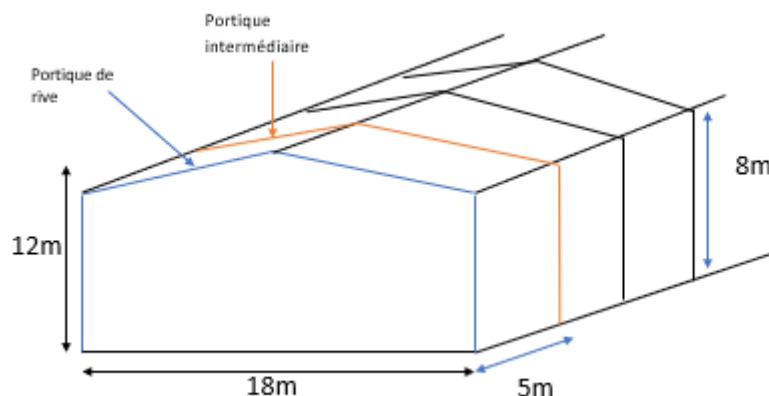


Figure VII.1 : Vue du portique en 3D

VII.2.Les charges permanentes revenant à la traverse de la toiture :

VII.2.1.Charges permanentes :

- Couverture + Accessoires de poses..... $17 \text{ daN} / \text{m}^2$
- Poids propre de la panne (IPE 140) $12.9 \text{ daN} / \text{m}^2$
- Traverse (Estimée) : $12 \text{ Kg} / \text{m}$

$$G = 17 + 12.9 + 12 = \mathbf{41.9 \text{ daN} / \text{m}^2}$$

✓ Entre axes des portiques : $l' = 05m$.

$$\Rightarrow G = 41.9 \times 5 = 209.5 \text{ daN/ml}$$

VII.2.2.Surcharges De neige (N) :

$$N = 22.6 * 5 = 113 \text{ daN/ml}$$

Résultats du vent : (voir tableau 3 ; CH 2)

TableauVII.1 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et la toiture en daN/m^2 , cas de vent le plus défavorable

Zone	Cpe	Cpi	W(z)	Zone	cpe	cpi	W(z)
A	-1	+0.2	-76.6356	F	-1.098	+0.2	-82.8942
B	-0.8	+0.2	-63.863	G	-0.899	+0.2	-70.1854
C	/	/	/	H	-0.374	+0.2	-36.6574
D	+0.8	+0.2	38.318	I	-0.449	+0.2	-41.4471
E	-0.3	+0.2	-31.93	J	-0.901	+0.2	-70.3132

Remarque :

Le portique intermédiaire est le plus chargé vis-à-vis de la charge du vent car la surface tributaire du portique intermédiaire est le double de celle du portique de rive.

Pour simplifier les calculs on transforme la charge du vent sur la toiture en une charge équivalente uniformément réparti.

- (+) pression ; action du vent vers la paroi
- (-) dépression ; action du vent hors de la paroi

1- Coefficient de pression équivalent :

L'entre axe du portique = 5m

$$Ph(\text{daN/m}^2) \times \text{entre axe} = Ph(\text{daN/ml})$$

zone	W(z) (daN/m ²)	W(z)(daN/ml)
D	38.318	191.59
E	-31.93	-159.65
F	-82.8942	-414.471
G	-70.1854	-350.927
H	-36.6574	-183.287
I	-41.4471	-207.2355
J	-70.3132	-351.566

Versant gauche : $Ce.eq = (Ce.G \times e / 10 + Ce.H \times (l/2 - e / 10)) / l$

Versant droit : $Ce.eq = (Ce.G \times e / 10 + Ce.I \times (l/2 - e / 10)) / l$

Versant gauche :

$$Ce.eq = \frac{(Cpe.G * \frac{e}{10} + Cpe.H * (\frac{l}{2} - \frac{e}{10}))}{l}$$

$$Ce.eq = \frac{(350.927 * \frac{18}{10} + 183.287 * (\frac{16}{2} - \frac{18}{10}))}{9}$$

$$= 196.45 \text{ daN/ml}$$

Versant droit :

$$Ce.eq = \frac{(Cpe.J * \frac{e}{10} + Cpe.I * (\frac{l}{2} - \frac{e}{10}))}{l}$$

$$Ce.eq = \frac{(351.566 * \frac{18}{10} + 207.2355 * (\frac{16}{2} - \frac{18}{10}))}{9}$$

$$= 213.08 \text{ daN/ml}$$

Remarque :

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

- **Charge équivalente du vent :**

$$W = \frac{196.45 + 213.08}{2}$$

$$= 204.725 \text{ daN/ml}$$

VII-3-Calcul des efforts internes :

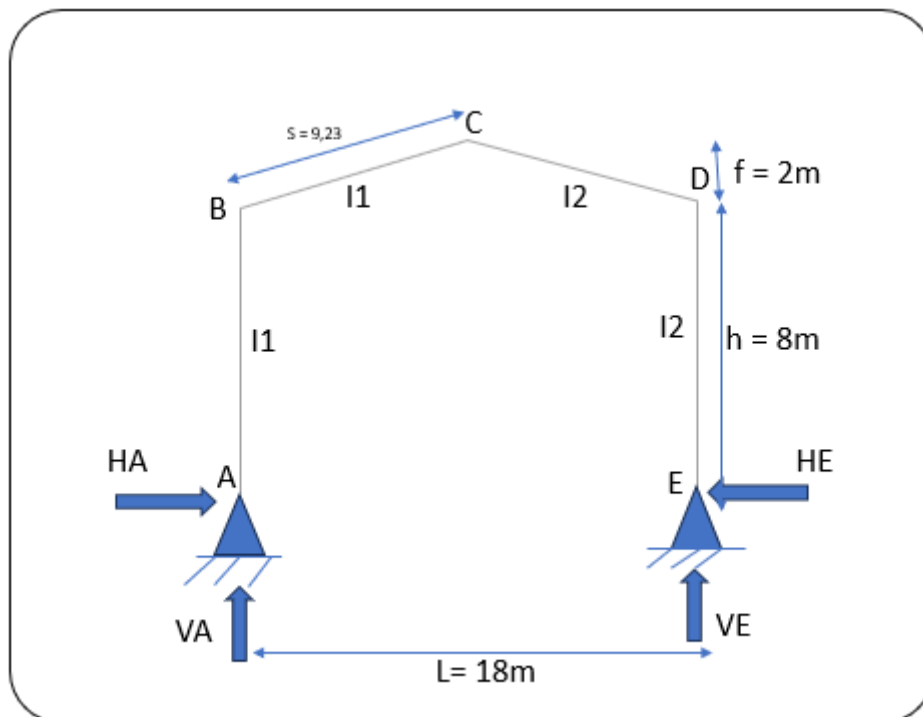


Figure VII.2 : efforts internes

On assume que : $I_1 \approx I_2$.

$$K = \frac{\text{raideur-rampant}}{\text{raideur-bequile}}$$

$$K = \frac{L_2 * h}{L_1 * s} = \frac{8}{8/\cos(12.53)}$$

$$= 0.976$$

$$\Phi = \frac{f}{h} = \frac{2}{8}$$

$$= 0.25$$

$$\Delta = k + 3 + 3 + \Phi + \Phi^2$$

$$= 0.976 + 3 + 3 + 0.25 + 0.25^2$$

$$= 7.2885$$

VII.3.1.Charge verticale vers le bas:(Charges permanente et surcharge de neige) :

Calcule sous la charge unitaire : $q = 1.0 \text{ daN/ml}$

$$H_A = H_E = \beta * \frac{q * l^2}{8h}$$

$$\beta = \frac{8+5*0.25}{4*7.2885} = 0.317$$

$$H_A = H_E = \beta * \frac{q * l^2}{8h}$$

$$H_A = H_E = 0.317 * \frac{1*16^2}{8*8} \\ = 1.27 \text{ daN}$$

$$V_A = V_E = \frac{q * l}{2}$$

$$V_A = V_E = \frac{1*16}{2} = 8 \text{ daN}$$

$$M_B = M_D = -\beta * \frac{q * l^2}{8}$$

$$M_B = M_D = -0.317 * \frac{1*16^2}{8} = -10.14 \text{ daN}$$

$$M_C = \gamma * \frac{q * l^2}{8}$$

$$\gamma = 1 - \beta(1 + \Phi) = 1 - 0.317(1 + 0.25) = 0.604$$

$$M_C = 0.604 * \frac{1.0 \times 16^2}{8} = 19.33 \text{ daN.m}$$

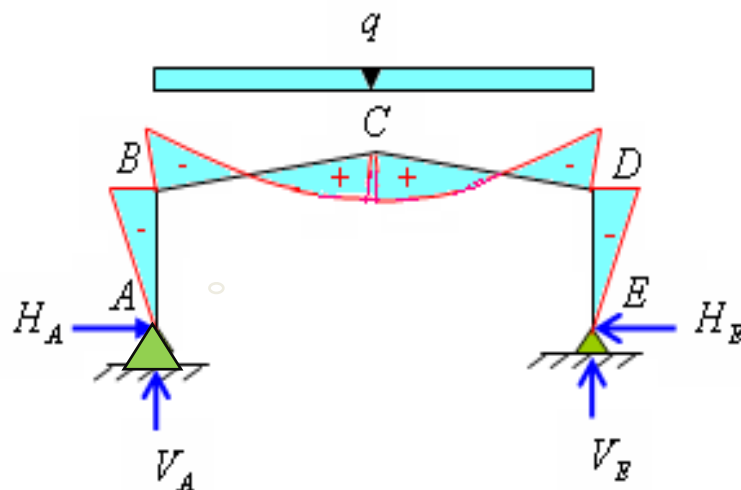


Figure VII.3 : charges verticales vers le bas (efforts internes).

VII.3.2.Charges verticales vers le haut : (Vent de soulèvement):

Calcul sous la charge unitaire $q=1.0\text{dan/ml}$

$$H_A = H_E = \beta \frac{q \cdot l^2}{8h}$$

$$H_A = H_E = 0.317 \frac{1 \cdot 16^2}{8 \cdot 8} = 1.27 \text{ daN}$$

$$V_A = V_E = \frac{q \cdot l}{2}$$

$$V_A = V_E = \frac{1.0 \cdot 16}{2} = 8 \text{ daN}$$

$$M_B = M_D = \beta \frac{ql^2}{8} = 0.317 \frac{1.0 \cdot 16^2}{8} = 10.144 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -\gamma \frac{q \cdot l^2}{8} = -0.604 \frac{1.0 \cdot 16^2}{8} = -19.328 \text{ daN.m}$$

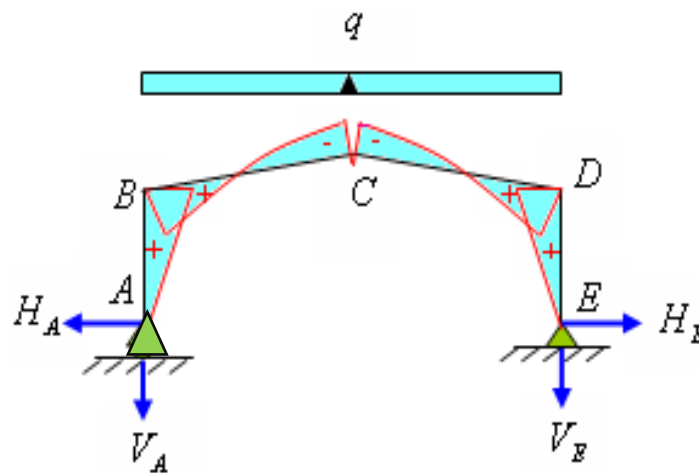


Figure VII.4 : charges verticales vers le haut (efforts internes).

VII.3.3. Vent horizontal (pression) :

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

$$H_E = \delta \frac{qh}{2}$$

$$\delta = \frac{5K + 12 + 6\Phi}{8\Delta}$$

$$\delta = \frac{5 \cdot 0.976 + 12 + 6 \cdot 0.25}{8 \cdot 7.2885} = 0.315$$

$$H_E = 0.315 \frac{1.0 \times 8}{2} = 1.26 \text{ daN}$$

$$H_A = qh - H_E = 1.0 \times 8 - 1.26 = 6.74 \text{ daN}$$

$$V_A = -V_E = -\frac{qh^2}{2l} = -\frac{1.0 \times 8^2}{2 \times 16} = -2 \text{ daN}$$

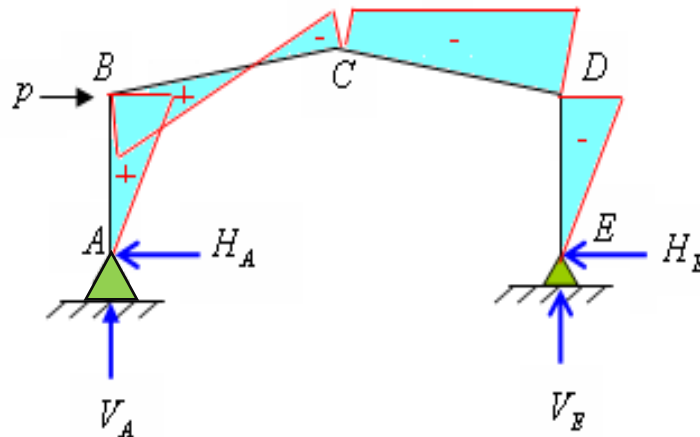
$$M_B = \beta \frac{qh^2}{2} = 0.317 \frac{1.0 \times 8^2}{2} = 10.144 \text{ daN.m}$$

$$\text{Avec : } \beta = 1 - \delta = 1 - 0.315 = 0.685$$

$$M_D = -\delta \frac{qh^2}{2} = -0.315 \frac{1.0 \times 8^2}{2} = -10.08 \text{ daN.m}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{(1+\Phi)(5K+12+6\Phi)}{8\Delta} - \frac{1}{2} = \frac{(1+0.25)(5 \times 0.976 + 12 + 6 \times 0.25)}{8 \times 7.2885} - \frac{1}{2} = -0.11$$

$$M_C = -\gamma \frac{qh^2}{2} = -(-0.11) \frac{1.0 \times 8^2}{2} = 3.52 \text{ daN.m}$$



Figures VI.5 : charges horizontales

VII.3.4. Vent horizontal (dépression):

$$H_A = \delta \frac{qh}{2}$$

$$H_A = 0.315 \frac{1 \cdot 8}{2} = 0.54 \text{ daN}$$

$$H_E = qh - H_A$$

$$H_E = 1 \cdot 8 - 0.54 = 7.46 \text{ daN}$$

$$V_E = -V_A = -\frac{qh}{2l}$$

$$V_E = -V_A = -\frac{1 \cdot 8}{2 \cdot 16} = -0.25$$

$$M_D = -\beta \frac{qh}{2}$$

$$M_D = -0.317 \frac{1 \cdot 8}{2} = -1.268 \text{ daN}$$

$$M_B = \delta \frac{qh}{2}$$

$$M_B = 0.315 \frac{1 \cdot 8}{2} = 1.26 \text{ daN}$$

$$M_C = \delta \frac{qh^2}{2}$$

$$M_C = 0.315 \frac{1 \cdot 8^2}{2} = 10.08 \text{ daN}$$

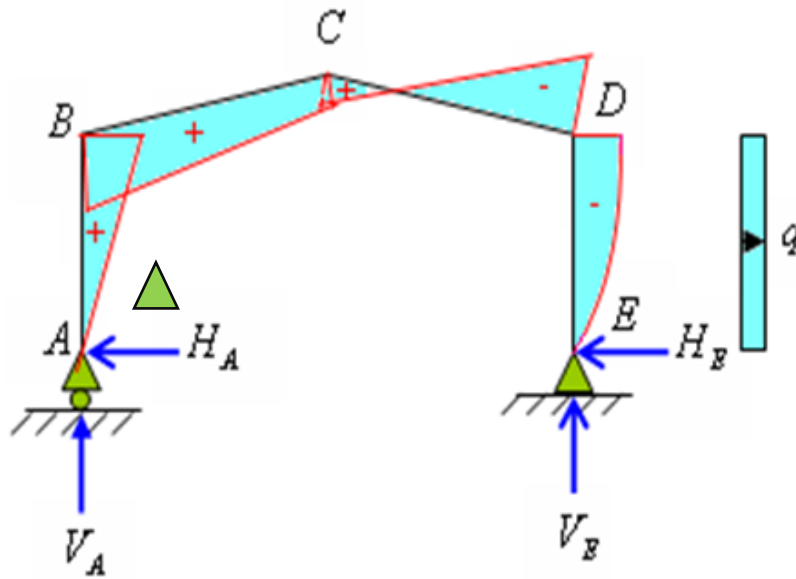


Figure VII.6 : charges horizontales (dépression).

Les combinaison de charge :

COMB1 : $1.35G+1.5V$

COMB2 : $1.35G+1.5N+P$

COMB3 : $1.35G+1.35N+1.35V$

$V = V1+V2+V3$

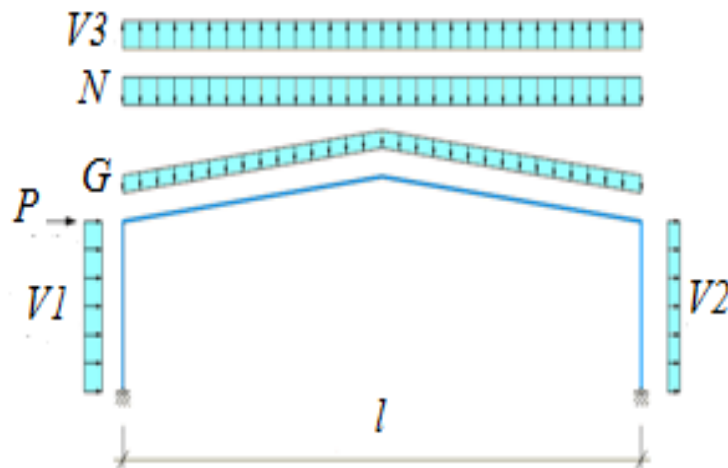


Figure VII.7 : Efforts sollicitant les portiques.

Efforts internes sous charge unitaire :

Tableau VII.2 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et
La toiture en daN/m^2 , cas de vent le plus défavorable.

Action	Q(daN/ml)	Réaction d'appuis (daN)			
		HA	HE	VA	VE
G	1.0	1.27	-1.27	8	8
N	1.0	1.27	-1.27	8	8
V1 horizontale (pression)	1.0	6.74	1.26	2	-2
V2 horizontale (dépression)	1.0	1.26	6.74	2	-2
V3 soulèvement	1.0	-1.27	-1.27	-8	-8

Tableau VII.3 : Valeurs des moments sous charge unitaire.

Action	Q(daN/ml)	Moment (daN)		
		MB	MC	MD
G	1.0	-10.14	19.33	-10.14
<u>N</u>	1.0	-10.14	19.33	-10.14
V1 horizontale (pression)	1.0	10.14	-3.52	-10.08
V2 horizontale (dépression)	1.0	10.08	3.52	-10.14
V3 soulèvement	1.0	10.14	-3.52	10.14

Efforts internes sous charge réelle :

Tableau VII.4 : Réaction d'appuis sous charges réelles.

Action	Q	Réaction d'appuis (daN)			
		HA	HE	VA	VE
G	209.5	266.065	-266.065	1676	1676
N	129.5	164.47	-164.47	1036	1036
V1 horizontale (pression)	191.59	1291.32	-1291.32	383.18	-383.18
V2 horizontale (dépression)	159.65	201.159	1071.66	319.3	-319.3
V3 soulèvement	204.725	-260	-260	-1637.8	-1637.8
V _{total} (V1+V2+V3)	/	1232.48	-479.66	-935.32	-2340.28

Tableau VII.5 : Moments sous charges réelles.

Action	Q	Moment (daN.m)		
		MB	MC	MD
G	209.5	-2124.33	4049.64	-2124.33
N	129.5	-1313.13	2503.24	-1313.13
V1 horizontale (Pression)	191.59	1942.73	-674.4	-1931.23
V2 horizontale (Dépression)	159.65	1609.27	561.97	-1618.85
V3 soulèvement	204.725	2075.91	720.63	2075.91
V _{total} (V1+V2+V3)	/	5627.91	607.9	-1474.17

Combinaison a L'ELU :

Tableau VII.6 : Combinaison a l'ELU pour les réactions d'appuis.

Combinaison	Réaction d'appuis (daN)			
	HA	HE	VA	VE
1.35G+1.5N	605.89	-605.89	3816.6	3816.6
1.35G+1.35N+1.35V _T	2245.07	-1228.76	1776.68	371.72
G+1.35V _T	1929.91	-913.61	413.32	-1483.38

Tableau VII.7 : Combinaison a l'ELU pour le moment.

Combinaison	Moment (dan.m)		
	MB	MC	MD
1.35G+1.5N	-4837.54	9221.87	-4837.54
1.35G+1.35N+1.35V _T	4160.22	9667.05	-6630.70
G+1.35V _T	5473.35	4870.31	-4114.46

VII-4-Calcul de l'imperfection géométrique globale (défauts 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 force équivalente calculée pour chaque poteau.

$$H_{eq} = \varnothing * N_{sd}$$

$$\varnothing = \varnothing_0 * \alpha_h * \alpha_m$$

$$\varnothing_0 = 1/200$$

$$= 0.005$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{h}$$

$$\alpha_m = \sqrt{0.5(1 + \frac{1}{m})}$$

Avec :

- H_{eq} : Effort horizontale équivalent appliqué en tête de chaque poteau.
- N_{sd} : Effort normal de compression dans le poteau.
- \varnothing : Défaut initial d'aplomb.
- \varnothing_0 : Valeur de base.
- α_h : Coefficient de réduction qui tient compte de la hauteur applicable au poteau.
- α_m : Coefficient de réduction qui tient du nombre de poteaux dans une rangée.

On a :

$H=12$ m : Hauteur de la structure.

$m = 2$: Nombre de poteaux dans une file.

$$\alpha_m = \sqrt{0.5(1 + \frac{1}{2})} = 0.866$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{12} = 0.577$$

$$\varnothing = 0.005 * 0.577 * 0.866 = 0.0025$$

- **Efforts aux pieds de poteaux à L'ELU :**

Tableau VII.8 : Efforts aux pieds de poteaux aux l'ELU.

combinaison	Poteaux-1-		Poteaux-2-		Somme	
	HA	VA	HE	VE	H	V
Combinaison 1	605.89	3816.6	-605.89	3816.6	0	7633.2
Combinaison 2	2245.07	1776.68	-1228.76	371.72	1016.31	2148.4
Combinaison 3	1929.91	413.32	-913.61	-1483.38	1016.3	-1070.06

Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer si : $|H| \geq 0,15 |V|$

TableauVII.9 : Prise en compte des défauts d'aplomb.

Combinaisons (ELU)	0,15 V	$ H \geq 0,15 V $
Combe 01	1144.98	NON
Combe02	322.26	OUI
Combe 03	-160.509	OUI

Remarque :

les défauts d'plomb ne sont pas pris en compte pour les combinaisons 2 et 3 car la condition $|H| \geq 0.15 |V|$ est vérifiée.

Efforts équivalent en tête poteaux :

TableauVII.10 : Efforts équivalent en tête poteaux.

Combinaison	Poteaux-1-		Poteaux-2-	
	Nsd	Heq= ϕ *Nsd	Nsd	Heq= ϕ *Nsd
Comb-1- 1.35G+1.5N	3816.6	9.54	3816.6	9.54

- **Calcul des efforts internes additionnels :**

Efforts horizontaux en tête poteaux :

$$P = 2 \times 9.54 = 19.08 \text{ daN}$$

$$\beta = \frac{1}{2} * \left\{ 1 + \frac{\varphi(3 + 2\varphi)}{2 * \Delta} \right\}$$

$$\beta = \frac{1}{2} * \left\{ 1 + \frac{0.25*(3+2*0.25)}{2*7.2885} \right\} = 0.53$$

$$\Delta = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{\Phi(3 + 2\Phi)}{2\Delta} \right]$$

$$\delta = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{0.25(3+2*0.25)}{2*7.2885} \right] = 0.47$$

$$\gamma = \frac{\Phi}{2} \left[1 - \frac{(1+\Phi)(3+2\Phi)}{2\Delta} \right]$$

$$\gamma = \frac{0.25}{2} \left[1 - \frac{(1+0.25)(3+2*0.25)}{2*7.2885} \right] = 0.087$$

$$H_E = P - H_A$$

$$H_A = \frac{19.08}{2} \left[1 + \frac{0.25(3+2*0.25)}{2*7.2885} \right] = 10.18 \text{ daN}$$

$$H_E = P - H_A = 19.03 - 10.18 = 8.85 \text{ daN}$$

$$V_A = -V_E = -\frac{Ph}{l} = -\frac{19.03 \times 8}{16} = -9.52 \text{ daN}$$

$$M_B = \beta Ph = 0.53 \times 19.03 \times 8 = 80.69 \text{ daNm}$$

$$M_D = -\delta Ph = -0.47 \times 19.03 \times 8 = -71.55 \text{ daNm}$$

$$M_C = -\gamma Ph = -0.087 \times 19.03 \times 8 = -13.24 \text{ daNm}$$

Tableau VII.11 : Combinaison a l'ELU pour réactions d'appuis avec prise en compte de Heq.

Combinaison	Réaction d'appuis (daN)			
	HA	HE	VA	VE
1.35G+1.5N	605.89	-605.89	3816.6	3816.6
p	10.18	8.85	-9.52	9.52
1.35G+1.5N+P	615.07	-597.04	3807.08	3826.12
1.35G+1.35N+1.35V _T	2245.07	-1228.76	1776.68	371.72
G+1.5V _T	1929.91	-913.61	413.32	-1483.38

Tableau VII.12 : Combinaison a l'ELU pour les moments.

combinaisons	Moments (daN.m)		
	MB	MC	MD
1.35G+1.5N	4837.54	11523.55	-6054.34
p	80.69	-13.24	-71.55
1.35G+1.5N+P	4918.23	11510.31	-6125.89
1.35G+1.35N+1.35V _T	4160.22	9667.05	-6630.70
G+1.5V _T	5473.35	4870.31	-4114.46

VII.4.Pré-dimensionnement de la traverse :

Nous pouvons admettre les éléments porteurs suivants basés sur des règles empiriques de pré-dimensionnement de l'annexe A6.1 :

Pour la traverse :

$$H = \frac{L}{30} = \frac{9219}{30} = 307.3 \text{ mm}$$

L= la longueur de la traverse.

Alor on prend un **IPE 360**

VII.4.1.Choix de la méthode d'analyse :

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

- $\alpha_{cr} \geq 10$ \Rightarrow structure *rigide* : analyse élastique au 1er ordre
- $\alpha_{cr} < 10$ \Rightarrow Structure *souple* : prise en compte des effets du second ordre
- $\alpha_{cr} \geq 15$ \Rightarrow Structure *rigide* : analyse plastique

Détermination du facteur d'éloignement critique minimum α_{cr} :

L'importance des effets du second ordre sur une ossature est mesurée par sa déformabilité latérale à travers le coefficient d'amplification critique α_{cr} ; Dans le cas de portique à faible pente, ce dernier peut être calculé avec la formule approchée suivante pour la combinaison d'action considérée.

$$\alpha_{ct} = \frac{H}{\delta H} * \frac{h}{v}$$

Avec :

H : action horizontal total

V : action vertical total

δh = déplacement horizontal

h = 8m hauteur du poteau

Ou bien avec la relation suivante :

$$\frac{1}{\alpha_{ct}} = \frac{Vsd.t}{Vcr} = \left(\frac{Nsd.t}{Ncr.t} + (4 + 3.3R * \frac{Nsd.p}{Ncr.p}) \right)$$

Avec :

$Nsd.p$: Effort axial de compression dans le poteau

$Ncr.p = \frac{\pi * E * I}{h^2}$: effort critique d'Euler dans le poteau

$Ncr.t = \frac{\pi * E * I}{s^2}$: effort critique d'Euler dans la traverse

$$R = \frac{L1.S}{L2.h} \quad \text{avec : } l1=l2$$

$$= \frac{s}{h} = \frac{10}{8} = 2.5$$

$$Ncr.p = \frac{\pi * E * I}{h^2} = \frac{3.14^2 * 2.1 * 10^4 * 16270}{800^2} = 526363.989 \text{ daN}$$

$$Ncr.t = \frac{\pi * E * I}{s^2} = \frac{3.14^2 * 2.1 * 10^4 * 16270}{1200^2} = 233939.55 \text{ daN}$$

Sous la combinaison 1.35G+1.5N :

$$Nsd.t = 3816.6 \sin 12.53 + 605.89 \cos 12.53 = 1419.34 \text{ daN} = 14.19 \text{ KN}$$

$$Nsd.d = 3816.6 \text{ daN} = 38.17 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{\alpha_{ct}} = \frac{Vsd.t}{Vcr} = \left(\frac{1419.34}{233939.55} + (4 + 3.3 * 2.5) * \frac{3816.6}{526363.989} \right)$$

$$= 0.095$$

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{0.095} = 10.53$$

Donc la structure est rigide.

On opte pour la méthode élastique au 1er ordre.

Combinaison à L'ELU :

Moments sous la combinaison : $Q=1,35 G +1,5 N$

Avec : $Q = 1,35 \times 209.5 + 1,5 \times 129.5 = 477.48 \text{ daN/ml}$

- **Moments sollicitant la traverse :**

Actions vers le bas : charges gravitationnelles :

Sous la combinaison : $1,35G+1,5N+P$

Tableaux

AUX APPUIS (kN)		AU FAITAGE (kN)
MB	MD	MC
49.18	115.10	-61.26

Actions vers le haut : Vent de soulèvement :

Sous la combinaison : $G+1,5V3$

AUX APPUIS (kN)		AU FAITAGE (kN)
MB	MD	MC
54.73	48.70	-41.14

- **Calcul préliminaire :**

$$M_{y.sd} \leq M_{ply.rd} = \frac{w_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{ply} \geq \frac{115.10 * 1.1 * 10^2}{23.5} = 538.77 \text{ cm}^3$$

Soit un IPE300 avec $W_{ply} = 628 \text{ cm}^3$

NB : Les profilés choisis sont surestimés pour tenir compte des effets de flambement, de déversement et de la flèche.

VII-5- Dimensionnement de la traverse :

A L'ELS :

- **Vérification a la flèche (IPE300) :**

Le calcul de la flèche est réalisé au faitage de la traverse (au point C) ; la flèche maximale donnée par la formule suivante :

Soit un IPE300 ; $W_{ply}=628\text{cm}^3$

$$\delta = \frac{1}{384 * E * I_y} * (5ql^4 - 48MB * l^2)$$

$$q = G + N = 209.5 + 129.5 = 339 \text{ daN/ml}$$

$$E = 2,1 * 10^4 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_y = 11770 \text{ cm}^4$$

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

$$MC = 65.53 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ (sous la combinaison G+N)}$$

Sachant que :

$$\delta_{max} = \frac{L}{200} = \frac{1800}{200} = 9 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{1}{384 * 2.1 * 10^4 * 11770} (5 * 3.39 * 10^{-2} * 1800^4 - 48(65.53)(1800)^2) = 18.64 \text{ cm}$$

$$\delta = 18.64 \text{ cm} > \delta_{max} = 9 \text{ cm}$$

Flèche non vérifiée.

On augmente la section, on passe à un IPE400

Soit un IPE 400

$$W_{ply} = 1307 * 10 \text{ cm}^3$$

- **Vérification a la flèche (IPE400) :**

$$\delta = \frac{1}{384 E I_y} (5ql^4 - 48M_B \cdot l^2)$$

$$\delta = \frac{1}{384 * 2.1 * 10^4 * 23130} (5 * 2.56 * 10^{-2} * 1800^4 - 48(3437)(1800)^2) = 7.18 \text{ cm}$$

$$\delta = 7.18 \text{ cm} < \delta_{max} = 9 \text{ cm}$$

Flèche vérifiée.

VII-6-Vérification de l'IPE 400 pour la traverse a (l'ELU) :**VII.6.1.Vérification de la section a la résistance :****➤ Bilan des efforts :**

- $M_{y,sd} = 11510 \text{ daN.m}$
- $N_{sd} = 615.07 \sin 12.53 + 3826.12 \cos 12.53 = 3868.43 \text{ daN}$
- $V_{z,sd} = 3826.12 \cos 12.53 - 615.07 \sin 12.53 = 3601.55 \text{ daN}$

➤ Classe de la section :

Section sollicitée en flexion composé \Rightarrow *Section de classe 01.*

VII.6.2.Vérifications des efforts tranchants :

- $A_{vz} = 42.7$
- $V_{z,sd} = 3601.55 \text{ daN}$
- $V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz}(f_y)}{\gamma_{M0}\sqrt{3}} = \frac{4270(23.5)}{1.1\sqrt{3}} = 52667.46 \text{ daN}$

$$V_{z,sd} = 3601.55 \text{ daN} < V_{plz,Rd} = 52667.46 \text{ daN}$$

Vérifiée

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

VII.6.3.Vérifications de l'effort normal :

- $N_{sd} = 3868.43 \text{ daN}$
- $N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{84.5 \cdot 2350}{1.1} = 180522.73 \text{ daN}$

$$N_{sd} = 3868.43 \text{ daN} < N_{pl,Rd} = 180522.73 \text{ daN}$$

Vérifiée

pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal

VII.6.4.Vérifications du moment fléchissant :

On doit vérifier que : $M_{y,sd} \leq M_{c,Rd}$

$$\text{➤ } M_{y,sd} = 11510 \text{ daN.m}$$

$$\text{➤ } M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1307 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1.1} = 27922.3 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = 11510 \text{ daN.m} < M_{c,Rd} = 27922.3 \text{ daN.m}$$

Vérifiée

⇒ La section en **IPE400** est vérifiée.

VII.7. Vérification de l'élément aux instabilités :

Vis-à-vis du flambement :

Action vers le bas :

Bilan des efforts :

$$M_{y,sd} = 12187.76 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = 2334.80 \text{ daN}$$

$$V_{z,sd} = 3793.02 \text{ daN}$$

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

a) Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + \frac{k_{yy} * M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

b) Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{zy} * M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

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

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

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

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

Avec

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{(\beta_w)}$$

($\beta_w = 1$) car la section est de classe 01

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'eurocode 03

Et :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \cdot 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9 \text{ :Élancement Eulérien}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{154}{16.6} = 9.277$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{9.277}{93.9} = 0.10$$

courbe de flambement (a) ($\alpha = 0.21$)

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.21(0.10 - 0.2) + 0.10^2] = 0.49$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.49 + [0.49^2 - 0.10^2]^{0.5}} = 1.03$$

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

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

Avec :

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{(\beta_w)} ; (\beta_w = 1) \text{ car la section est de classe 01}$$

Et :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \cdot 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9 \text{ :Élancement Eulérien}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{922}{3.55} = 259.72$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{259.72}{93.9} = 2.76$$

➤ Courbe de flambement :

$$h/b = 400/180 = 2.22 > 1.2$$

$$t_f = 13.5 < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{axe du flambement } z - z$$

courbe de flambement (**b**) ($\alpha = 0.34$)

(Tableau (5- 5-1) Eurocode 03

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.34(2.76 - 0.34) + 2.76^2] = 4.72$$

$$\chi_z = \frac{1}{4.72 + [4.72^2 - 2.76^2]^{0.5}} = 0.12$$

✓ Coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0.685; 0.402) = 0.402$$

➤ Calcul les coefficients d'interaction k_{ij} :

$$k_{yy} = \min \left[C_{my} \left(1 + [\bar{\lambda}_y - 0.2] \frac{N_{sd}}{\chi_y * N_{pl,Rd}} \right); C_{my} \left(1 + 0.8 \frac{N_{sd}}{\chi_y * N_{pl,Rd}} \right) \right]$$

$$k_{zy} = 0.6k_{yy}$$

Avec :

C_{my} : est le facteur de moment équivalent pour tenir compte de la forme du diagramme du moment fléchissant

Charge uniformément répartie : $\rightarrow C_{my} = 0.95$

- $k_{yy} = \min \left[0.95 \left(1 + [0.10 - 0.2] \frac{2334.80}{1.03 * 133736.36} \right); 0.95 \left(1 + 0.8 \frac{2334.80}{1.03 * 133736.36} \right) \right]$
- $k_{yy} = \min[0.95; 1.01] = 0.95$
- $k_{zy} = 0.6k_{yy} = 0.6 * 0.95 = 0.56$

- $N_{by,Rd} = \chi_y * N_{pl,Rd} = 1.03 * 133736.36 = 137748.45 \text{ daN}$

- $N_{bz,Rd} = \chi_z * N_{pl,Rd} = 0.12 * 133736.36 = 16048.36 \text{ daN}$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * \beta_w * \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} * M_{ply,Rd} \text{ (Formule 5,48 de l'eurocode3)}$$

$\beta_w = 1$; Section de classe 01.

L'élançement réduit sera $\overline{\lambda}_{LT}$ sera déterminé par la formule suivante :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} * (\sqrt{\beta_w})$$

Avec $\beta_w = 1$

$$\lambda_1 = 0.93\varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{460.95/3.95}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{460.95/3.95}{40/13.5} \right)^2 \right]^{0.25}} = 36.76$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{36.76}{93.9} = 0.39$$

- **Le choix des courbes de déversement :**

$$h/b = 400/180 = 2.2 > 1.2 \quad \rightarrow \text{courbe de flambement (b)} (\alpha = 0.34)$$

$$t_f = 13.5 < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{axe du flambement } y - y$$

(Tableau (5- 5-1) Eurocode 03

La valeur de χ_{LT} pour l'élançement réduit $\overline{\lambda}_{LT}$ est déterminée à partir de la formule (5.4.9) de l'Eurocode3 :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \quad \text{Avec} \quad \chi_{LT} < 1$$

$$\text{Et : } \phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 [1 + 0.34(0.39 - 0.2) + 0.39^2] = 0.61$$

$$\Rightarrow \chi_{LT} = \frac{1}{0.61 + [0.61^2 - 0.39^2]^{0.5}} = 0.93$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * M_{ply,Rd} = 0.93 * 17176.36 = 15974.01 \text{ daN.m}$$

➤ **Vérification au flambement (dans le plan) avec risque de flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + \frac{k_{yy} * M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{3868.43}{137748.45} + \frac{0.97 * 11510}{15974.01} = 0.73 \leq 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au déversement (hors le plan) avec risque de déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{zy} * M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{3868.43}{16048.36} + \frac{0.56 * 11510}{12023.45} = 0.78 \leq 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé laminé choisi (IPE 400) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme Traverse du portique

VII.8.Vérification des poteaux (IPE 500) :

Dans notre cas, on choisit un **IPE 500** comme poteau de portique.

VII.8.1.Bilan des efforts :

- $M_{y,sd} = 11510 \text{ daN.m}$
- $N_{sd} = 3868.43 \text{ daN}$
- $V_{z,sd} = 3601.55 \text{ daN}$

VII.8.2.Résistance au flambement par rapport à l'axe fort yy (dans le plan du portique) :**Remarque :**

L'ossature n'est pas sensible aux effets du second ordre ($\alpha_{cr} = 12.58 > 10$) la longueur de flambement du poteau pour le flambement dans le plan du portique peut donc être prise comme étant égale à la longueur d'épure : $l_y = 8.0 \text{ m}$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{800}{20.4} = 39.52$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{39.22}{93.9} = 0.41$$

- Courbe de flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 500/200 = 2.5 > 1.2 \\ t_f = 16 < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{axe du flambement } y - y \end{array} \right.$$

→ courbe de flambement (a) ($\alpha = 0.21$)

- $\phi_y = 0.5[1 + 0.21(0.41 - 0.2) + 0.41^2] = 0.61$
- $\chi_y = \frac{1}{0.61 + [0.61^2 - 0.41^2]^{0.5}} = 0.94$
- $N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{116 \cdot 2350}{1.1} = 247818.18 \text{ daN.m}$
- $N_{by,Rd} = \chi_y * N_{pl,Rd} = 232949.09 \text{ daN}$

VII.8.3.Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z (hors du plan du portique) :

$$l_z = 2 m(\text{entraxe des lisses})$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{3.95} = 50.63 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{50.63}{93.9} = 0.54$$

➤ Courbe de flambement :

$$h/b = 500/200 = 2.5 > 1.2$$

$$t_f = 16 < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{axe du flambement } z - z$$

courbe de flambement **(b)** ($\alpha = 0.34$)

- $\phi_z = 0.5[1 + 0.34(0.54 - 0.2) + 0.54^2] = 0.70$
- $\chi_z = \frac{1}{0.70 + [0.70^2 - 0.54^2]^{0.5}} = 0.87$
- $N_{bz,Rd} = \chi_z * N_{pl,Rd} = 0.87 * 247818.18 = 215601.82 \text{ daN}$

VII.8.4.Calcul de la résistance au déversement :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \quad \text{Avec} \quad \chi_{LT} < 1$$

$$\text{Et : } \phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Avec :

α_{LT} : facteur d'imperfection pour déversement

$$h/b = 500/200 = 2.5 > 1.2 ;$$

Courbe de flambement b ; $\alpha_{LT} = 0.49$

Pour les sections laminées :

$$\beta_w = 1 ; \text{ Section de classe 01.}$$

L'élanement réduit sera $\bar{\lambda}_{LT}$ sera déterminé par la formule suivante :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} * (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = 0.93\varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

IPE 500 :

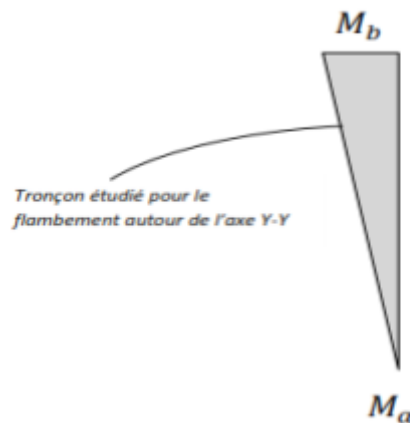


Figure VII.8: Efforts internes pour le poteau.

$L = 200 \text{ cm}$: maintien latéraux (entraxe des lisses de bardage)

$$C_1 = 1.88 - 1.40\Psi + 0.52\Psi^2 \leq 2.7$$

$$\Psi = \frac{M_a}{M_b}$$

Avec: $-1.0 \leq \Psi \leq 1.0$

$M_a < M_b$ Moments aux extrémités du tronçon le plus chargé.

$$M_b = 9667.05 \text{ daN.m} ; \frac{9667.05}{8} = \frac{M_{y,sd}(h=6 \text{ m})}{6}$$

$$M_a = M_{y,sd}(h = 6 \text{ m}) = \frac{9667.05 * 6}{8} = 7250.29 \text{ daN.m}$$

$$\Psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{7250.29}{9667.05} = 0.75$$

On prend $C_1 = 1.132$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{200/4.31}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{200/4.31}{50/1.6} \right)^2 \right]^{0.25}} = 42.49$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{42.49}{93.9} = 0.45$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 [1 + 0.49(0.425 - 0.2) + 0.425^2] = 0.645$$

$$\Rightarrow \chi_{LT} = \frac{1}{0.645 + [0.645^2 - 0.425^2]^{0.5}} = 0.88$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2194 * 2350 * 10^{-2}}{1.1} = 46871.82 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * M_{ply,Rd} = 0.88 * 46871.82 = 41247.2 \text{ daN.m}$$

VII.8.5. Calcul des coefficients d'interaction k_{ij} :

- Interaction effort normal et moment fléchissant – flambement hors plan zz :

le flambement hors-plan du à l'interaction d'un effort normal et d'un moment fléchissant est vérifié si l'expression suivante est satisfaite :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{zy} * M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

$\overline{\lambda}_z = 0.54 \geq 0.4$, le facteur d'interaction k_{zy} est calculé d'après :

$$k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0.1 \overline{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} * \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right); \left(1 - \frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25} * \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right) \right]$$

Ou :

C_{mLT} : est facteur de moment équivalent pour tenir compte de forme du diagramme du moment fléchissant entre les points de maintien latéraux (voir : ANNEXE 4)

$$C_{mLT} = 0.6 + 0.4\Psi ; \Psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{7250.29}{9667.05} = 0.75$$

$$C_{mLT} = 0.6 + 0.4 * 0.75 = 0.9$$

$$k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0.1 * 0.54}{0.9 - 0.25} * \frac{3868.43}{53762.02} \right); \left(1 - \frac{0.1}{0.9 - 0.25} * \frac{3868.43}{53762.02} \right) \right]$$

$$k_{zy} = \max(0.998; 0.988) = 0.998$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{zy} * M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} = \frac{3868.43}{53762.02} + \frac{0.998 * 11510}{41247.2} = 0.35 \leq 1$$

Condition vérifié.

- Interaction effort normal et moment fléchissant – flambement dans plan yy :

le flambement dans plan du à l'interaction d'un effort normal et d'un moment fléchissant est vérifié si l'expression suivante est satisfaite :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + \frac{k_{yy} * M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0$$

$$k_{yy} = \min \left[C_{my} \left(1 + (\overline{\lambda}_y - 0.2) \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) ; C_{my} \left(1 + 0.8 \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) \right]$$

$$C_{my} = 0.6 + 0.4\Psi ; \Psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{12209.77} = 0.0$$

$$C_{my} = 0.6 + 0.4 * 0.0 = 0.6$$

$$k_{yy} = \min \left[0.6 \left(1 + [0.41 - 0.2] \frac{3868.43}{232949.09} \right) ; 0.6 \left(1 + 0.8 \frac{3868.43}{232949.09} \right) \right]$$

$$k_{yy} = \min(0.602 ; 0.608) = 0.602$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + \frac{k_{yy} * M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} = \frac{3868.43}{232949.09} + \frac{0.604 * 11510}{41247.2} = 0.19 \leq 1.0$$

Condition vérifié.

La section du profilé laminé choisi **IPE500** est adéquate pour le poteau et convient pour l'ossature du portique.

VII.9. Etude numérique de portique de la mezzanine avec logiciel ROBOT :

VII.9.1.Introduction :

Pour faire l'étude d'un système il ya plusieurs méthodes manuelles classiques, mais vu la disposition d'un logiciel ROBOT Structural Analysais notre tâche consiste a introduit les données suivantes :

- Les données pour définir la géométrie de la structure.
- Les informations concernant les propriétés des matériaux.
- Les sollicitations au qu'elle la structure est soumise.

Nous avants choisi le calcul par ordinateur ; pour la rapidité, et l'exactitude des résultats.

VII.9.2.Logiciel de calcul et l'optimisation des structures :

ROBOT Structural Analysais : est un logiciel de calcul et l'optimisation des structures.

Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, portique, structures mixtes

VII.9.3.Les charges et surcharges injectées au logiciel Robot :

- EXPLOITATION : 250daN/m².
- PLANCHER : 426.83daN/m².
- COUVERTURE : 17daN/m².
- BARDAGE : 22daN/m².
- VENT1 : 100.52daN/m².
- VENT2 : 38.318daN/m².
- VENT3 : 31.93daN/m².
- ENTRETIEN : 60daN/m².

VII.9.4.Résultats de logicielle :

- Vérification des éléments.

Structure :

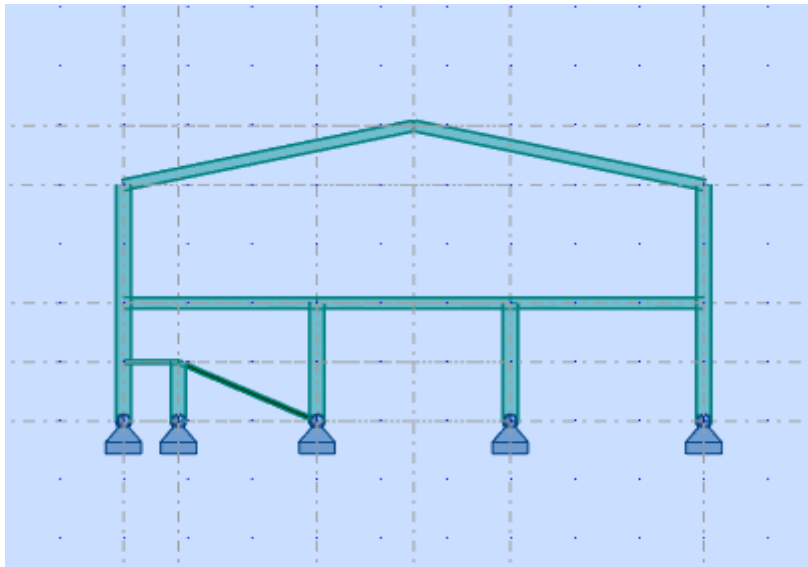


FIGURE VII.9 : Le schéma de portique avec mezzanine sur robot.

VII.9.5.Note de calcul donné par Robot :

- Poteau gauche droit de portique :

NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014 - Vérification des pièces (ELS ; ELU) 88 89

Résultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Rai
88 Poteau_88	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 500	ACIER	39.17	185.80	0.15	15 COMB7	
89 Poteau_89	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 500	ACIER	39.17	185.80	0.25	22 COMB8 poteau E	

Note de calcul Fermer

Aide

Taux de travail

Analyse Cartographie

Points de calcul

division: n = 7

extrêmes: aucun

additionnels: aucun

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 88 Poteau_88
4.000 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.50 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 15 COMB7 (1+2+3+4+5+6+7+8+9+10)*1.35

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 500**

h=50.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=20.0 cm	Ay=72.1 cm ²	Az=59.9 cm ²	Ax=115.5 cm ²
tw=1.0 cm	Iy=48198.5 cm ⁴	Iz=2141.7 cm ⁴	Ix=89.7 cm ⁴
tf=1.6 cm	Wply=2194.1 cm ³	Wplz=335.9 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 1262.229 daN	My,Ed = -14.57499 kN*m	Mz,Ed = 5.45708 kN*m	Vy,Ed = 827.785 daN
Nc,Rd = 246792.727 daN	My,Ed,max = -43.61393 kN*m		Mz,Ed,max = 5.45708
kN*m	Vy,T,Rd = 87028.888 daN		
Nb,Rd = 52700.687 daN	My,c,Rd = 468.74382 kN*m		Mz,c,Rd = 71.75618 kN*m
	Vz,Ed = 648.435 daN		
	MN,y,Rd = 468.74382 kN*m		MN,z,Rd = 71.75618
kN*m	Vz,T,Rd = 72865.601 daN		
			Tt,Ed = 0.35816 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

Ly = 8.000 m	Lam_y = 0.42
Lcr,y = 8.000 m	Xy = 0.95
Lamy = 39.17	kyy = 1.00



en z:

Lz = 8.000 m	Lam_z = 1.98
Lcr,z = 8.000 m	Xz = 0.21
Lamz = 185.80	kyz = 0.70

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.4.(1))
$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.08 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.08 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.05 < 1.00$ (6.2.6)
$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.03 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 39.17 < \lambda_{y,max} = 210.00$	$\lambda_{z} = 185.80 < \lambda_{z,max} = 210.00$	STABLE
$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.15 < 1.00$ (6.3.3.(4))		
$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.15 < 1.00$ (6.3.3.(4))		

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):**

$u_y = 0.1 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 4.0 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 23 COMB9 poteau ELS (1+2+3+4+5+6+7+8+9+10)*1.00
 $u_z = 0.1 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 4.0 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 23 COMB9 poteau ELS (1+2+3+4+5+6+7+8+9+10)*1.00
 $u_{\text{inst},y} = 0.1 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},y} = L/200.00 = 4.0 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 1*5 + 1*6 + 1*7 + 1*8 + 1*9 + 1*10
 $u_{\text{inst},z} = 0.1 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = L/200.00 = 4.0 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 1*5 + 1*6 + 1*7 + 1*8 + 1*9 + 1*10

**Déplacements (REPERE GLOBAL):**

$v_x = 0.5 \text{ cm} < v_{x \text{ max}} = L/150.00 = 5.3 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 23 COMB9 ELS (1+2+3+4+5+6+7+8+9+10)*1.00
 $v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y \text{ max}} = L/150.00 = 5.3 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 24 COMB10 ELS (1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11)*1.00

Profil correct !!!**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 89 Poteau_89

POINT: 2

COORDONNEE: $x = 0.02 L =$

0.167 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 22 COMB8 ELU (1+2+3+4)*1.35+10*0.75+(5+6+7+8+9)*0.90+11*1.50

MATERIAU:ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 500**

$h=50.0 \text{ cm}$	$gM_0=1.10$	$gM_1=1.10$	
$b=20.0 \text{ cm}$	$A_y=72.1 \text{ cm}^2$	$A_z=59.9 \text{ cm}^2$	$A_x=115.5 \text{ cm}^2$
$tw=1.0 \text{ cm}$	$I_y=48198.5 \text{ cm}^4$	$I_z=2141.7 \text{ cm}^4$	$I_x=89.7 \text{ cm}^4$
$tf=1.6 \text{ cm}$	$W_{ply}=2194.1 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=335.9 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{y,Ed} = 9531.081 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = 0.83350 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = 0.03687 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = -22.125 \text{ daN}$
$N_{c,Rd} = 246792.727 \text{ daN}$	$M_{y,Ed,max} = -45.97258 \text{ kN*m}$		$M_{z,Ed,max} = -1.11789 \text{ kN*m}$
	$V_{y,c,Rd} = 88890.842 \text{ daN}$		
$N_{b,Rd} = 52700.687 \text{ daN}$	$M_{y,c,Rd} = 468.74382 \text{ kN*m}$		$M_{z,c,Rd} = 71.75618 \text{ kN*m}$
	$V_{z,Ed} = 495.885 \text{ daN}$		
	$M_{N,y,Rd} = 468.74382 \text{ kN*m}$		$M_{N,z,Rd} = 71.75618 \text{ kN*m}$
	$V_{z,c,Rd} = 73847.928 \text{ daN}$		

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

$L_y = 8.000 \text{ m}$	$\text{Lam}_y = 0.42$	$L_z = 8.000 \text{ m}$	$\text{Lam}_z = 1.98$
$\text{Lcr}_y = 8.000 \text{ m}$	$X_y = 0.95$	$\text{Lcr}_z = 8.000 \text{ m}$	$X_z = 0.21$
$\text{Lamy} = 39.17$	$k_{zy} = 0.54$	$\text{Lamz} = 185.80$	$k_{zz} = 1.02$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y,Ed} = 39.17 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 185.80 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.15 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.25 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES

Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$$v_x = 0.7 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 5.3 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 23 COMB9 ELS (1+2+3+4+5+6+7+8+9+10)*1.00

$$v_y = 0.1 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 5.3 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 23 COMB9 ELS (1+2+3+4+5+6+7+8+9+10)*1.00

Profil correct !!!

- **Poteau mezzanine :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(uy)
448 Poteau_448	IPE 500	ACIER	19.58	92.90	0.28	31 COMB17	0.02

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 448 Poteau_448
0.667 m

POINT: 2

COORDONNEE: $x = 0.17 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 31 COMB17 planchéELU (1+4)*1.35+11*1.50

MATERIAU:ACIER $f_y = 235.00$ MPa**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 500**

$h=50.0$ cm	$gM0=1.10$	$gM1=1.10$	
$b=20.0$ cm	$Ay=72.1$ cm ²	$Az=59.9$ cm ²	$Ax=115.5$ cm ²
$tw=1.0$ cm	$Iy=48198.5$ cm ⁴	$Iz=2141.7$ cm ⁴	$Ix=89.7$ cm ⁴
$tf=1.6$ cm	$Wply=2194.1$ cm ³	$Wplz=335.9$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 36943.546$ daN	$My_{,Ed} = -0.35570$ kN*m	$Mz_{,Ed} = 0.38624$ kN*m	$Vy_{,Ed} = -57.937$ daN
$N_{c,Rd} = 246792.727$ daN	$My_{,Ed,max} = -2.13422$ kN*m		$Mz_{,Ed,max} = 2.31746$ kN*m
	$Vy_{,c,Rd} = 88890.842$ daN		
$Nb_{,Rd} = 149035.801$ daN	$My_{,c,Rd} = 468.74382$ kN*m		$Mz_{,c,Rd} = 71.75618$ kN*m
	$Vz_{,Ed} = -53.355$ daN		
	$MN_{,y,Rd} = 468.74382$ kN*m		$MN_{,z,Rd} = 71.75618$ kN*m
	$Vz_{,c,Rd} = 73847.928$ daN		

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

$L_y = 4.000$ m	$Lam_y = 0.21$
$Lcr,y = 4.000$ m	$X_y = 1.00$
$Lamy = 19.58$	$kzy = 0.41$



en z:

$L_z = 4.000$ m	$Lam_z = 0.99$
$Lcr,z = 4.000$ m	$X_z = 0.60$
$Lamz = 92.90$	$kzz = 0.80$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.15 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$My_{,Ed}/MN_{,y,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$Mz_{,Ed}/MN_{,z,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(My_{,Ed}/MN_{,y,Rd})^{2.00} + (Mz_{,Ed}/MN_{,z,Rd})^{1.00} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$Vy_{,Ed}/Vy_{,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$Vz_{,Ed}/Vz_{,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 19.58 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 92.90 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{,Ed}/(X_y * N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} * My_{,Ed,max}/(XLT * My_{,Rk}/gM1) + k_{yz} * Mz_{,Ed,max}/(Mz_{,Rk}/gM1) = 0.17 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z * N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} * My_{,Ed,max}/(XLT * My_{,Rk}/gM1) + k_{zz} * Mz_{,Ed,max}/(Mz_{,Rk}/gM1) = 0.28 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):**

$u_y = 0.0$ cm $< u_y \max = L/200.00 = 2.0$ cm	Vérifié
Cas de charge décisif: 32 COMB18 planchéELS (1+4+11)*1.00	
$u_z = 0.0$ cm $< u_z \max = L/200.00 = 2.0$ cm	Vérifié
Cas de charge décisif: 32 COMB18 planchéELS (1+4+11)*1.00	
$u_{inst,y} = 0.0$ cm $< u_{inst,max,y} = L/200.00 = 2.0$ cm	Vérifié
Cas de charge décisif: 1*11	
$u_{inst,z} = 0.0$ cm $< u_{inst,max,z} = L/200.00 = 2.0$ cm	Vérifié
Cas de charge décisif: 1*11	

**Déplacements (REPERE GLOBAL):**

$v_x = 0.0$ cm $< v_x \max = L/150.00 = 2.7$ cm	Vérifié
---	---------

Cas de charge décisif: 32 COMB18 planchéELS (1+4+11)*1.00

$v_y = 0.2 \text{ cm}$ $< v_y \text{ max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 32 COMB18 planchéELS (1+4+11)*1.00

Profil correct !!!

VII.10. Conclusion :

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de déterminer la nature des profilées des éléments de portique, qui devront résister aux différentes sollicitations et voici les profilés qui ont été retenus après les vérifications pour différents éléments :

- La traverse : **IPE400.**
- Le poteau : **IPE500.**

CHAPITRE VIII :

Etude de contreventement.

VIII.1.Introduction :

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, ...).

Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins 3 plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal ; on distingue donc les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations) des contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts).

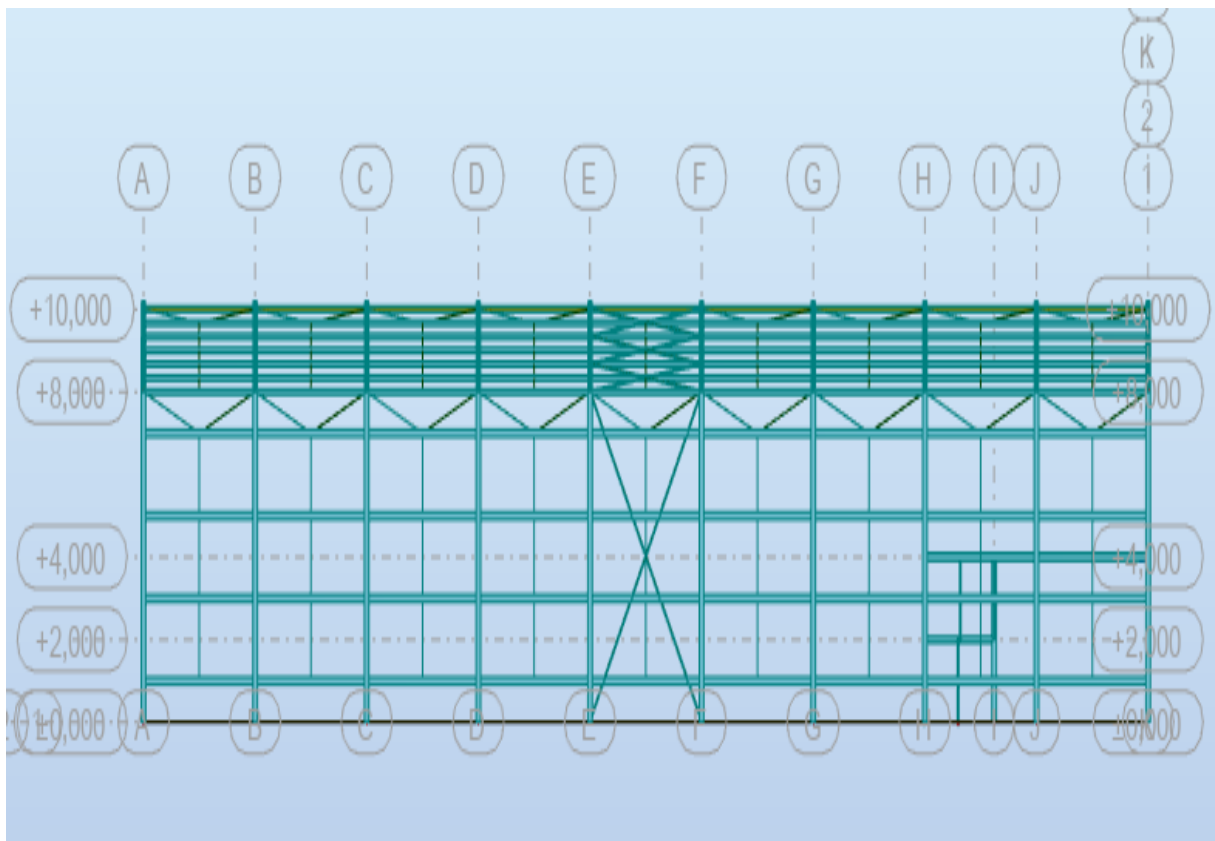


Figure VII.1 : montre le système de contreventement.

VIII.2.Étude et dimensionnement de système de contreventement :

VIII.2.1.Evaluation des efforts horizontaux :

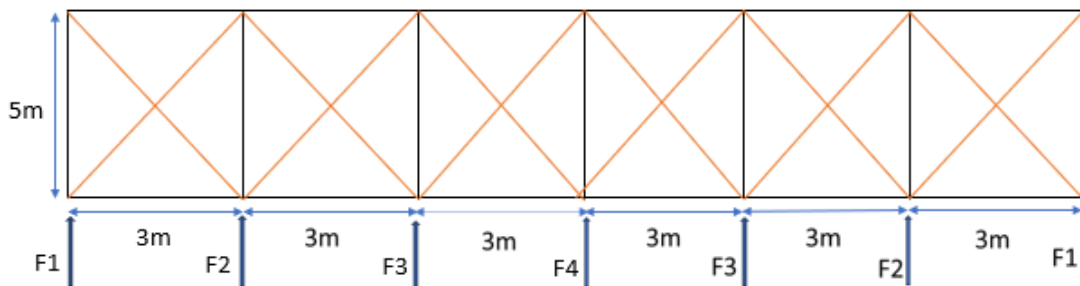


Figure VIII.2 : poutre au vent

$$F_1 = \left(V * \frac{h_1}{2} * \frac{b}{12} \right) + \frac{Fe}{12}$$

$$F_2 = \left(V * \frac{h_2}{2} * \frac{b}{6} \right) + \frac{Fe}{6}$$

$$F_3 = \left(V * \frac{h_3}{2} * \frac{b}{6} \right) + \frac{Fe}{6}$$

$$F_4 = \left(V * \frac{h_3}{2} * \frac{b}{6} \right) + \frac{Fe}{6}$$

Avec :

h_i : Hauteur de chaque poteaux.

Comme on l'a vu dans l'étude au vent (chapitre2) :

- La valeur de C_{pi} et C_{pe} est donnée ci-dessous :



Figure VIII.3 : différent pression qui influence sur notre structure.

- Le coefficient de réduction :

$$\begin{aligned} \sum (C_{pe} - C_{pi}) &= (C_{peD} - C_{pi}) + (C_{peE} - C_{pi}) \\ &= 0.8 + 0.3 \\ &= 1.1 \end{aligned}$$

- La pression dynamique :

$$(z) = q_{réf} * c_{ex} = 37.5 * 1.703 = 63.863 \text{ daN/m}^2$$

- La pression du vent :

$$\begin{aligned} V = W(z) &= q_p(z) \sum (C_{pe} - C_{pi}) \\ &= 63.863 * 1.1 \\ &= 70.2493 \text{ daN/m}^2 \end{aligned}$$

- La force de frottement pour la toiture :

La force de frottement pour notre toiture est donnée par la relation suivant : (chapitre 2)

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

Avec :

C_{fr} : coefficient de frottement

A_{fr} : surface de frottement de la toiture

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

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

Calcul de l'air de frottement de toiture A_{fr} :

$$\text{Min}(2b ; 4h) = \text{Min}(2 * 16 ; 4 * 10)$$

$$= \text{Min}(32 ; 40) = 32 \text{ m}$$

$$A_{fr.t} = (b/\cos\alpha) * [d - \text{min}(2b; 4h)]$$

$$A_{fr.t} = (16/\cos 12.53) * (45 - 32)$$

$$= 213.07 \text{ m}^2$$

C_{fr} : Pour notre cas on a un bardage en toiture et au niveau des parois verticale dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent $C_{fr} = 0.04$

$$F_{fr} = 70.2493 * 0.04 * 213.07$$

$$= 598.72 \text{ daN}$$

Évaluation des efforts horizontaux en tête des potelets :

$$F_1 = \left(70.2493 * \frac{8}{2} * \frac{16}{12} \right) + \frac{598.72}{12}$$

$$= 424.56 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left(70.2493 * \frac{8.667}{2} * \frac{16}{6} \right) + \frac{598.72}{6}$$

$$= 911.59 \text{ daN}$$

$$F_3 = \left(70.2493 * \frac{9.33}{2} * \frac{16}{6} \right) + \frac{598.72}{6}$$

$$= 973.69 \text{ daN}$$

$$F_4 = \left(70.2493 * \frac{10}{2} * \frac{16}{6} \right) + \frac{598.72}{6}$$

$$= 1036.44 \text{ daN}$$

VIII.2.2.effort de traction dans les diagonales :

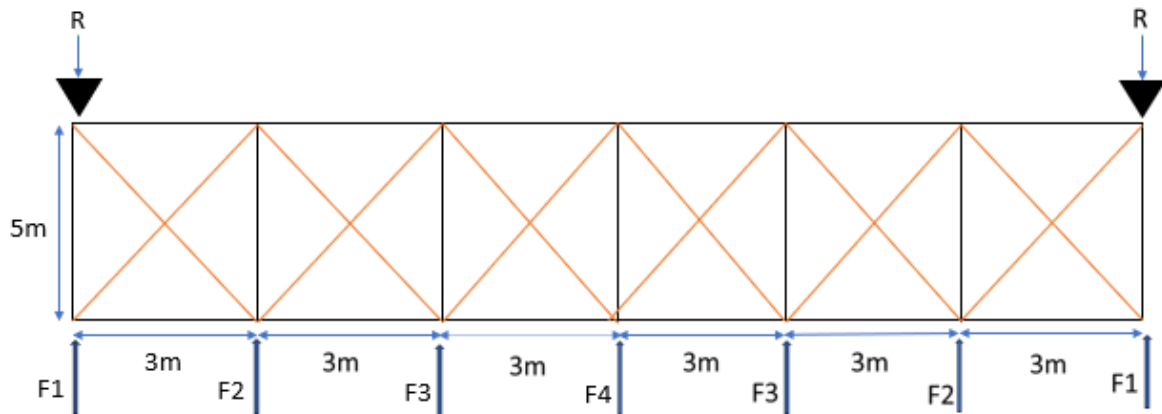


Figure VIII.4 : poutre au vent.

par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

$$F_d * \cos\alpha + F1 = R$$

Avec :

$$R = \frac{2F1+2F2+2F3+F4}{2}$$

$$= \frac{2(424.56)+2(911.59)+2(973.69)+1036.44}{2}$$

$$= 2829.06 \text{ daN}$$

$$\text{Tag}\theta = \frac{3}{5}$$

$$= 30.96^\circ$$

D'où :

$$F_d = \frac{R-F1}{\cos\theta}$$

$$= \frac{2829.06-424.56}{\cos 30.96} = 2804 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.5 * F_d$$

$$= 1.5 * 2804 = 4206 \text{ daN}$$

VIII.2.3. Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{4206 \cdot 1.1}{2350} = 1.97 \text{ cm}^2$$

Alors pour des raisons pratiques et de sécurité on opte pour une cornière isolée de $45 \times 45 \times 5$ avec un boulon de 12 mm (trous de 13mm) soit $L45 \times 45 \times 5$ ($A = 4.30 \text{ cm}^2$)

Section nette :

$$\begin{aligned} A_{net} &= 4.30 - 0.5 \cdot 1.3 \\ &= 3.65 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

VIII.2.4. Vérification de la section à la résistance :

Pour la vérification de la cornière à la résistance on doit satisfaire la formule suivante :

$$N_U = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

On prend β est le coefficient minorateur donné dans le tableau en fonction de l'entraxe p_1 des trous.

Tableau VIII-1 coefficient minorateur β_2 et β_3

Entraxe p_1	$\leq 2.5 d_0$	$\geq 5.0 d_0$
(2boulons) β_2	0.4	0.7
(3boulons ou plus) β_3	0.5	0.7

On a :

Une attache de 3 boulons et plus :

$$P_1 = 100 \text{ mm} ; e_1 = 25 \text{ mm}$$

$$P_1 = 100 \text{ mm} > 5.0 d_0 = 5 \cdot 13 = 65 \text{ mm}$$

$$d_0 = 13 \text{ mm} : \text{diamètre des trous (12 mm + 1 mm)}$$

$$\text{Donc : } \beta = \beta_3 = 0.7$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.7 \cdot 3.65 \cdot 360}{1.25}$$

$$N_{u,Rd} = 73584.0 \text{ N} = 7358.4 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 4206 \text{ daN} < N_{u,Rd} = 7358.4 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

CONCLUSION :

Un cornier isolé de $45 \times 45 \times 5$ avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

VIII.3.calcul de la palée de stabilité en long pan :

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de poutre au vent.

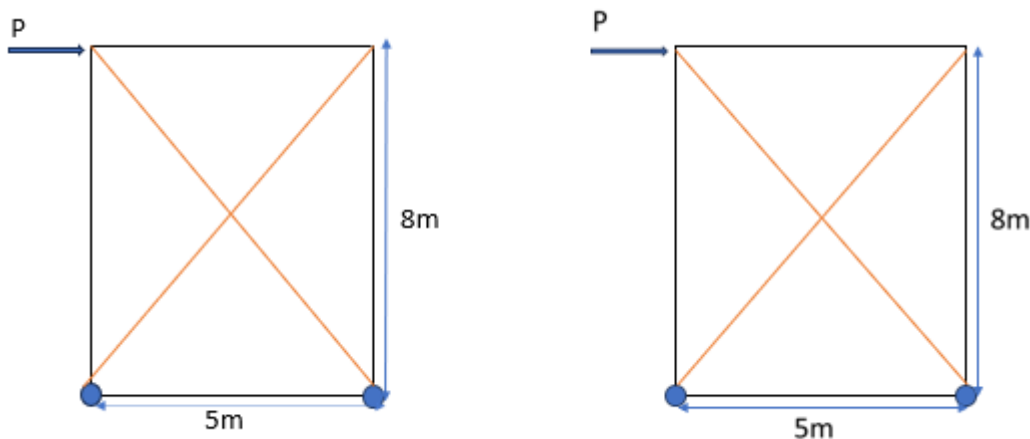


Figure VIII.5 : palée de stabilité en long pan.

- **La somme vectorielle des coefficients de pression :**

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

$$\sum (C_{pe} - C_{pi}) = 0.8 + (0.3 - 0.3) + 0.3 = 1.1$$

- **valeur de la pression dynamique de pointe :**
- La pression dynamique :

$$(z) = q_{réf} * c_{ex} = 37.5 * 1.703 = 63.863 \text{ daN/m}^2$$

- La pression du vent :

$$\begin{aligned} V = W(z) &= q_p(z) \sum (C_{pe} - C_{pi}) \\ &= 63.863 * 1.1 \\ &= 70.2493 \text{ daN/m}^2 \end{aligned}$$

$$S = 3 * 8 + (1.5 * 8) / 2$$

$$S = 30 \text{ m}^2$$

$$P = w(z) * s$$

$$P = 70.2493 * 30 = 2107.479 \text{ daN}$$

VIII.3.1.Par la méthode des coupures :

- **Effort de traction dans la diagonale tendue :**

$$N \cos\beta = P$$

$$\text{tg}\beta = \frac{8}{5} = 60^\circ$$

$$N = \frac{p}{\cos\beta} = \frac{2107.479}{\cos 60}$$

$$= 4214.96 \text{ daN}$$

- **Section de la diagonale :**

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{sd} = 1.5 N = 1.5 * 4214.96 = 6323.94 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} * \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{6323.94 * 1.1}{2350}$$

$$A \geq 2.96$$

Alors pour des raisons pratiques et de sécurité on opte pour une cornière isolée de $45 \times 45 \times 5$ avec un boulon de 12 mm (trous de 13mm) soit $L45 \times 45 \times 5$ ($A = 4.30 \text{ cm}^2$)

Section nette :

$$A_{net} = 4.30 - 0.5 * 1.3$$

$$= 3.65 \text{ cm}^2$$

VIII.3.2.vérification à la résistance ultime de la section :

Cas de corniers assemblés par une seule aile :

Attache de 3 boulons et plus

$$P_1 = 100 \text{ mm} ; e_1 = 25 \text{ mm}$$

$$P_1 = 100 \text{ mm} > 5.0 d_0 = 5 * 13 = 65 \text{ mm}$$

$$d_0 = 13 \text{ mm} : \text{diamètre des trous (12 mm + 1 mm)}$$

$$\text{donc : } \beta = \beta_3 = 0.7$$

$$N_{U,Rd} = \frac{\beta_3 * A_{net} * f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{U,Rd} = \frac{0.7 * 3.65 * 10^2 * 360}{1.25} = 73584 \text{ N} = 7358.4 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 6323.94 \text{ daN} < N_{U,Rd} = 7358.4 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

VIII.4.Vérification des montants de la poutre au vent :**VIII.4.1.Flexion composé déviée (bi axiale) :**

- **a-vérification de la section à la résistance :**

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{Ny,Rd}}\right)^\beta \leq 1.0$$

On prend :

$$\alpha = 2$$

$$\beta = 5n \text{ avec } \beta \geq 1.0$$

$$M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd} \left[\frac{1-n}{1-0.5\alpha} \right]$$

$$M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-\alpha}{1-\alpha} \right)^2 \right]$$

Aire de l'âme :

$$A_w = A - 2b \cdot t_f$$

Avec :

$$\alpha = \min (A_w/A ; 0.5)$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

VIII.4.2.Charge et surcharge revenant à la panne intermédiaire :

- **Flexion déviée : (chapitre 3)**

$$G = 38.18$$

$$N = 34.804$$

- **Compression :**

$$V = F_4 = 1036.44 \text{ daN}$$

- **Combinaison de charge :**

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35N + 1.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35N$$

$$N_{sd} = 1.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35N$$

$$= 1.35 \cdot 38.18 + 1.35 \cdot 34.804 = 98.53 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \cdot \cos \alpha$$

$$= 98.53 \cdot \cos 12.53$$

$$= 96.18 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \cdot l^2}{8} = 300.56 \text{ daNm}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \cdot \sin \alpha = 96.18 \cdot \sin 12.53 = 20.87 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{20.87 \cdot \left(\frac{5}{2}\right)^2}{8} = 16.30 \text{ daNm}$$

$$N_{sd} = 1.35V = 1.35 \cdot 1036.44 = 1399.194 \text{ daN}$$

Tableaux VII-2 coefficient minorateur β_1 et β_2 : les caractéristiques géométrique de L'IPE140

$W_{el,y}$	$W_{el,z}$	$W_{pl,y}$	$W_{pl,z}$
77.3	12.3	88.3	19.3

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$= \frac{13.2 \cdot 2350}{1.1} = 28200 \text{ daN}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$= \frac{88.3 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1.1} = 1886.41 \text{ daN}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{w_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$= \frac{19.3 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1.1} = 412.32 \text{ daN}$$

- **Incidence de l'effort tranchant :**

$$\text{Si : } V_{sd} \leq 0.5 V_{pl,Rd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant .

- **Incidence de l'effort normale :**

$$\text{Si } N_{sd} \leq \text{Min} \left(0.25N_{pl,Rd} ; \frac{0.5 \cdot A_w \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \right)$$

Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$0.25N_{pl,Rd} = 0.25 \cdot 28200$$

$$= 70500 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = 16.4 - 2 \cdot 7.3 \cdot 0.69$$

$$= 6.33 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5 \cdot A_w \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.5 \cdot 6.33 \cdot 2350}{1.1}$$

$$= 6761.59 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1925.09 \text{ daN} \leq \text{Min} (70500 \text{ daN} ; 6761.59 \text{ daN})$$

$$N_{sd} = 1925.09 \text{ daN} \leq 6761.59 \text{ daN}$$

condition vérifier

Alors l'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée

Pas de réduction des moments de résistance plastique

$$M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd}$$

$$M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd}$$

La formule de vérification et la suivante :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right)^\beta \leq 1.0$$

Avec :

$$\alpha = 2$$

$$\begin{aligned} \beta &= 5n = 5 \cdot \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \\ &= 5 \cdot \frac{1925.09}{28200} = 0.34 \end{aligned}$$

$$\left(\frac{300.56}{1886.41} \right)^2 + \left(\frac{16.30}{412.32} \right)^{0.34} = 0.36 \leq 1.0$$

Condition vérifier.

VIII.4.3. vérification de l'élément aux instabilités :

Déversement = flambement latérale de l'élément + Rotation de la section transversale

- **Semelle supérieure :**

La semelle supérieure qui est comprimé sous l'action des charges verticale descendantes est susceptible de déverser. Vu quelle est fixée à la toiture il n'y a donc de déversement.

- **Semelle inférieure :**

La semelle inférieure qui est comprimée qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment quelle est libre tout au long se sa portée.

Combinaison à L'ELU :

$$G-1.5V$$

$$Q_{z,sd} = G \cos \alpha - 1.5V$$

$$Q_{y,sd} = G \sin \alpha$$

$$N_{z,sd} = 1.5V$$

Avec :

$$G = 38.18 \text{ daN/ml}$$

$$V = 154.80 \text{ daN/ml}$$

$$V' = 1036.44 \text{ daN}$$

- ❖ **Charge de flexion :**

$$Q_{z,sd} = G \cos \alpha - 1.5V = 38.18 * \cos(12.53) - 1.5(154.80) = -194.93 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = G \sin \alpha = 38.18 * \sin(12.53) = 8.28 \text{ daNm}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} * l^2}{8} = \frac{-194.93 * 5^2}{8} \\ = 609.16 \text{ daNm}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} * (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{8.28 * (\frac{5}{2})^2}{8} \\ = 6.47 \text{ daNm (lièrre à mi travée)}$$

- ❖ **Charge de compression :**

$$V' = F2 = 1425.99 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.5 * V' = 1.5 * 1036.44 \\ = 1554.66 \text{ daN}$$

- Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz.Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz.Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1.0$$

Où :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{w_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

- **Résistance au flambement par rapport à l'axe fort yy :**

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{500}{5.74} \\ = 87.11$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{87.11}{93.9} = 0.92$$

$$h/b = 140/73 = 1.92 > 1.2$$

axe de flambement y-y \longrightarrow courbe de flambement α : $\alpha_y = 0.21$

$$\phi = 0.5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5[1 + 0.21(0.92 - 0.2) + 0.92^2] \\ = 0.9988$$

$$x_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}}$$

$$x_y = \frac{1}{0.9988 + (0.9988^2 - 0.92^2)^{0.5}}$$

$$x_y = 0.72$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{16.4 \cdot 2350}{1.1} = 35036.36 \text{ daN}$$

$$N_{by,Rd} = x_y \cdot N_{pl,Rd} = 0.72 \cdot 35036.36 = 25226.18 \text{ daN}$$

- **Résistance au flambement par rapport à l'axe faible zz :**

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{250}{1.65} \\ = 151.52$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{151.52}{93.9} = 1.61$$

$$h/b = 140/73 = 1.92 > 1.2$$

axe de flambement z-z \longrightarrow courbe de flambement α : $\alpha_{LT} = 0.21$

$$\phi = 0.5[1 + \alpha y(\bar{\lambda}y - 0.2) + \bar{\lambda}y^2] = 0.5[1 + 0.21(1.61 - 0.2) + 1.61^2]$$

$$= 1.944$$

$$x_z = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \bar{\lambda}y^2)^{0.5}}$$

$$x_z = \frac{1}{1.944 + (1.944^2 - 1.61^2)^{0.5}}$$

$$x_z = 0.33$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{16.4 \cdot 2350}{1.1} = 35036.36 \text{ daN}$$

$$N_{bz,Rd} = x_z \cdot N_{pl,Rd} = 0.33 \cdot 35036.36 = 11562 \text{ daN}$$

VIII.5. Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{lt} :

Courbe de déversement :

$$h/b = 140/73 = 1.92 > 1.2 \quad \longrightarrow \quad \text{courbe de flambement } \alpha : \alpha_{LT} = 0.21$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \frac{\lambda y}{\lambda_1} : \text{l'élancement réduit pour le déversement}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$= \frac{\frac{500}{1.65}}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{500}{1.65}}{\frac{10}{6.9}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$= 122$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} = \frac{122}{93.9}$$

$$= 1.30$$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + 0.21(1.30 - 0.2) + 1.30^2]$$

$$= 1.406$$

$$x_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0.5}}$$

$$x_{LT} = \frac{1}{1.406 + (1.406^2 - 1.30^2)^{0.5}} = 0.52$$

$$M_{ply, Rd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$= 1886.41 \text{ daN.m}$$

$$M_{b, Rd} = x_{LT} * M_{ply, Rd} = 0.52 * 1886.41$$

$$= 980.93 \text{ daNm}$$

VIII.6. Calcul des coefficients d'interaction Kij avec risque de déversement (Annexe B Eurocode3) :

Cmy , Cnz , CmLT sont les facteur de moments équivalent pour tenir compte de la forme du diagramme du moment fléchissant entre les point de maintien latéraux

Charge uniformément répartie :

$$C_{my} = C_{nz} = C_{mLT} = 0.95$$

$$N_{sd} = 1.5 V' = 2138.958$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_{yy} = \min \left[C_{my} \left(1 + [\bar{\lambda}_y - 0.2] \frac{N_{sd}}{N_{by, Rd}} \right); C_{my} \left(1 + 0.8 \frac{N_{sd}}{N_{by, Rd}} \right) \right] \\ K_{yy} = \min \left[0.95 \left(1 + [0.92 - 0.2] \frac{2138.958}{25226.18} \right); 0.95 \left(1 + 0.8 \frac{2138.958}{25226.18} \right) \right] \\ K_{yy} = \min(1.01; 1.01) \end{array} \right.$$

Alor :

$$K_{yy} = 1.01$$

Pour $\bar{\lambda}_z \geq 0.4$; $\bar{\lambda}_z = 1.836 > 0.4$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_{zy} = \max \left(1 - \frac{0.1 \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} * \frac{N_{sd}}{N_{bz, Rd}}; 1 - \frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25} * \frac{N_{sd}}{N_{bz, Rd}} \right) \\ K_{zy} = \max \left(1 - \frac{0.1 * 1.836}{0.95 - 0.25} * \frac{2138.958}{11562}; 1 - \frac{0.1}{0.95 - 0.25} * \frac{2138.958}{11562} \right) \\ K_{zy} = \max(0.95; 0.97) \end{array} \right.$$

$$K_{zy} = 0.97$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_{zz} = \min \left[0.95 \left(1 + [2\bar{\lambda}_z - 0.6] \frac{N_{sd}}{N_{bz, Rd}} \right); 0.95 \left(1 + 1.4 \frac{N_{sd}}{N_{bz, Rd}} \right) \right] \\ K_{zz} = \min \left[0.95 \left(1 + [2 * 1.836 - 0.6] \frac{2138.958}{11562} \right); 0.95 \left(1 + 1.4 \frac{2138.958}{11562} \right) \right] \\ K_{zz} = (1.49; 1.20) \end{array} \right.$$

$$K_{zz} = 1.20$$

$$\begin{cases} K_{yz} = 0.6k_{zz} = 0.6k_{zz} = 0.6 * 1.20 = 0.72 \\ K_{yz} = 0.6 * 1.20 = 0.72 \end{cases}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} * l^2}{8} = \frac{194.93 * 5^2}{8}$$

$$= 609.16 \text{ daNm}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} * (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{8.28 * (\frac{5}{2})^2}{8}$$

$$= 6.47 \text{ daNm}$$

$$M_{b,Rd} = x_{LT} * M_{ply,Rd} = 0.52 * 1886.41$$

$$= 980.93 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{w_{plz} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{19.3 * 2350 * 10^{-2}}{1.1} = 412.32 \text{ daN}$$

VIII.6.1. Vérification par rapport à l'axe fort yy :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{2138.95}{25226.18} + 1.01 \frac{609.16}{980.93} + 0.97 \frac{6.47}{412.32} = 0.729 \leq 1.0$$

Vérifier

VIII.6.2. Vérification par rapport à l'axe faible zz :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{2138.95}{11562} + 0.97 \frac{609.16}{980.93} + 1.20 \frac{6.47}{412.32} = 0.825 \leq 1.0$$

Condition vérifiée.

VIII.7. Conclusion :

Le profilé choisi **IPE 140** est adéquat comme montant de la poutre sablier.

CHAPITRE IX :

Vérification des éléments.

IX.1.Introduction :

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature.

La vérification de l'ossature nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, séismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées. Le calcul se fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles ils pourraient être soumis durant la durée de vie de l'ouvrage

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres...), elles servent également au calcul des assemblages, ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

IX.2.Méthode de travail :

La méthode de travail peut être résumée en deux parties, à savoir, la 1ère phase est consacrée au pré dimensionnement des éléments résistants et non résistants et dans la 2ème phase une validation de calcul est menée avec la méthode des éléments finis via logiciel de calcul robot.

La partir modalisation est un cheminement de plusieurs étapes en étroite relation, a commencer la modalisation des éléments qui s'appuie essentiellement sur les résultats de la 1ere phase jusqu'à l'exploitation des résultats après calcul de la structure.

L'organigramme ci-dessous résume les étapes de travail :

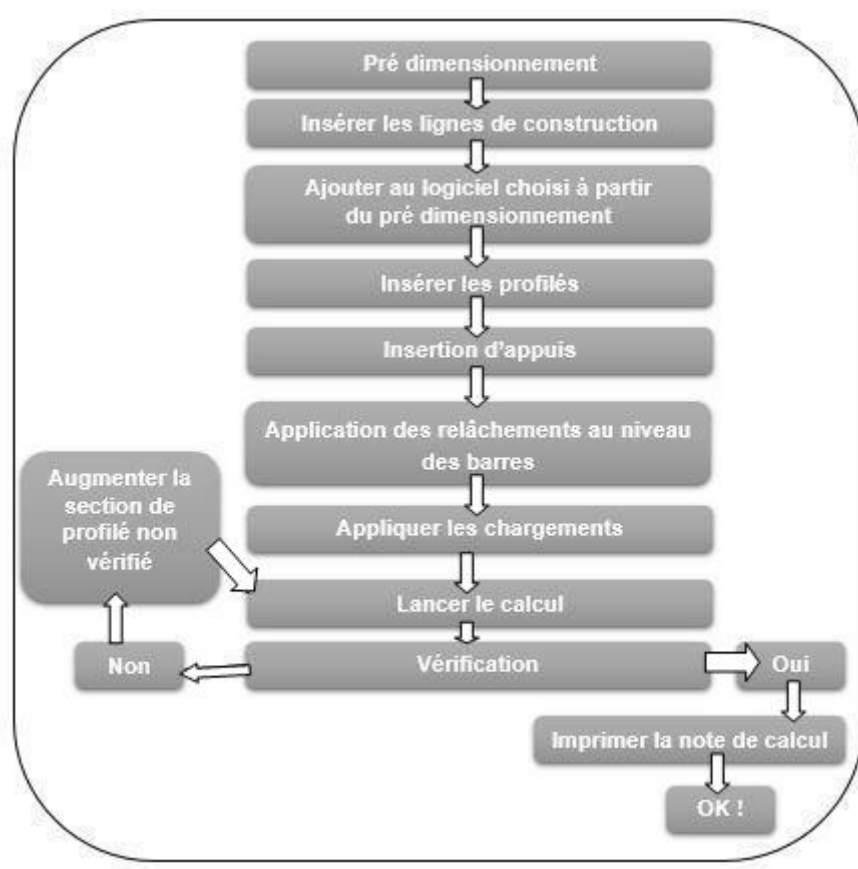


Figure IX.1 : étapes de modélisation à l'aide de logiciel robot.

IX.3. Etapes de modélisation :

IX.3.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

A). Acier :

- La limite élastique de traction, $f_y=275$ Mpa.
- Module de Young (module d'élasticité longitudinal) $e= 210\ 000$ Mpa.
- Module d'élasticité transversal $g=81\ 000$ Mpa.
- La masse volumique de l'acier : $\rho = 7\ 850$ kg/m³
- Coefficient de poisson $\nu = 0,3$.

B). Béton :

- Résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance caractéristique à la traction f_{t28} : donné par la formule suivante :
 - $f_{t28}=0.6*0.06f_{c28}$ donc (BAEL99).
 - $F_{t28} = 0.6*0.06*25 = 2.1$ Mpa
- La masse volumique : $\rho = 2500$ Kg/m³.
- Le module d'élasticité longitudinale $E = 32164.2$ Mpa.
- Coefficient de poisson $\nu = 0$ à l'ELU $\nu = 0.2$ à l'ELS

C). Profilé :

Tableau IX.1 : Récapitulatif des éléments utilisés.

Element	Profilées
Pannes	IPE140
Lisses de bardages	UPN140
Potelets	HEB200
Travers	IPE400
Poteau	IPE500
Poutres principale	IPE400
Poutres secondaire	IPE180
Solives	IPE180
Poutres au vent	45X45X5
Palées de stabilité	45X45X5

IX.3.2. Modélisation géométrique :

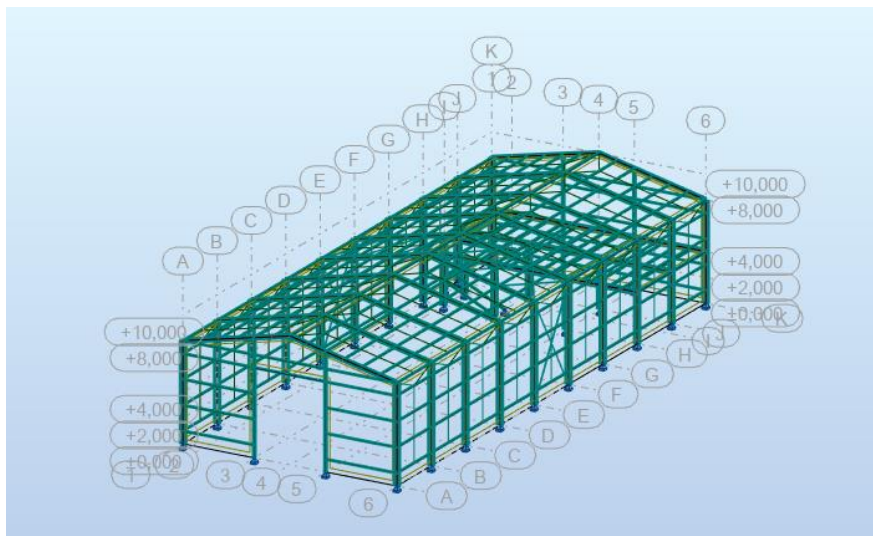


Figure IX.2 : Vue en 3D de la structure.

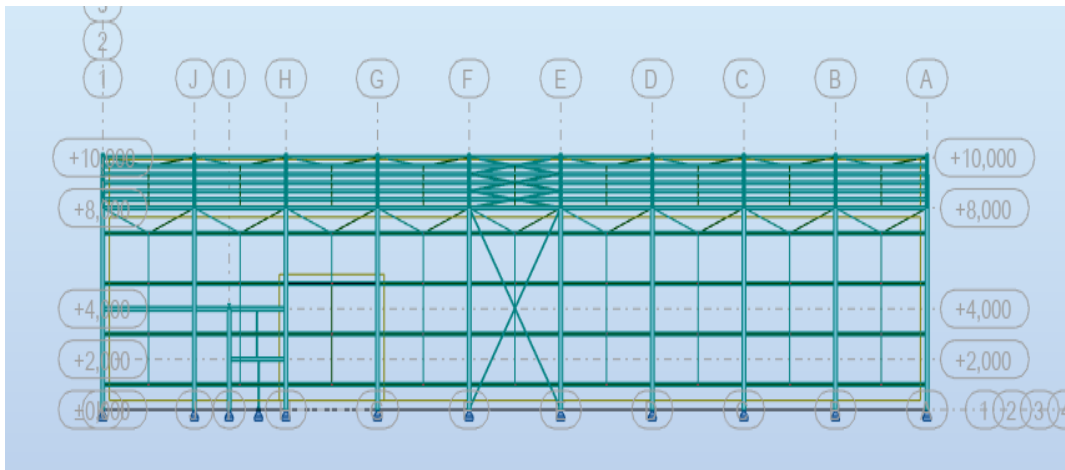


Figure IX.3 : Vue en élévation de la face long pan.

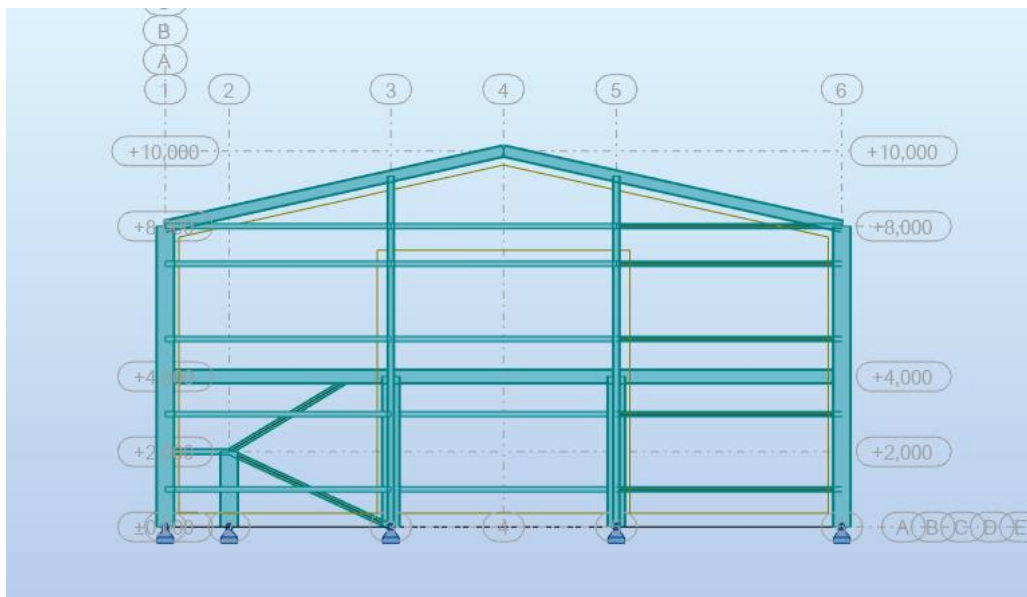


Figure IX.4 : Vue en élévation de la face pignon.

IX.3.3. Combinaison d'action :

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
15 (C)	COMB7	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$(1+2+3+4+5+6+7+8+9+10)*1.35$
16 (C)	COMB1 panne e	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$(1+2)*1.35+10*1.50$
17 (C)	COMB2 panne e	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$(1+2)*1.00+6*1.50$
18 (C)	COMB3 panne e	Combinaison lin	ELS	Structurelle	$(1+2+10)*1.00$
19 (C)	COMB4 panne e	Combinaison lin	ELS	Structurelle	$(1+2+6)*1.00$
20 (C)	COMB5 lisse EL	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$(1+3)*1.35+(5+7+8+9)*1.50$
21 (C)	COMB6 lisse EL	Combinaison lin	ELS	Structurelle	$(1+3+5+7+8+9)*1.00$
22 (C)	COMB8 poteau	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$(1+2+3+4)*1.35+10*0.75+(5+6+7+8+9)*0.90+11*1$
23 (C)	COMB9 poteau	Combinaison lin	ELS	Structurelle	$(1+2+3+4+5+6+7+8+9+10)*1.00$
24 (C)	COMB10 poteau	Combinaison lin	ELS	Structurelle	$(1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11)*1.00$
25 (C) (CQC)	COMB11 trvrs A	Combinaison lin	ACC	Structurelle	$(1+2+3+10+13)*1.00$
26 (C) (CQC)	COMB12 trvrs A	Combinaison lin	ACC	Structurelle	$(1+2+3+10+14)*1.00$
27 (C) (CQC)	COMB13 trvrs e	Combinaison lin	ACC	Structurelle	$(1+2+3)*0.80+13*1.00$
28 (C) (CQC)	COMB14 trvrs e	Combinaison lin	ACC	Structurelle	$(1+2+3)*0.80+14*1.00$
29 (C) (CQC)	COMB15 poteau	Combinaison lin	ACC	Structurelle	$(1+2+3+10)*1.00+13*1.20$
30 (C) (CQC)	COMB16 poteau	Combinaison lin	ACC	Structurelle	$(1+2+3+10)*1.00+14*1.20$
31 (C)	COMB17 planch	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$(1+4)*1.35+11*1.50$
32 (C)	COMB18 planch	Combinaison lin	ELS	Structurelle	$(1+4+11)*1.00$
33 (C) (CQC)	COMB19 planch	Combinaison lin	ACC	Structurelle	$(1+4+11)*1.00+13*1.20$

IX.4.Résultat des vérifications à l'aide du logiciel ROBOT :

Les résultats des vérifications des éléments de notre ouvrage sont donnés comme suit :

- **Vérification des traverse :**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 75 Poutre_75

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 16 COMB1 ELU (1+2)*1.35+10*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400**

h=40.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=18.0 cm	Ay=56.0 cm ²	Az=42.7 cm ²	Ax=84.5 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=23128.4 cm ⁴	Iz=1317.8 cm ⁴	Ix=51.3 cm ⁴
tf=1.4 cm	Wply=1307.2 cm ³	Wplz=229.0 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 3251.479 daN	My,Ed = -158.63495 kN*m	Mz,Ed = -0.01926 kN*m
	Vy,Ed = -2.698 daN	
Nc,Rd = 180437.273 daN	My,Ed,max = -158.63495 kN*m	Mz,Ed,max = 1.17540
kN*m	Vy,T,Rd = 69030.861 daN	
Nb,Rd = 180437.273 daN	My,c,Rd = 279.25477 kN*m	Mz,c,Rd = 48.92273 kN*m
	Vz,Ed = 5485.066 daN	
	MN,y,Rd = 279.25477 kN*m	MN,z,Rd = 48.92273
kN*m	Vz,T,Rd = 52639.938 daN	
	Mb,Rd = 191.65555 kN*m	Tt,Ed = -0.00574 kN*m
		Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.00	Mcr = 346.34601 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.65
Lcr,low=9.220 m	Lam_LT = 0.94	fi,LT = 1.06	XLT,mod = 0.69

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:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.57 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.32 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{Ed} = \tau_{Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max} / M_{b,Rd} = 0.83 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed} / (X_y \cdot N_{Rk} / g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max} / (X_{LT} \cdot M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.87 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed} / (X_z \cdot N_{Rk} / g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max} / (X_{LT} \cdot M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.87 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 4.6 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 18 COMB3 ELS (1+2+10)*1.00

$$u_z = 0.5 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 4.6 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 18 COMB3 ELS (1+2+10)*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

- Vérification des poteaux :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 92 Poteau_92

POINT: 2

COORDONNEE: x = 0.02 L =

0.167 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 22 COMB8 ELU (1+2+3+4)*1.35+10*0.75+(5+6+7+8+9)*0.90+11*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 500

h=50.0 cm

$g_{M0}=1.10$

$g_{M1}=1.10$

b=20.0 cm

$A_y=72.1 \text{ cm}^2$

$A_z=59.9 \text{ cm}^2$

$A_x=115.5 \text{ cm}^2$

tw=1.0 cm

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

$I_z=2141.7 \text{ cm}^4$

$I_x=89.7 \text{ cm}^4$

tf=1.6 cm

$W_{ply}=2194.1 \text{ cm}^3$

$W_{plz}=335.9 \text{ cm}^3$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 15507.182 \text{ daN}$

$M_{y,Ed} = -1.26210 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{z,Ed} = 0.18610 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_{y,Ed} = -111.660 \text{ daN}$

$N_{c,Rd} = 246792.727 \text{ daN}$
kN*m

$M_{y,Ed,max} = 51.60830 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{z,Ed,max} = 1.11058$

$V_{y,c,Rd} = 88890.842 \text{ daN}$

$N_{b,Rd} = 52700.687 \text{ daN}$

$M_{y,c,Rd} = 468.74382 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{z,c,Rd} = 71.75618 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_{z,Ed} = -762.308 \text{ daN}$

kN*m

$M_{N,y,Rd} = 468.74382 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{N,z,Rd} = 71.75618$

$V_{z,c,Rd} = 73847.928 \text{ daN}$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

$L_y = 8.000 \text{ m}$

$L_{cr,y} = 8.000 \text{ m}$

$L_{my} = 39.17$

$Lam_y = 0.42$

$X_y = 0.95$

$k_{zy} = 0.55$



en z:

$L_z = 8.000 \text{ m}$

$L_{cr,z} = 8.000 \text{ m}$

$Lam_z = 185.80$

$Lam_z = 1.98$

$X_z = 0.21$

$k_{zz} = 1.07$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$

$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$

$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$

$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 39.17 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 185.80 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_z, Rk/gM1) = 0.20 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_z, Rk/gM1) = 0.37 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):** Non analysé**Déplacements (REPERE GLOBAL):**

$v_x = 0.3 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 5.3 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 24 COMB10 ELS (1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11)*1.00

$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 5.3 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 24 COMB10 ELS (1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11)*1.00**Profil correct !!!**

- Vérification des potelets :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER**NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.***TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 402
0.167 m**POINT:** 2**COORDONNEE:** $x = 0.02 L =$ **CHARGEMENTS:****Cas de charge décisif:** 22 COMB8 ELU (1+2+3+4)*1.35+10*0.75+(5+6+7+8+9)*0.90+11*1.50**MATERIAU:**ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 200**

$h = 20.0 \text{ cm}$

$b = 20.0 \text{ cm}$

$t_w = 0.9 \text{ cm}$

$t_f = 1.5 \text{ cm}$

$g_{M0} = 1.10$

$A_y = 66.0 \text{ cm}^2$

$I_y = 5696.2 \text{ cm}^4$

$W_{ply} = 642.6 \text{ cm}^3$

$g_{M1} = 1.10$

$A_z = 24.8 \text{ cm}^2$

$I_z = 2003.4 \text{ cm}^4$

$W_{plz} = 305.8 \text{ cm}^3$

$A_x = 78.1 \text{ cm}^2$

$I_x = 59.5 \text{ cm}^4$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 14096.486 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = 0.15501 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = 2.30576 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = -1373.323 \text{ daN}$
$N_{c,Rd} = 166807.273 \text{ daN}$	$M_{y,Ed,max} = 2.66981 \text{ kN*m}$		$M_{z,Ed,max} = 24.24533$
kN*m	$V_{y,c,Rd} = 81431.057 \text{ daN}$		
$N_{b,Rd} = 33818.616 \text{ daN}$	$M_{y,c,Rd} = 137.27205 \text{ kN*m}$		$M_{z,c,Rd} = 65.33214 \text{ kN*m}$
	$V_{z,Ed} = 93.007 \text{ daN}$		
	$MN_{y,Rd} = 137.27205 \text{ kN*m}$		$MN_{z,Rd} = 65.33214$
kN*m	$V_{z,c,Rd} = 30626.070 \text{ daN}$		
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

$L_y = 9.333 \text{ m}$	$Lam_y = 1.16$
$L_{cr,y} = 9.333 \text{ m}$	$X_y = 0.50$
$L_{amy} = 109.27$	$k_{zy} = 0.54$



en z:

$L_z = 9.333 \text{ m}$	$Lam_z = 1.96$
$L_{cr,z} = 9.333 \text{ m}$	$X_z = 0.20$
$Lam_z = 184.26$	$k_{zz} = 1.10$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/MN_{y,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/MN_{z,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 109.27 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 184.26 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{,Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.56 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.83 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):** Non analysé**Déplacements (REPERE GLOBAL):**

$v_x = 0.2 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 6.2 \text{ cm}$	Vérfié
Cas de charge décisif: 24 COMB10 ELS (1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11)*1.00	
$v_y = 0.1 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 6.2 \text{ cm}$	Vérfié
Cas de charge décisif: 23 COMB9 ELS (1+2+3+4+5+6+7+8+9+10)*1.00	

Profil correct !!!

- Vérification des pannes :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:**

PIECE: 290 Poutre_290
5.000 m

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 17 COMB2 ELU (1+2)*1.00+6*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 140

h=14.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=7.3 cm	Ay=11.2 cm ²	Az=7.6 cm ²	Ax=16.4 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=541.2 cm ⁴	Iz=44.9 cm ⁴	Ix=2.5 cm ⁴
tf=0.7 cm	Wply=88.3 cm ³	Wplz=19.2 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 180.705 daN	My,Ed = 4.25513 kN*m	Mz,Ed = -0.27723 kN*m	Vy,Ed = 42.488 daN
Nc,Rd = 35100.455 daN	My,Ed,max = 4.25513 kN*m		Mz,Ed,max = -0.44234 kN*m
	Vy,T,Rd = 13643.681 daN		
Nb,Rd = 35100.455 daN	My,c,Rd = 18.87264 kN*m	Mz,c,Rd = 4.11250 kN*m	Vz,Ed = 345.322 daN
	MN,y,Rd = 18.87264 kN*m		MN,z,Rd = 4.11250 kN*m
	Vz,T,Rd = 9376.535 daN		
	Mb,Rd = 13.67831 kN*m		Tt,Ed = 0.00932 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 26.02395 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.69
Lcr,upp=5.000 m	Lam_LT = 0.89	fi,LT = 1.00	XLT,mod = 0.72

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

kyy = 1.00



en z:

kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.23 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.07 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.12 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.04 < 1.00$ (6.2.6-7)

$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.02 < 1.00$ (6.2.6)

$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.31 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.42 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.42 < 1.00$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPÈRE LOCAL):

uy = 0.1 cm < uy max = L/200.00 = 2.5 cm

Vérfié

Cas de charge décisif: 19 COMB4 ELS (1+2+6)*1.00

uz = 0.2 cm < uz max = L/200.00 = 2.5 cm

Vérfié

Cas de charge décisif: 18 COMB3 ELS (1+2+10)*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

- **Vérification des lisses :**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 388 Poutre_388
5.000 m

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 20 COMB5 ELU (1+3)*1.35+(5+7+8+9)*1.50

MATERIAU:

ACIER fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 180

h=18.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=7.0 cm	Ay=17.0 cm ²	Az=14.6 cm ²	Ax=27.9 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=1350.0 cm ⁴	Iz=114.0 cm ⁴	Ix=9.6 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wply=179.0 cm ³	Wplz=42.9 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -210.566 daN	My,Ed = -3.12770 kN*m	Mz,Ed = 3.44644 kN*m	Vy,Ed = -247.051 daN
Nt,Rd = 59604.545 daN	My,pl,Rd = 38.24091 kN*m		Mz,pl,Rd = 9.16500 kN*m
	Vy,T,Rd = 20967.462 daN		
	My,c,Rd = 38.24091 kN*m	Mz,c,Rd = 9.16500 kN*m	Vz,Ed = -341.852 daN
	MN,y,Rd = 38.24043 kN*m		MN,z,Rd = 9.16489 kN*m
	Vz,T,Rd = 17979.839 daN		
	Mb,Rd = 23.84876 kN*m		Tt,Ed = 0.00325 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 78.91680 kN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.62
Lcr,low=5.000 m	Lam_LT = 0.73	fi,LT = 0.97	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.3.(1))

$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.08 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))

$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.38 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.46 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.6-7)

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_y,Ed/M_b,Rd = 0.13 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.3 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 2.5 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 21 COMB6 ELS (1+3+5+7+8+9)*1.00

$$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 2.5 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 21 COMB6 ELS (1+3+5+7+8+9)*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

- **Vérification des poutres principale :**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 453 Poutre_453

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 6.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 31 COMB17 ELU (1+4)*1.35+11*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=18.0 cm	Ay=56.0 cm ²	Az=42.7 cm ²	Ax=84.5 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=23128.4 cm ⁴	Iz=1317.8 cm ⁴	Ix=51.3 cm ⁴
tf=1.4 cm	Wply=1307.2 cm ³	Wplz=229.0 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -720.089 daN	My,Ed = -159.69637 kN*m	Mz,Ed = 0.02738 kN*m
	Vy,Ed = 62.234 daN	
Nt,Rd = 180437.273 daN	My,pl,Rd = 279.25477 kN*m	Mz,pl,Rd = 48.92273
kN*m	Vy,T,Rd = 68493.340 daN	
	My,c,Rd = 279.25477 kN*m	Mz,c,Rd = 48.92273 kN*m
	Vz,Ed = -13076.858 daN	
	MN,y,Rd = 279.25477 kN*m	MN,z,Rd = 48.92273
kN*m	Vz,T,Rd = 52379.287 daN	
	Mb,Rd = 178.84980 kN*m	Tt,Ed = -0.09659 kN*m
		Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 298.96048 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.61
----------	----------------------	-------------	------------

Lcr,low=6.000 m

Lam_LT = 1.01

fi,LT = 1.13

XLT,mod = 0.64

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.57 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.33 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.25 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\tau_{xy}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\tau_{xz}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.89 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPÈRE LOCAL):**

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$$

Vérifié

$$\text{Cas de charge décisif: } 32 \text{ COMB18 ELS } (1+4+11) \cdot 1.00$$

$$u_z = 0.3 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$$

Vérifié

$$\text{Cas de charge décisif: } 32 \text{ COMB18 ELS } (1+4+11) \cdot 1.00$$

**Déplacements (REPÈRE GLOBAL):** Non analysé**Profil correct !!!**

- Vérification des poutres secondaire :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 462 Poutre_462**POINT:** 1**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

0.000 m

CHARGEMENTS:*Cas de charge décisif:* 31 COMB17 ELU (1+4)*1.35+11*1.50**MATERIAU:**ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 180**

h=18.0 cm

gM0=1.10

gM1=1.10

b=9.1 cm

Ay=16.2 cm²Az=11.3 cm²Ax=23.9 cm²

tw=0.5 cm

Iy=1317.0 cm⁴Iz=100.8 cm⁴Ix=4.8 cm⁴

tf=0.8 cm

Wply=166.4 cm³Wplz=34.6 cm³**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 175.998 daN	My,Ed = -25.57958 kN*m	Mz,Ed = -0.12900 kN*m	Vy,Ed = -5.166 daN
Nc,Rd = 51165.909 daN	My,Ed,max = -25.57958 kN*m		Mz,Ed,max = 0.12929
kN*m	Vy,T,Rd = 19995.369 daN		
Nb,Rd = 51165.909 daN	My,c,Rd = 35.55123 kN*m	Mz,c,Rd = 7.39182 kN*m	Vz,Ed = 2747.769 daN
	MN,y,Rd = 35.55123 kN*m		MN,z,Rd = 7.39182 kN*m
	Vz,T,Rd = 13880.563 daN		
	Mb,Rd = 27.29094 kN*m		Tt,Ed = 0.00009 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 0.00	Mcr = 58.13929 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.73
Lcr,low=5.000 m	Lam_LT = 0.82	fi,LT = 0.93	XLT,mod = 0.77

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

kyy = 1.00



en z:

kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.72 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.54 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.20 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.94 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.96 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.96 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):**

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 2.5 cm	Vérfié
Cas de charge décisif: 32 COMB18 ELS (1+4+11)*1.00	
uz = 0.6 cm < uz max = L/200.00 = 2.5 cm	Vérfié
Cas de charge décisif: 32 COMB18 ELS (1+4+11)*1.00	
u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/200.00 = 2.5 cm	Vérfié
Cas de charge décisif: 1*11	
u inst,z = 0.2 cm < u inst,max,z = L/200.00 = 2.5 cm	Vérfié
Cas de charge décisif: 1*11	

**Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé****Profil correct !!!**

- Vérification des solives :

CALCUL DES STRUCTURES ACIERNORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 480 Poutre_480
0.000 m**POINT:** 1**COORDONNEE:** x = 0.00 L =**CHARGEMENTS:***Cas de charge décisif:* 31 COMB17 ELU (1+4)*1.35+11*1.50**MATERIAU:**ACIER $f_y = 235.00$ MPa**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 200**

h=20.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=10.0 cm	Ay=19.6 cm ²	Az=14.0 cm ²	Ax=28.5 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=1943.2 cm ⁴	Iz=142.4 cm ⁴	Ix=7.0 cm ⁴
tf=0.9 cm	Wply=220.6 cm ³	Wplz=44.6 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -9.529 daN	My,Ed = -33.07951 kN*m	Mz,Ed = -0.03350 kN*m	Vy,Ed = -1.350 daN
Nt,Rd = 60843.636 daN	My,pl,Rd = 47.13673 kN*m		Mz,pl,Rd = 9.53032 kN*m
	Vy,T,Rd = 24138.309 daN		
	My,c,Rd = 47.13673 kN*m	Mz,c,Rd = 9.53032 kN*m	Vz,Ed = 3246.496 daN
	MN,y,Rd = 47.13673 kN*m		MN,z,Rd = 9.53032 kN*m
	Vz,T,Rd = 17259.641 daN		
	Mb,Rd = 34.16819 kN*m		Tt,Ed = 0.00077 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 0.00	Mcr = 65.56471 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.69
Lcr,low=5.000 m	Lam_LT = 0.89	fi,LT = 1.00	XLT,mod = 0.72

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))
$My,Ed/MN,y,Rd = 0.70 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
$Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.50 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.19 < 1.00$ (6.2.6-7)
$\tau_{u,ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
$\tau_{u,tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$My,Ed/Mb,Rd = 0.97 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPÈRE LOCAL):**

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 2.5 cm	Vérifié
<i>Cas de charge décisif:</i> 32 COMB18 ELS (1+4+11)*1.00	
uz = 0.7 cm < uz max = L/200.00 = 2.5 cm	Vérifié
<i>Cas de charge décisif:</i> 32 COMB18 ELS (1+4+11)*1.00	
u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/200.00 = 2.5 cm	Vérifié

Cas de charge décisif: 1*11

$u_{\text{inst},z} = 0.2 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = L/200.00 = 2.5 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 1*11



Déplacements (REPÈRE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

CHAPITRE X :

Calcul des assemblages.

X.1.Introduction :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions. La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

X.1.1. Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

a) Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il offre sur site. Dans notre cas, le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance.

Tableau X.1 : Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$F_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$F_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

b) Le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

c) Avantages des boulons HR :

- ✓ Déformation très réduite par rapport aux autres types d'assemblages boulonne
- ✓ Capacité à supporter des charges alternées
- ✓ Meilleur comportement en fatigue

Le boulon HR peut travailler en pression diamétrale s'il perd sa précontrainte

X.2.Assemblage de rive (Poteau-Traverse):

- L'assemblage poteau - traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.

- L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

X.2.1.Calcul de la hauteur comprimée :

$$M_{y,sd} = 12187.76 \text{ daN.m} = 121.88 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 2334.80 \text{ daN} = 23.35 \text{ kN}$$

$$V_{z,sd} = 3793.02 \text{ daN} = 37.93 \text{ KN}$$

- Calcul de la hauteur de la partie comprimée :

$$X = t_{fb} \sqrt{\frac{b}{tw}}$$

Poutre IPE 400 :

$$t_f = 14.6 \text{ mm}$$

$$t_w = 15 \text{ mm}$$

$$b = 224 \text{ mm}$$

$$X = 14.6 \sqrt{\frac{224}{15}}$$

$$x = 56.42 \text{ mm}$$

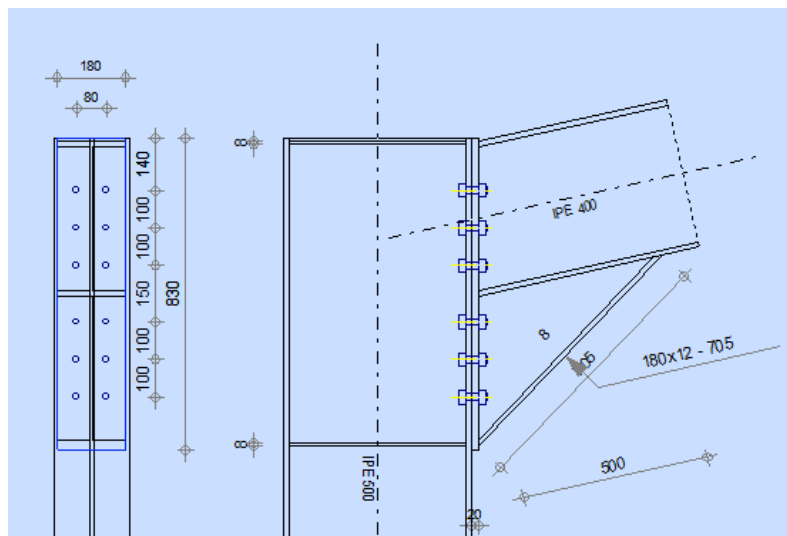


Figure X.1 : poteaux et traverse

$$d_1 = 686 \text{ mm} \quad ; \quad d_2 = 586 \text{ mm} \quad ; \quad d_3 = 486 \text{ mm}$$

$$d_4 = 336 \text{ mm} \quad ; \quad d_5 = 236 \text{ mm} \quad ; \quad d_6 = 136 \text{ mm}$$

X.2.2. Calcul du moment résistant :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} \quad \text{d'où :} \quad N_1 = \frac{MRd * d_1}{\sum d_i^2}$$

- ✓ N_1 : L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.
- ✓ d_1 : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

X.2.3. calcul l'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons :

Selon l'article 6-5-8-2 de l'Eurocode 03, on a :

Boulon de diamètre 18 mm :

$$A_s = 192 \text{ mm}^2 ; f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 192 = 134,4 \text{ KN pour un boulon.}$$

X.2.4. Vérification a la résistant de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n \cdot F_p \sum d_i^2}{d_1}$$

n : Nombre de boulons dans une rangée horizontale.

$$\sum d_i^2 = (136^2 + 236^2 + 336^2 + 486^2 + 586^2 + 686^2) = 1237276 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \cdot 134,4 \cdot 1237276}{686} * 10^{-3}$$

$$= 484,81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

On a :

$$M_{sd} = 121,88 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_{Rd} = 484,81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

vérifiée

X.2.5. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Par boulon :

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{37,93}{12} = 3,16 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} < V_{Rd} = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{M2}}$$

$K_s = 1$ trou normal

$m = 1$ un plan de frottement

$\mu = 0.3$ coefficient de frottement

F_p précontrainte de calcul

$$V_{Rd} = \frac{K_s * m * \mu * F_p}{\gamma M_2}$$

$$= \frac{1 * 1 * 0.3 * 134.4}{1.25} = 32.26 \text{ kn}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = 3.16 \text{ kN} < V_{Rd} = 32.26 \text{ kn}$$

Condition vérifiée

X.2.6. Vérification a la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

$$F_v \leq F_t.Rd$$

Ou :

F_v : résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_t.Rd$: épaisseur de l'âme du poteau

Avec :

$$F_t.Rd = T_{wc} * b_{eff} * \frac{f_y}{\gamma M_0}$$

Ou :

$F_t.Rd$: résistance de l'âme du poteau a la traction. T_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau.

b_{eff} : P : entraxe rangées des boulons $P = 80\text{mm}$

$$F_t.Rd = 8 \times 1,02 \times 23.5 / 1.1 = 174.33 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f}$$

$$= \frac{121.88}{0.50 - 0.135} = 333.918 \text{ KN}$$

$$F_v = 333.918 > F_t.Rd = 174.33 \text{ KN}$$

Condition non vérifier

D'où la nécessité de raidissage : (raidisseur d'épaisseur de 10 mm)

X.2.7.Vérification a la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

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

$$F_{c,Rd} = \frac{K_{cp} * b_{eff} * t_{wc} * f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{1 + 1.3 * \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2}}$$

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

Avec :

λ_P : Elancement réduit de la partie efficace de l'âme.

$t_p = 10$ mm: Épaisseur de la platine d'extrémité.

$t_{fb} = 16$ mm : Épaisseur de la semelle de la poutre.

$t_{fc} = 16$ mm: Épaisseur de la semelle du poteau.

$r_c = 21.0$ mm : Rayon de raccordement âme-semelle du poteau.

$ap = 8$ mm Épaisseur estimée pour la gorge de soudure.

$h = 500$: Hauteur de la section du profilé.

$t_{wc} = 10.2$ mm: Épaisseur de l'âme du poteau.

$$b_{eff} = 165 + 2 * 8\sqrt{2} + 5(16 + 21.0) + 2 * 10$$

$$= 392.63 \text{ mm}$$

Avec :

$$\begin{aligned} \sigma_{csd} &= \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} * Z_{max}}{I_y} \\ &= \frac{37.93}{116} + \frac{121.88 * 10^2 * 21}{48200} = 5.637 \text{ KN/cm} \end{aligned}$$

$$\sigma_{csd} = 5.637 \text{ KN/cm}^2 < 0.7f_y = 19.25 \text{ KN/cm}^2 \text{ Alor } K_c = 1$$

Cndition vérifier.

$$b_{eff} = 165 + 2 * 8\sqrt{2} + 5(16 + 21.0) + 2 * 10$$

$$= 392.63 \text{ mm}$$

$$\lambda_P = 0.932 * \sqrt{\frac{39.263 * d_w * f_y}{E * t_w^2}}$$

avec :

d_{wc} : est la hauteur utile du poteau IPE 500

$$d_{wc} = (h - 2(t_{fc} + r_c))$$

$$= (500 - 2(42.6 + 21)) = 372.8 \text{ mm}$$

$$\lambda_P = 0.932 * \sqrt{\frac{39.263 * 37.28 * 23.5}{2.1 * 10^4 * 1.02^2}}$$

$$= 1.17$$

$$\lambda_P = 1.17 > 0.72$$

$$\sigma = (\lambda_P - 0.2) / \lambda_P^2 = 0.708$$

$$F_{c,Rd} = \frac{1 * 0.708 * 1.02 * 23.5 * 39.263}{1.1 * \sqrt{1 + 1.3 * \left(\frac{39.263}{50}\right)^2}} = 451.29 \text{ KN}$$

$N_{sd} = \sum N_i$: la somme des efforts dans les boulons tendus

$$N_1 = \frac{121.88 * 686 * 10^{-3}}{1237276 * 10^{-6}} = 6.758 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{121.88 * 586 * 10^{-3}}{1237276 * 10^{-6}} = 5.77 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{121.88 * 486 * 10^{-3}}{1237276 * 10^{-6}} = 4.79 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{121.88 * 336 * 10^{-3}}{1237276 * 10^{-6}} = 3.31 \text{ KN}$$

$$N_5 = \frac{121.88 * 236 * 10^{-3}}{1237276 * 10^{-6}} = 2.32 \text{ KN}$$

$$N_6 = \frac{121.88 * 136 * 10^{-3}}{1237276 * 10^{-6}} = 1.34 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 23.35 \text{ KN} < F_{c,Rd} = 451.29 \text{ KN}$$

X.2.8. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = \frac{0.58 f_y . h . t_w}{\gamma_{M0}} = \frac{0.58 * 23.5 * 50 * 1.02}{1.1} = 631.94 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = 333.918 \text{ KN}$$

$$F_v = 333.918 \text{ KN} < V_{Rd} = 631.94 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio
0,64**GENERAL**

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 107
 Barres de la structure: 65, 66

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé: IPE 500
 Barre N°: 65
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 500$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 200$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 16$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 21$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 115,5$ [cm²] Aire de la section du poteau

Profilé: IPE 500
 $I_{xc} = 48198,5$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 400
 Barre N°: 66
 $\alpha = 12,5$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 400$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 180$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 84,5$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 23128,4$ [cm⁴] 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

$d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 10.9 Classe du boulon
 $F_{IRd} = 13824,000$ [daN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 140$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 80$ [mm]
 Entraxe $p_i = 100; 100; 150; 100; 100$ [mm]

PLATINE

$h_p = 830$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 180$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

 $f_{yp} = 235,00$ [MPa] Résistance**JARRET INFERIEUR** $w_d = 180$ [mm] Largeur de la platine $t_{fd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile $h_d = 400$ [mm] Hauteur de la platine $t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme $l_d = 500$ [mm] Longueur de la platine $\alpha = 46,2$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

 $f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance**RAIDISSEUR POTEAU****Supérieur** $h_{su} = 468$ [mm] Hauteur du raidisseur $b_{su} = 95$ [mm] Largeur du raidisseur $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance**Inférieur** $h_{sd} = 468$ [mm] Hauteur du raidisseur $b_{sd} = 95$ [mm] Largeur du raidisseur $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance**SOUDURES D'ANGLE** $a_w = 7$ [mm] Soudure âme $a_f = 10$ [mm] Soudure semelle $a_s = 7$ [mm] Soudure du raidisseur $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale**COEFFICIENTS DE MATERIAU** $\gamma_{M0} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel

[2.2]

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,10	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: 17: COMB1 13*1.35+10*1.50

$M_{b1,Ed} =$	149,62918	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	5950,706	[daN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-2046,701	[daN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	-149,80635	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	-2015,459	[daN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-6550,534	[daN]	Effort axial dans le poteau inférieur

RESULTATS**RESISTANCES DE LA POUTRE****COMPRESSION**

$A_b =$	84,5	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{cb,Rd} =$	180437,273	[daN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	74,7	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	92126,129	[daN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,06 < 1,00$ vérifié (0,06)				

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	1307,2	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	279,25477	[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

$$W_{pl} = 3038,7 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 649,17059 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

AILE ET AME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 649,17059 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 794 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 81741,123 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$\beta = 12,5 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$\gamma = 46,2 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle d'inclinaison du renfort}$$

$$b_{eff,c,wb} = 222 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$A_{vb} = 42,7 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,89 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\sigma_{com,Ed} = 109,49 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 45492,602 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Flambement:

$$d_{wb} = 331 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\lambda_p = 0,98 \quad \text{Elancement de plaque} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\rho = 0,81 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 36843,615 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0,8 \cdot \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 57681,818 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 36843,615 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'ÂME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 149,62918$ [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} = 0,00000$ [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} = -2015,459$ [daN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = 0,000$ [daN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z = 621$ [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$		
$V_{wp,Ed} = 25094,283$ [daN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} = 59,9$ [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 59,9$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 802$ [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 3,0080$ [kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 0,7520$ [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 0,7520$ [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$		
$V_{wp,Rd} = 67401,075$ [daN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,37 < 1,00$	vérifié (0,37)

ÂME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 10$ [mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 271$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 59,9$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,89$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 71,87$ [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)]
$A_s = 15,2$ [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$		
$F_{c,wc,Rd1} = 84635,572$ [daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:		
$d_{wc} = 426$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$$d_{wc} = 426 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1,04 \text{ Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,78 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 7,19 \text{ Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \text{ Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 73041,239 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 73041,239 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 10 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 267 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 59,9 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,89 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 71,87 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \text{ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 15,2 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 84104,554 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 426 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1,03 \text{ Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,78 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 7,19 \text{ Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \text{ Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 72827,506 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 72827,506 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES 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	18	-	60	-	100	114	144	114	144	157	121	121	121
2	18	-	60	-	100	114	147	114	147	200	100	100	100
3	18	-	60	-	125	114	147	114	147	250	125	125	125
4	18	-	60	-	125	114	147	114	147	250	125	125	125
5	18	-	60	-	100	114	147	114	147	200	100	100	100
6	18	-	60	-	100	114	144	114	144	157	121	121	121

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	28	-	50	-	100	175	173	173	173	187	137	137	137
2	28	-	50	-	100	175	174	174	174	200	100	100	100
3	28	-	50	-	125	175	174	174	174	250	125	125	125
4	28	-	50	-	125	175	174	174	174	250	125	125	125
5	28	-	50	-	100	175	174	174	174	200	100	100	100
6	28	-	50	-	100	175	174	174	174	187	137	137	137

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

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 73687,229 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 13824,000 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 23777,584 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$F_{t,fc,Rd}$ – 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 fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	24198,453	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 25047,296$	25047,296	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 24198,453$	24198,453	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 27209,466$	27209,466	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 31848,451$	31848,451	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 47555,168$	47555,168	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 67401,075$	67401,075	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 73041,239$	73041,239	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 81741,123$	81741,123	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 36843,615$	36843,615	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	12645,161	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 25257,409$	25257,409	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 24198,453$	24198,453	Ame du poteau - traction

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(2)} = 27228,283$	27228,283	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 31899,026$	31899,026	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 47555,168$	47555,168	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 67401,075 - 24198,453$	43202,621	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 73041,239 - 24198,453$	48842,786	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 81741,123 - 24198,453$	57542,670	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 36843,615 - 24198,453$	12645,161	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 45530,582 - 24198,453$	21332,129	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 44180,149 - 24198,453$	19981,696	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 46888,901 - 24198,453$	22690,447	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 43458,029 - 24198,453$	19259,576	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	0,000	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 25257,409$	25257,409	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 24198,453$	24198,453	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 27228,283$	27228,283	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 31899,026$	31899,026	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 47555,168$	47555,168	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 67401,075 - 36843,615$	30557,460	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 73041,239 - 36843,615$	36197,625	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 81741,123 - 36843,615$	44897,508	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 36843,615 - 36843,615$	0,000	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 45827,986 - 12645,161$	33182,825	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 44926,207 - 12645,161$	32281,046	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 69283,908 - 36843,615$	32440,293	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 62523,291 - 36843,615$	25679,676	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 46100,364 - 12645,161$	33455,203	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 41338,636 - 12645,161$	28693,475	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 70793,547 - 36843,615$	33949,933	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 66423,938 - 36843,615$	29580,323	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

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	671	24198,453	25047,296	24198,453	27209,466	31848,451	27648,000	47555,168
2	571	12645,161	25257,409	24198,453	27228,283	31899,026	27648,000	47555,168
3	471	-	25257,409	24198,453	27228,283	31899,026	27648,000	47555,168
4	321	-	25257,409	24198,453	27228,283	31899,026	27648,000	47555,168
5	221	-	25257,409	24198,453	27228,283	31899,026	27648,000	47555,168
6	121	-	25047,296	24198,453	27228,283	31899,026	27648,000	47555,168

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 234,65456 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,64 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,64)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,92 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 11264,495 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 13824,000 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 21024,000 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 21024,000 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	27648,000	-341,117	24198,453	15430,320	15089,203	13746,528
2	27648,000	-341,117	12645,161	8063,279	7722,162	18034,412
3	27648,000	-341,117	0,000	0,000	-341,117	22528,989
4	27648,000	-341,117	0,000	0,000	-341,117	22528,989
5	27648,000	-341,117	0,000	0,000	-341,117	22528,989
6	27648,000	-341,117	0,000	0,000	-341,117	22528,989

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{ij,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{ij,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{ij,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{ij,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{ij,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed} = F_{ij,Ed,N} + F_{ij,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{ij,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 121896,897 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,05 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 194,5 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 93,5 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 101,0 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 153421,8 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 29,08 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad \text{[4.5.3.2(6)]}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -27,50 \text{ [MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\tau_{||} = 5,89 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad \text{[4.5.3.2(7)]}$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 58,16 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 55,93 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 29,08 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{head} = 13 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{nut} = 18 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$L_b = 60 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$k_{10} = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad \text{[6.3.2.(1)]}$$

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
					Somme	28,5	1398,9

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
1	671	2	71	46	1	8,3	559,0
2	571	2	62	34	1	6,4	364,6
3	471	2	71	42	1	5,8	274,8
4	321	2	71	42	1	4,0	127,7
5	221	2	62	34	1	2,5	54,7
6	121	2	71	46	1	1,5	18,2

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 491 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 6 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 59,9 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 491 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 130431,21575 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 130431,21575 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 131702,92802 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 2634,05856 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \quad \text{SEMI-RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

REMARQUES

Pince du boulon trop grande.

$$140 \text{ [mm]} > 120 \text{ [mm]}$$

Angle entre l'aile de la contreplaque et l'aile de la poutre dépasse 45 degrés

$$46,2 \text{ [Deg]} > 45,0 \text{ [Deg]}$$

REMARQUES

Pince du boulon trop grande.	$140 \text{ [mm]} > 120 \text{ [mm]}$
Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre	$8 \text{ [mm]} < 9 \text{ [mm]}$
Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre	$12 \text{ [mm]} < 14 \text{ [mm]}$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,64

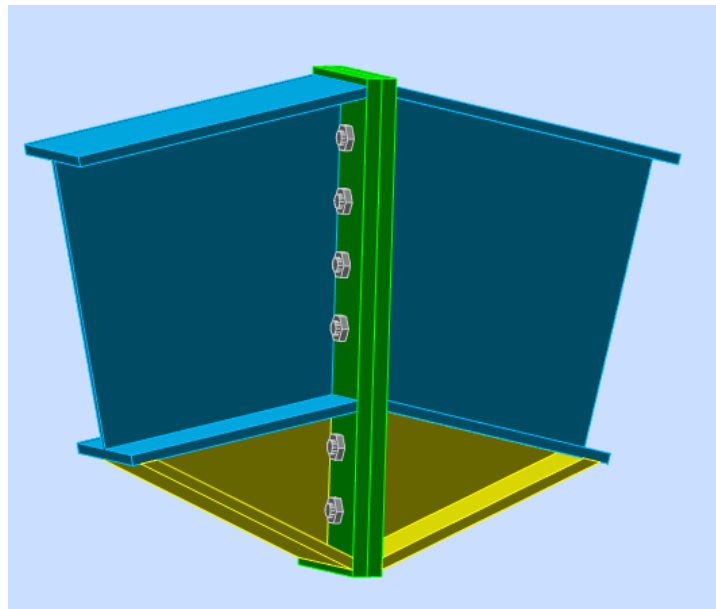
X.3.Calcul de l'assemblage du faitage :

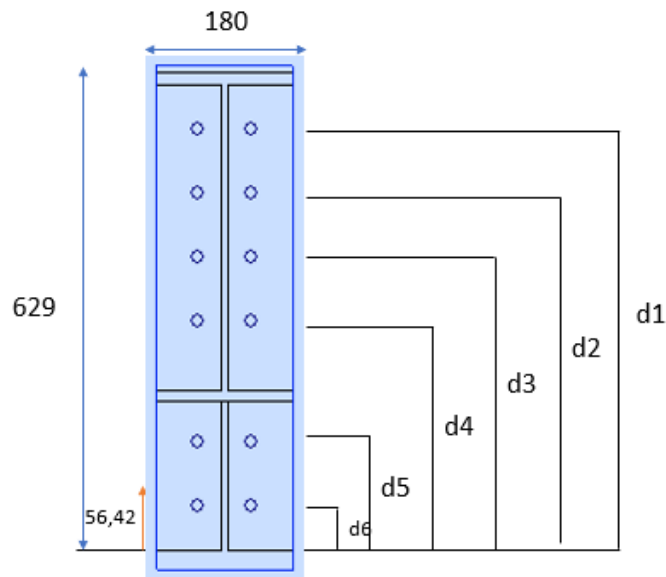
Figure X.2 : l'assemblage de traverse traverse.

L'assemblage est sollicité par les efforts suivants :

$$M_{sd} = 115.1 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 36.02 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 38.68 \text{ KN}$$

X.3.1. Le moment résistant de l'effectif de l'assemblage :

FigureX.3 : Disposition des boulons

$$d1 = 543.25 \text{ mm} \quad ; \quad d2 = 463.25 \text{ mm} \quad ; \quad d3 = 383.25 \text{ mm}$$

$$d4 = 233.25 \text{ mm} \quad ; \quad d5 = 153.25 \text{ mm} \quad ; \quad d6 = 73 \text{ mm}$$

$$\sum di^2 = 73^2 + 153.25^2 + 233.25^2 + 383.25^2 + 463.25^2 + 543.25^2 = 739821.81 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \sum di^2}{d1} = \frac{2 \cdot 134.4 \cdot 739821.81}{543.25} \cdot 10^{-3}$$

$$= 366.06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

On a :

$$M \cdot sd = 115.1 \text{ kN} \cdot \text{m} < MRd = 366.06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

X.3.2. L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons :

Selon l'article 6-5-8-2 de l'Eurocode 03, on a :

Boulon de diamètre 18 mm :

$$A_s = 192 \text{ mm}^2 ; F_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 192 = 134.4 \text{ KN} \quad \text{pour un boulon.}$$

X.3.3. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :


$$\text{Par boulon : } F_{v, sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{36.02}{12} = 3$$

$$F_{v, Rd} = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{M2}}$$

$$= \frac{1 \cdot 1 \cdot 0.3 \cdot 134.4}{1.25} = 32.26 \text{ kn}$$

$F_{v.sd} = 3 \text{ KN} < F_{v.Rd} = 32.26 \text{ KN}$.


Condition vérifié.




Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,30



GENERAL

Assemblage N°: 3
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
 Noeud de la structure: 108
 Barres de la structure: 66, 67

GEOMETRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé: IPE 400
 Barre N°: 66
 $\alpha = -167,5$ [Deg] Angle d'inclinaison

$\alpha =$	-167,5	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{bl} =$	400	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbl} =$	180	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbl} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{bl} =$	84,5	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	23128,4	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER			
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

DROITE**POUTRE**

Profilé:	YPE 400
Barre N°:	67

$\alpha =$	-12,5	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	400	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	180	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	84,5	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	23128,4	[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

$d =$	18	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{TRd} =$	13824,000	[daN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	6		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	79	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 70$ [mm]

Entraxe $p_i = 80; 80; 80; 150; 80$ [mm]

PLATINE

$h_{pr} = 629$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_{pr} = 180$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{pr} = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: ACIER
 $f_{ypr} = 235,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_{rd} = 180$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{rd} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_{rd} = 200$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wrd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_{rd} = 300$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha_d = 24,7$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: ACIER
 $f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 7$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 10$ [mm] Soudure semelle
 $a_{rd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,10$ 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: 17: COMB1 13*1.35+10*1.50

$M_{b1,Ed} = -82,73785$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$M_{b1,Ed} = -82,73785$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = -142,502$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -2439,228$ [daN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 84,5$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{cb,Rd} = 180437,273$ [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 58,7$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 72391,247$ [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,00 < 1,00$ **vérifié** (0,00)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1307,2$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 279,25477$ [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

$W_{pl} = 2025,4$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 432,70797$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 432,70797$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 595$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 72707,444$ [daN] 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:

$\beta = 12,5$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 24,7$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

- $\beta = 12,5$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre
- $b_{\text{eff,c,wb}} = 224$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]
- $A_{\text{vb}} = 42,7$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
- $\omega = 0,89$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]
- $\sigma_{\text{com,Ed}} = 0,00$ [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)]
- $F_{\text{c,wb,Rd1}} = [\omega k_{\text{wc}} b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M0}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$
- $F_{\text{c,wb,Rd1}} = 54874,882$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]
- Flambement:
- $d_{\text{wb}} = 331$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]
- $\lambda_{\text{p}} = 0,99$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]
- $\rho = 0,81$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]
- $F_{\text{c,wb,Rd2}} = [\omega k_{\text{wc}} \rho b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M1}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$
- $F_{\text{c,wb,Rd2}} = 44333,855$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]
- Résistance de l'aile du renfort
- $F_{\text{c,wb,Rd3}} = b_{\text{b}} t_{\text{b}} f_{\text{yb}} / (0.8 \cdot \gamma_{\text{M0}})$
- $F_{\text{c,wb,Rd3}} = 67295,455$ [daN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]
- Résistance finale:
- $F_{\text{c,wb,Rd,low}} = \text{Min} (F_{\text{c,wb,Rd1}}, F_{\text{c,wb,Rd2}}, F_{\text{c,wb,Rd3}})$
- $F_{\text{c,wb,Rd,low}} = 44333,855$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

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	23	-	55	-	80	143	160	143	160	152	120	120	120
2	23	-	55	-	115	143	160	143	160	230	115	115	115
3	23	-	55	-	115	143	160	143	160	230	115	115	115
4	23	-	55	-	80	143	160	143	160	160	80	80	80
5	23	-	55	-	80	143	160	143	160	160	80	80	80
6	23	-	55	-	80	143	160	143	160	152	120	120	120

- 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

- m – Distance du boulon de l'âme
- 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

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low})$$

$$N_{j,Rd} = 88667,710 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 13824,000 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 29721,980 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

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

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F _{t1,Rd,comp} - Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	26297,528	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,ep,Rd(1)} = 27648,000	27648,000	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(1)} = 26297,528	26297,528	Âme de la poutre - traction

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$B_{p,Rd} = 59443,960$	59443,960	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 72707,444$	72707,444	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	16856,584	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 27648,000$	27648,000	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 26297,528$	26297,528	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 59443,960$	59443,960	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 72707,444 - 26297,528$	46409,916	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 50299,869 - 26297,528$	24002,341	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 43154,112 - 26297,528$	16856,584	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	21128,636	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 27648,000$	27648,000	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 26297,528$	26297,528	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 59443,960$	59443,960	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 72707,444 - 43154,112$	29553,332	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 49892,956 - 16856,584$	33036,372	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 42257,273 - 16856,584$	25400,689	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 75246,347 - 43154,112$	32092,235	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 64282,748 - 43154,112$	21128,636	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 14938,205 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 11268,323 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	18285,010	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 27648,000$	27648,000	Platine d'about - traction

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(4)} = 26297,528$	26297,528	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 59443,960$	59443,960	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 72707,444 - 54422,434$	18285,010	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 46975,332 - 11268,323$	35707,009	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 35826,818 - 11268,323$	24558,495	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 71921,810 - 28124,907$	43796,903	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 56955,455 - 28124,907$	28830,548	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 97275,201 - 54422,434$	42852,767	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 78980,930 - 54422,434$	24558,495	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 10987,137 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 8287,917 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	9997,093	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 27648,000$	27648,000	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 26297,528$	26297,528	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 59443,960$	59443,960	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 72707,444 - 62710,351$	9997,093	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 44057,708 - 8287,917$	35769,791	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 29396,364 - 8287,917$	21108,447	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 69004,186 - 19556,240$	49447,946	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 50525,000 - 19556,240$	30968,760	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 93950,664 - 36412,824$	57537,840	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 71653,636 - 36412,824$	35240,813	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 119304,055 - 62710,351$	56593,704	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 93679,112 - 62710,351$	30968,760	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$F_{t5,Rd} = 7036,068$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$F_{t5,Rd} = 5307,511$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	4689,582	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 27648,000$	27648,000	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 26297,528$	26297,528	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 59443,960$	59443,960	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 72707,444 - 68017,862$	4689,582	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 47386,784 - 5307,511$	42079,273	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 36733,661 - 5307,511$	31426,150	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 69415,638 - 13595,428$	55820,211	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 51431,843 - 13595,428$	37836,415	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 94362,116 - 24863,751$	69498,366	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 72560,479 - 24863,751$	47696,728	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 119308,594 - 41720,335$	77588,260	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 93689,115 - 41720,335$	51968,781	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 144661,985 - 68017,862$	76644,123	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 115714,590 - 68017,862$	47696,728	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$$

$F_{t6,Rd} = 3085,000$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$$F_{t6,Rd} = F_{t2,Rd} h_6/h_2$$

$F_{t6,Rd} = 2327,105$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]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	532	26297,528	-	-	27648,000	26297,528	27648,000	59443,960
2	452	16856,584	-	-	27648,000	26297,528	27648,000	59443,960
3	302	11268,323	-	-	27648,000	26297,528	27648,000	59443,960
4	222	8287,917	-	-	27648,000	26297,528	27648,000	59443,960
5	142	5307,511	-	-	27648,000	26297,528	27648,000	59443,960

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}
6	62	2327,105	-	-	27648,000	26297,528	27648,000	59443,960

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 277,83006 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,30 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,30)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,94 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 11535,928 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 13824,000 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 26280,000 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 26280,000 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	27648,000	-406,538	26297,528	7831,409	7424,871	18646,180
2	27648,000	-406,538	16856,584	5019,894	4613,356	20322,014
3	27648,000	-406,538	11268,323	3355,709	2949,171	21313,970
4	27648,000	-406,538	8287,917	2468,143	2061,605	21843,014
5	27648,000	-406,538	5307,511	1580,578	1174,040	22372,057
6	27648,000	-406,538	2327,105	693,012	286,474	22901,100

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{tj,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 127398,335 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 21 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 638661,33836 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \text{ Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 638661,33836 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 131702,92802 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 2634,05856 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:


AILE ET AME DE LA POUTRE EN COMPRESSION

REMARQUES

Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre $8 \text{ [mm]} < 9 \text{ [mm]}$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme


Ratio 0,30




Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Calcul de l'Encastrement Poutre P-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,54



GENERAL

Assemblage N°: 10

Nom de l'assemblage : Poutre P - poteau

Noeud de la structure: 609

Barres de la structure: 97, 452

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: IPE 500

Barre N°: 97

$\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 500$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 200$ [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 16$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 21$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

Profilé: IPE 500
 $A_c = 115,5$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 48198,5$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 360
 Barre N°: 452
 $\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 360$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 170$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 72,7$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 16265,6$ [cm⁴] 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

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 17640,000$ [daN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 4$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 70$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 70$ [mm]
 Entraxe $p_i = 80; 80; 80$ [mm]

PLATINE

$h_p = 380$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 170$ [mm] Largeur de la platine

PLATINE

$h_p = 380$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: ACIER
 $f_{yp} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU**Supérieur**

$h_{su} = 468$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 95$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: ACIER
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 468$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 95$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: ACIER
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 6$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 9$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 6$ [mm] Soudure du raidisseur

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,10$ 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: 22: COMB8 poteau ELU $(1+2+3+4) * 1.35 + 10 * 0.75 + (5+6+7+8+9) * 0.90 + 11 * 1.50$

$M_{b1,Ed} = 58,06978$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} = 4997,151$	[daN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} = 102,988$	[daN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} = 34,25308$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} = -1476,177$	[daN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} = -7577,304$	[daN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} = -23,81717$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} = 1443,175$	[daN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} = -1708,026$	[daN]	Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

TRACTION

$A_b = 72,7$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]

$$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{tb,Rd} = 155377,727$ [daN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 35,1$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 43340,26$ [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,12 < 1,00$ **vérifié** (0,12)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1019,1$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 217,7275$ [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

$W_{pl} = 1019,1$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 217,72750$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 217,72750$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 347$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 62691,477$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 58,06978$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0,00000$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = 1476,177$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = 1443,175$ [daN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$Z = 254$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / Z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed} = 24353,339$ [daN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs} = 59,9$ [cm²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vc} = 59,9$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$d_s = 352$ [m] Distance entre les centres de gravités des raidisseurs [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,fc,Rd} = 3,00$ [kN] Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,stu,Rd} = 0,75$ [kN] Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,sti,Rd} = 0,75$ [kN] Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$

$V_{wp,Rd} = 68599,499$ [daN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,36 < 1,00$ **vérifié** (0,36)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression
diamétrale:

$t_{wc} =$	10	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	263	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	59,9	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,89		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	21,70	[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)]
$A_s =$	15,2	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 83498,562 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$d_{wc} =$	426	[m m]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	1,0 2		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,7 9		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	7,1 9		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,0 0		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 72580,314 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 72580,314 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES 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	13	-	65	-	80	82	105	82	105	121	78	78	78
2	13	-	65	-	80	82	134	82	134	160	80	80	80
3	13	-	65	-	80	82	134	82	134	160	80	80	80
4	13	-	65	-	80	82	105	82	105	121	78	78	78

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	24	-	50	-	80	152	165	152	165	156	125	125	125
2	24	-	50	-	80	152	159	152	159	160	80	80	80
3	24	-	50	-	80	152	159	152	159	160	80	80	80
4	24	-	50	-	80	152	159	152	159	156	120	120	120

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

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

F_{t,Rd} = 17640,000 [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

B_{p,Rd} = 26419,538 [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

N_{j,Rd} = Min (N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})

N_{j,Rd} = 141120,000 [daN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]

N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} ≤ 1,0 0,00 < 1,00 **vérifié** (0,00)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

F_{t,Rd} = 17640,000 [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

B_{p,Rd} = 26419,538 [daN] 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

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	17711,099	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 29322,828$	29322,828	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 17711,099$	17711,099	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 32523,469$	32523,469	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 25999,899$	25999,899	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52839,075$	52839,075	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 68599,499$	68599,499	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 72580,314$	72580,314	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 62691,477$	62691,477	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	15198,533	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 31999,389$	31999,389	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 17711,099$	17711,099	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 32097,990$	32097,990	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 25999,899$	25999,899	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52839,075$	52839,075	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ii,Rd} = 68599,499 - 17711,099$	50888,400	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 72580,314 - 17711,099$	54869,216	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 62691,477 - 17711,099$	44980,378	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 53856,143 - 17711,099$	36145,044	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 32909,631 - 17711,099$	15198,533	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 55286,374 - 17711,099$	37575,275	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 35053,169 - 17711,099$	17342,070	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
---	-------------------------------	------------------

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	12146,922	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 31999,389$	31999,389	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 17711,099$	17711,099	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 32097,990$	32097,990	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 25999,899$	25999,899	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52839,075$	52839,075	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 68599,499 - 32909,631$	35689,868	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 72580,314 - 32909,631$	39670,683	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 62691,477 - 32909,631$	29781,846	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 54044,013 - 15198,533$	38845,480	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 33294,540 - 15198,533$	18096,007	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 80878,149 - 32909,631$	47968,518	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 47071,174 - 32909,631$	14161,543	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 51749,199 - 15198,533$	36550,666	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 27345,455 - 15198,533$	12146,922	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 81160,973 - 32909,631$	48251,342	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 48725,896 - 32909,631$	15816,265	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	13622,437	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 29322,828$	29322,828	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 17711,099$	17711,099	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 32097,990$	32097,990	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 25999,899$	25999,899	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52839,075$	52839,075	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 68599,499 - 45056,553$	23542,946	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 72580,314 - 45056,553$	27523,761	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 62691,477 - 45056,553$	17634,924	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 53856,143 - 12146,922$	41709,221	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 32909,631 - 12146,922$	20762,710	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 80878,149 - 27345,455$	53532,695	Aile du poteau - traction - groupe

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 47071,174 - 27345,455$	19725, 719	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 107712,286 - 45056,553$	62655, 733	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 58678,991 - 45056,553$	13622, 437	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 54860,895 - 12146,922$	42713, 973	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 34126,025 - 12146,922$	21979, 103	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 80735,494 - 27345,455$	53390, 040	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 47798,752 - 27345,455$	20453, 298	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 110147,268 - 45056,553$	65090, 715	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 69179,194 - 45056,553$	24122, 641	Ame de la poutre - traction - groupe

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	294	17711, 099	29322, 828	17711, 099	32523, 469	25999, 899	35280, 000	52839, 075
2	214	15198, 533	31999, 389	17711, 099	32097, 990	25999, 899	35280, 000	52839, 075
3	134	12146, 922	31999, 389	17711, 099	32097, 990	25999, 899	35280, 000	52839, 075
4	54	13622, 437	29322, 828	17711, 099	32097, 990	25999, 899	35280, 000	52839, 075

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd} = 108, 02311$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ $0, 54 < 1, 00$ vérifié (0, 54)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v = 0, 60$ Coefficient pour le calcul de F_{v,Rd} [Tableau 3.4]

F_{v,Rd} = 15079, 645 [daN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

F_{t,Rd,max} = 17640, 000 [daN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

F_{b,Rd,int} = 22475, 152 [daN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

F_{b,Rd,ext} = 23360, 000 [daN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	35280, 000	25, 747	17711, 099	9520, 922	9546, 669	24329, 990
2	35280, 000	25, 747	15198, 533	8170, 246	8195, 993	25154, 727
3	35280, 000	25, 747	12146, 922	6529, 798	6555, 545	26156, 403
4	35280, 000	25, 747	13622, 437	7322, 988	7348, 735	25672, 073

$F_{ij,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{ij,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{ij,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{ij,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{ij,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{ij,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{ij,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{ij,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed} = F_{ij,Ed,N} + F_{ij,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{ij,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd}))$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \text{ [Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 101313,193 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,05 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 89,1 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 53,3 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 35,8 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 19093,4 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 39,76 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(6)]}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 32,19 \text{ [MPa]} \text{ Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]}$$

$$\tau_{\parallel} = 13,95 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]}$$

$$\beta_w = 0,80 \text{ Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]}$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 79,52 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,22)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 68,76 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,19)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 39,76 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 4 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur de la plaquette [6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{head} = 14 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de la tête du boulon [6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{nut} = 20 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'écrou du boulon [6.2.6.3.(2)]}$$

$$L_b = 61 \text{ [mm]} \text{ Longueur du boulon [6.2.6.3.(2)]}$$

$$k_{10} = 6 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité des boulons [6.3.2.(1)]}$$

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
					Somme	6,9	150,4
1	294	1	128	63	1	2,9	84,6
2	214	1	131	41	1	2,1	45,3
3	134	1	131	41	1	1,3	17,7
4	54	1	128	61	1	0,5	2,8

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=3}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 219 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 3 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 59,9 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 219 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 10 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 24277,48366 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 24277,48366 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

**Classification
de
l'assemblage
par rigidité.**

$$S_{j,rig} = 142324,00000 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 2846,48000 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$



$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \quad \text{SEMI-RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE EN TRACTION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,54

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021	
	Calculs de l'assemblage Poutre S-poteau (âme) NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

**GENERAL**

Assemblage N°: 11
 Nom de l'assemblage : Poutre S-poteau (âme)
 Noeud de la structure: 609
 Barres de la structure: 97, 460

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé: IPE 500
 Barre N°: 97
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 500$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 200$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

Profilé:	IPE 500	
$t_{fc} =$	16 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	21 [mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	115,5 [cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	48198,5 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER	
$f_{yc} =$	235,00 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{uc} =$	365,00 [MPa]	Résistance à la traction

POUTRE

Profilé:	IPE 200	
Barre N°:	460	
$\alpha =$	0,0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	200 [mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_b =$	100 [mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	6 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	9 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	12 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	28,5 [cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	1943,2 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER	
$f_{yb} =$	235,00 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{ub} =$	365,00 [MPa]	Résistance à la traction

CORNIERE

Profilé:	CAE 100x10	
$h_k =$	100 [mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_k =$	100 [mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} =$	10 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_k =$	12 [mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_k =$	170 [mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	ACIER	
$f_{yk} =$	235,00 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{uk} =$	365,00 [MPa]	Résistance à la traction

BOULONS**BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9	Classe du boulon
d = 18 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ = 20 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s = 1,9 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v = 2,5 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{ub} = 1000,00 [MPa]	Résistance à la traction
k = 1	Nombre de colonnes des boulons
w = 3	Nombre de rangées des boulons
e ₁ = 25 [mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ = 60 [mm]	Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9	Classe du boulon
d = 18 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ = 20 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s = 1,9 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v = 2,5 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{ub} = 1000,00 [MPa]	Résistance à la traction
k = 1	Nombre de colonnes des boulons
w = 3	Nombre de rangées des boulons
e ₁ = 25 [mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ = 60 [mm]	Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ _{M0} = 1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ _{M2} = 1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 22: COMB8 poteau ELU (1+2+3+4) *1.35+10*0.75+(5+6+7+8+9) *0.90+11*1.50

$N_{b,Ed} = 75,533$ [daN] Effort axial
 $V_{b,Ed} = 872,126$ [daN] Effort tranchant
 $M_{b,Ed} = 5,85360$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 12214,51$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un boulon
 $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

$F_{t,Rd} = 13824,00$ [daN] Résistance d'un boulon à la traction
 $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 13402,800$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale
 $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,75$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,75 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 10052,100$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale
 $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 1,80$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $1,80 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,58$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,58 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 5518,800$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale
 $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0,0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,42$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0,25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0,0$	$0,42 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 5475,000$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POTEAU - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 68$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre	
$M_0 = 0,2956$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$
$F_{Vz} = 145,35$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = 0.5 * V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 246,37$ [daN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} = 246,37$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 145,35$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 286,05$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 5518,8$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 5475,0$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 246,376 < 5518,800$	vérifié (0,04)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 145,354 < 5475,000$	vérifié (0,03)
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$	$286,057 < 12214,512$	vérifié (0,02)

Traction des boulons

$e = 70$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau	
$M_{0t} = 3,2324$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$
$F_{t,Ed} = 2706,3$ [daN]	Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$2706,324 < 13824,000$	vérifié (0,20)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{V,Ed} = 286,057$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{V,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{V,Ed}/F_{V,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,16 < 1,00$	vérifié (0,16)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE**RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 24429,02$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon
 $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,83$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,83 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 6132,000$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,67$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,67 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 4905,600$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 1,80$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $1,80 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,58$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,58 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 11037,600$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,42$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,42 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 10950,000$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e =$	70 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau	
$M_0 =$	$\frac{6,4649}{6}$ [kN* m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$
$F_{Nx} =$	25,178 [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$
$F_{Vz} =$	$\frac{290,70}{9}$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} =$	$\frac{5387,4}{70}$ [daN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} =$	0,000 [daN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z	$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} =$	$\frac{5412,6}{48}$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} =$	$\frac{290,70}{9}$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	$\frac{5420,4}{49}$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	$\frac{6132,0}{00}$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	$\frac{4905,6}{00}$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		$ 5412,648 < 6132,000$ vérifié	(0,88)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$ 290,709 < 4905,600$ vérifié	(0,06)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$		$5420,449 < 24429,024$ vérifié	(0,22)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

CORNIERE

$A_{nt} =$	8,0 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	5,0 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	$\frac{29527,15}{1}$ [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$		$ 37,767 < 29527,151$ vérifié	(0,00)

POUTRE

$A_{nt} =$	4,5 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	4,5 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	$\frac{18607,36}{7}$ [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$		$ 75,533 < 18607,367$ vérifié	(0,00)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)**CORNIERE**

$A_{nt} = 2,5$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 9,5$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 15367,58$ [daN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 * V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |436,063| < 15367,586 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

POUTRE

$A_{nt} = 2,2$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 6,2$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 10868,33$ [daN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |872,126| < 10868,330 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 8,5$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 6,5$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0}) \quad 0,69 < 0,73$$

$W_{net} = 42,5$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 9,07677$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |3,23248| < 9,07677 \quad \text{vérifié} \quad (0,36)$$

$A_v = 17,0$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$$A_v = I_a * t_{fa}$$

$A_{v,net} = 11,0$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement

$$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$$

$V_{pl,Rd} = 20968,312$ [daN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$$V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$$

$$|0.5 * V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |436,063| < 20968,312 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 5,6$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 3,4$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0}) \quad 0,54 < 0,73$$

$W_{net} = 33,3$ [cm³] Facteur élastique de la section

$W_{net} = 33,3$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 7,11864$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |6,46496| < 7,11864 \quad \text{vérifié} \quad (0,91)$$

$A_v = 11,2$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$A_{v,net} = 7,8$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement

$$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$$

$V_{pl,Rd} = 13814,417$ [daN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$$V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$$

$$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |872,126| < 13814,417 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

REMARQUES


Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile supérieure de la poutre trop faible

7 [mm] < 12 [mm]

Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile inférieure de la poutre trop faible

7 [mm] < 12 [mm]


Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,91



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Calculs de l'assemblage Solive-Poutre P (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,44



GENERAL

Assemblage N°: 12
 Nom de l'assemblage : Solive-poutre P (âme)
 Noeud de la structure: 631
 Barres de la structure: 452, 472

GEOMETRIE**POUTRE PRINCIPALE**

Profilé: IPE 360
 Barre N°: 452

$\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_g = 360$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b_{fg} = 170$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
 $t_{wg} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
 $t_{fg} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
 $r_g = 18$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
 $A_p = 72,7$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale
 $I_{yp} = 16265,6$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale

Matériau: ACIER

$f_{yg} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ug} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: IPE 200
 Barre N°: 472

$\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 200$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_b = 100$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 6$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 12$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 28,5$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb} = 1943,2$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ub} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 = 25$ [mm] Encoche supérieur
 $h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure
 $l = 80$ [mm] Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé: CAE 100x10
 $h_k = 100$ [mm] Hauteur de la section de la cornière
 $b_k = 100$ [mm] Largeur de la section de la cornière
 $t_{fk} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
 $r_k = 12$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
 $l_k = 130$ [mm] Longueur de la cornière
 Matériau: ACIER
 $f_{yk} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{uk} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 22$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 2,4$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 3,1$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{ub} = 1000,00$ [MPa] Résistance à la traction
 $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $w = 2$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 35$ [mm] Niveau du premier boulon
 $p_1 = 60$ [mm] Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9	Classe du boulon
d = 20 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ = 22 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s = 2,4 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v = 3,1 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{ub} = 1000,00 [MPa]	Résistance à la traction
k = 1	Nombre de colonnes des boulons
w = 2	Nombre de rangées des boulons
e ₁ = 35 [mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ = 60 [mm]	Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ _{M0} = 1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ _{M2} = 1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 22: COMB8 poteau ELU (1+2+3+4) *1.35+10*0.75+ (5+6+7+8+9) *0.90+11*1.50

N _{b,Ed} = 47,211 [daN]	Effort axial
V _{b,Ed} = 1940,552 [daN]	Effort tranchant
M _{b,Ed} = 0,01771 [kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

RESISTANCE DES BOULONS

F _{v,Rd} = 15079,64 [daN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un = 5] boulon	F _{v,Rd} = 0.6*f _{ub} *A _v *m/γ _{M2}
F _{t,Rd} = 17640,00 [daN]	Résistance d'un boulon à la traction = 0]	F _{t,Rd} = 0.9*f _u *A _s /γ _{M2}

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x

k _{1x} = 2,12	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	k _{1x} = min[2.8*(e ₁ /d ₀)-1.7, 1.4*(p ₁ /d ₀)-1.7, 2.5]
k _{1x} > 0.0	2,12 > 0,00	vérifié
α _{bx} = 1,00	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	α _{bx} = min[e ₂ /(3*d ₀), f _{ub} /f _u , 1]

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = 9896,145$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bz} = 0,66$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,66 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1z} = 7698,182$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,12$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,12 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 0,53$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,53 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2x} = 6559,945$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bz} = 0,53$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,53 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2z} = 7742,424$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 68$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 0,6578$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$

$F_{Vz} = 485,13$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 1096,4$ [daN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$

$F_{x,Ed} = 1096,4$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 485,13$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$e = 68$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$F_{Ed} = 1198,9$ [daN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$$

$F_{Rdx} = 6559,9$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$F_{Rdz} = 7698,1$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 1096,412 < 6559,945$	vérifié	(0,17)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 485,138 < 7698,182$	vérifié	(0,06)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$1198,949 < 15079,645$	vérifié	(0,08)

Traction des boulons

$e = 69$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$M_{0t} = 0,678$ [kN*m] Moment fléchissant réel

$$M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$$

$F_{t,Ed} = 1142,382$ [daN] Effort de traction dans le boulon extrême

$$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$1142,382 < 17640,000$	vérifié	(0,06)
--------------------------	------------------------	---------	--------

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 1198,949$ [daN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,13 < 1,00$	vérifié	(0,13)
--	---------------	---------	--------

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 30159,28$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon

$$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,12$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$	$2,12 > 0,00$	vérifié	
----------------	---------------	---------	--

$\alpha_{bx} = 0,76$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 * d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,76 > 0,00$	vérifié	
---------------------	---------------	---------	--

$F_{b,Rd1x} = 5247,956$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,66$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,66 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 5388,727$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,12$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,12 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,53$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,53 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 13119,890$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,53$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,53 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 15484,848$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 69$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$M_0 = 1,3566$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$

$F_{Nx} = 23,606$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{Nx} = |N_{b,Ed}| / n$

$F_{Vz} = 970,27$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = |V_{b,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 2261,1$ [daN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{Mz} = 0,000$ [daN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z $F_{Mz} = |M_0| * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{x,Ed} = 2284,7$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 970,27$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$e = 69$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$= 6$]

$F_{Ed} = 2482,2$ [daN] Effort tranchant résultant dans le boulon
 $= 53$]

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$F_{Rdx} = 5247,9$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x
 $= 56$]

$$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$F_{Rdz} = 5388,7$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z
 $= 27$]

$$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 2284,763 < 5247,956$	vérifié	(0,44)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 970,276 < 5388,727$	vérifié	(0,18)
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$	$2482,253 < 30159,289$	vérifié	(0,08)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 3,8$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 4,8$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 17016,46$ [daN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les
 $= 5$] trous

$$V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$ 0.5 \cdot N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 23,606 < 17016,465$	vérifié	(0,00)
---------------------------------------	------------------------	----------------	--------

POUTRE

$A_{nt} = 2,1$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 4,4$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 11601,38$ [daN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les
 $= 3$] trous

$$V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$ N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 47,211 < 11601,383$	vérifié	(0,00)
-----------------------------	------------------------	----------------	--------

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 2,4$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 6,2$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 11151,26$ [daN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les
 $= 7$] trous

$$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0,5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |970,276| < 11151,267 \text{ vérifié} \quad (0,09)$$

POUTRE

$$A_{nt} = 2,2 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 4,0 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 8161,83 \text{ [daN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad V_{effRd} = 0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |1940,552| < 8161,830 \text{ vérifié} \quad (0,24)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$A_t = 6,5 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 4,3 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0,9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,60 < 0,73$$

$$W_{net} = 26,9 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,Rdnet} = 5,74506 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |0,67835| < 5,74506 \text{ vérifié} \quad (0,12)$$

$$A_v = 13,0 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace en cisaillement} \quad A_v = I_a \cdot t_{fa}$$

$$A_{v,net} = 8,6 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace nette en cisaillement} \quad A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$$V_{pl,Rd} = 16034,592 \text{ [daN]} \text{ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement} \quad V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$|0,5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |970,276| < 16034,592 \text{ vérifié} \quad (0,06)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$A_t = 4,9 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 3,7 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0,9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,68 < 0,73$$

$$W_{net} = 26,4 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,Rdnet} = 5,63190 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |1,35669| < 5,63190 \text{ vérifié} \quad (0,24)$$

$$A_v = 9,8 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace en cisaillement}$$

$$A_{v,net} = 7,3 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace nette en cisaillement} \quad A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$$V_{pl,Rd} = 12087,615 \text{ [daN]} \text{ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement} \quad V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |1940,552| < 12087,615 \text{ vérifié} \quad (0,16)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,44



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,21



GENERAL

Assemblage N°: 4

Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement

Noeud de la structure: 842

Barres de la structure: 752, 751, 752, 751,

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 1-3	Barre 2		Barre 4		
Barre N° :		752	751		751		
Profilé:		CAE 45x5	CAE 45x5		CAE 45x5		
	h	45	45		45		Mm

		Barre 1-3	Barre 2		Barre 4	
	b_f	45	45		45	Mm
	t_w	5	5		5	Mm
	t_f	5	5		5	Mm
	r	7	7		7	Mm
	A	4,3	4,3		4,3	cm ²
Matériau :		ACIER	ACIER		ACIER	
	f_y	235,00	235,00		235,00	MPa
	f_u	365,00	365,00		365,00	MPa
Angle	α	45,0	71,7		71,7	Deg
Longueur	l	0,000	0,000		0,000	m

BOULONS

Barre 1-3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 1,6$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 2,0$ [cm²] Aire de la section du boulon

$f_{yb} = 280,00$ [MPa] Limite de plasticité

$f_{ub} = 400,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction

$n = 3$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;60 [mm]

$e_2 = 23$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 1,6$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 2,0$ [cm²] Aire de la section du boulon

$f_{yb} = 280,00$ [MPa] Limite de plasticité

Classe =	4.8	Classe du boulon
f_{ub} =	400,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60 [mm]		
e_1 =	40 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e_2 =	23 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e_c =	100 [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 =	4.8	Classe du boulon
d =	16 [mm]	Diamètre du boulon
d_0 =	18 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A_s =	1,6 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A_v =	2,0 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f_{yb} =	280,00 [MPa]	Limite de plasticité
f_{ub} =	400,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60 [mm]		
e_1 =	40 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e_2 =	23 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e_c =	100 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

l_p =	660 [mm]	Longueur de la platine
h_p =	660 [mm]	Hauteur de la platine
t_p =	10 [mm]	Epaisseur de la platine

Paramètres

h_1 =	0 [mm]	Grugeage
v_1 =	0 [mm]	Grugeage
h_2 =	0 [mm]	Grugeage
v_2 =	0 [mm]	Grugeage
h_3 =	0 [mm]	Grugeage
v_3 =	0 [mm]	Grugeage

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage

$h_4 = 0$ [mm] Grugeage

$v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0; 0)

$e_v = 330$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 330$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER

$f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 18: COMB2 13*1.00+12*1.50

$N_{b1,Ed} = 1250,173$ [daN] Effort axial

$N_{b2,Ed} = -1207,509$ [daN] Effort axial

$N_{b3,Ed} = 1244,443$ [daN] Effort axial

$N_{b4,Ed} = -1026,968$ [daN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 1-3

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 3860,389$ [daN] 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

$k_{1x} = 1,80$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $1,80 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,74$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,74 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 3114,66$ [daN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

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
$\alpha_{bz} =$	0,42	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	0,42	$> 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} =$	2433,333 [daN]	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 $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2,50	$> 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} =$	0,86	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	0,86	$> 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} =$	10057,77 [daN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

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
$F_{b,Rd2z} =$	11680,000 [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e =$	10 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 =$	0,00056 [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b1,Ed} * e$
$F_{NSd} =$	1,910 [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b1,Ed} / n$
$F_{MSd} =$	0,464 [daN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} =$	1,910 [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} =$	0,464 [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} =$	1,965 [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	3114,667 [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$e = 10$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$F_{Rdz} = 2433,33$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 1,910 < 3114,667$	vérifié	(0,00)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,464 < 2433,333$	vérifié	(0,00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$1,965 < 3860,389$	vérifié	(0,00)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 = 0,57$ Coefficient de réduction [Tableau 3.8]

$A_{net} = 3,4$ [cm²] Aire de la section nette $A_{net} = A - d_0 \cdot t_{f1}$

$N_{u,Rd} = 5625,867$ [daN] Résistance de calcul de la section nette $N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{u1}) / \gamma_{M2}$

$N_{pl,Rd} = 8267,727$ [daN] 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}$	$ 5,730 < 5625,867$	vérifié	(0,00)
$ N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 5,730 < 8267,727$	vérifié	(0,00)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 0,7$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 5,8$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 8077,72$ [daN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 5,730 < 8077,723$	vérifié	(0,00)
------------------------------	----------------------	---------	--------

BARRE 2

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 3860,389$ [daN] 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

$k_{1x} = 1,80$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$	$1,80 > 0,00$	vérifié	
----------------	---------------	---------	--

$\alpha_{bx} = 0,74$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,74 > 0,00$	vérifié	
---------------------	---------------	---------	--

$F_{b,Rd1x} = 3114,66$ [daN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,42$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,42 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 2433,333$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

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**

$\alpha_{bx} = 0,86$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 10057,77$ [daN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **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**

$F_{b,Rd2z} = 11680,000$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 10$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = -0,11722$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = N_{b2,Ed} \cdot e$

$F_{NSd} = -402,503$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$

$F_{MSd} = -97,680$ [daN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$

$F_{x,Ed} = -402,503$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = -97,680$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 414,186$ [daN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 3114,667$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 2433,333$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|-402,503| < 3114,667$ **vérifié** (0,13)

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -402,503 < 3114,667$	vérifié	(0,13)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -97,680 < 2433,333$	vérifié	(0,04)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$414,186 < 3860,389$	vérifié	(0,11)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 = 0,57$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]	
$A_{net} = 3,4 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 \cdot t_f$	
$N_{u,Rd} = 5625,867 \text{ [daN]}$	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{u2}) / \gamma_{M2}$	
$N_{pl,Rd} = 8267,727 \text{ [daN]}$	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}$	$ -1207,509 < 5625,867$	vérifié	(0,21)
$ N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -1207,509 < 8267,727$	vérifié	(0,15)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 0,7 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 5,8 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 8077,72 \text{ [daN]}$	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$	
$ N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -1207,509 < 8077,723$	vérifié	(0,15)

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 3860,389 \text{ [daN]}$	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

$k_{1x} = 1,80$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
-----------------	--	---

$k_{1x} > 0.0$	$1,80 > 0,00$	vérifié
----------------	---------------	----------------

$\alpha_{bx} = 0,74$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
----------------------	---	--

$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,74 > 0,00$	vérifié
---------------------	---------------	----------------

$F_{b,Rd1x} = 3114,66 \text{ [daN]}$	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / \gamma$
--------------------------------------	--	--

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
----------------	---------------	----------------

$\alpha_{bz} = 0,42$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
----------------------	--	--

$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,42 > 0,00$	vérifié
---------------------	---------------	----------------

$F_{b,Rd1z} = 2433,333$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 0,86$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2x} = 10057,77$ [daN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ 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

$F_{b,Rd2z} = 11680,000$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 10$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = 0,09969$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = N_{b4,Ed} \cdot e$

$F_{NSd} = 342,323$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$

$F_{MSd} = -83,075$ [daN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$

$F_{x,Ed} = 342,323$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = -83,075$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 352,259$ [daN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 3114,667$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 2433,333$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|-342,323| < 3114,667$ vérifié (0,11)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|-83,075| < 2433,333$ vérifié (0,03)

$e =$ 10 [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$352,259 < 3860,389$	vérifié	(0,09)
-----------------------	----------------------	----------------	--------

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 =$ 0,57 Coefficient de réduction [Tableau 3.8]

$A_{net} =$ 3,4 [cm²] Aire de la section nette $A_{net} = A - d_0 \cdot t_f$

$N_{u,Rd} =$ 5625,867 [daN] Résistance de calcul de la section nette $N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{u4}) / \gamma_{M2}$

$N_{pl,Rd} =$ 8267,727 [daN] 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}$	$ -1026,968 < 5625,867$	vérifié	(0,18)
-----------------------------	--------------------------	----------------	--------

$ N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -1026,968 < 8267,727$	vérifié	(0,12)
------------------------------	--------------------------	----------------	--------

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} =$ 0,7 [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} =$ 5,8 [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} =$ 8077,72 [daN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous
 $=$ 3]

$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -1026,968 < 8077,723$	vérifié	(0,13)
------------------------------	--------------------------	----------------	--------

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,21

X.4. Etude de base de poteaux :

X.4.1. Calcul des bases de poteau :

La base du poteau a le rôle de transmettre aux fondations les efforts développés dans le poteau, elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau, la connexion entre la platine et les fondations est assurée par les tige d'ancrage, cette dernière a pour but d'empêcher le soulèvement, une bêche d'ancrage a été prévu pour reprendre les efforts de Cisaillement.

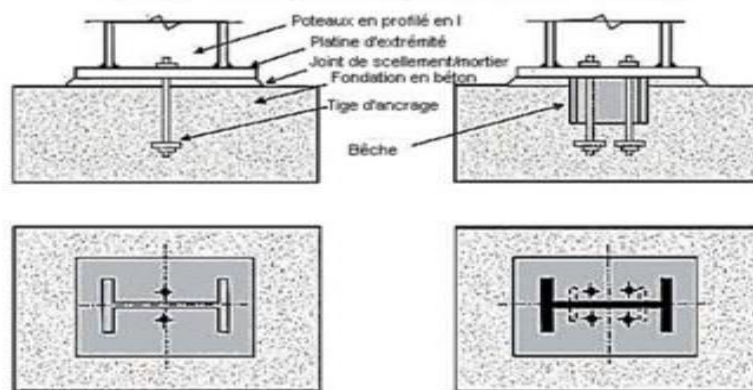


Figure X.4 : base de poteau.

La base de poteau est généralement conçue comme une articulation, on peut encastrier un poteau si le sol présente des caractéristiques fiables.

Les efforts sollicitant :

Charge axiale de compression : $N_{sd} = 38.261 \text{ KN}$

Effort tranchant correspondant : $V_{z, sd} = 5.97 \text{ KN}$

Effort de soulèvement : $N_{sd} = 4.133 \text{ KN}$

Effort tranchant correspondant : $V_{z, sd} = 19.299 \text{ KN}$

Données de base :

Plaque d'assise en acier S235 : $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

Fondation de béton de classe C25/30 $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

Coefficient partiels de sécurité :

Acier : $\gamma_{m0} = 1,1$; $\gamma_{m2} = 1,25$; Béton : $\gamma_c = 1,5$

X.4.1.1. Résistance du béton a la compression :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c.$$

La valeur de α_{cc} est donnée dans l'annexe nationale.

Sa valeur recommandée est de : $\alpha_{cc} = 0.85$

La résistance de calcul du béton devient :

$$f_{cd} = 0.85 * 25 / 1.5 = 14.2 \text{ N/mm}^2$$

X.4.1.2. Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement

La valeur du matériau de scellement est $\beta_j = 2/3 =$

Les dimensions de la fondation étant inconnues on prend : $\alpha = 1.5$

Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

$$f_{jd} = \alpha * \beta_j * f_{cd} = 14.2 \text{ N/mm}^2$$

X.4.1.3. Estimation de l'aire de la plaque d'assise

$$A_{c0} = \frac{1}{h_c b_{fc}} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 ; A_{c0} = \frac{1}{500 * 200} \left(\frac{38261}{14.2} \right)^2 = 72.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} ; A_{c0} = \frac{38261}{14.2} = 2694.44 \text{ mm}^2$$

On prend la plus grande valeur qui est : 2694.44 mm^2 .

X.4.1.4. Choix du type de la plaque d'assise :

$$A_{c0} = 2694.44 \text{ mm}^2 < 0.95 * 500 * 200 = 95000 \text{ mm}^2$$

Une plaque à projection courte est satisfaisante.

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

$$b_p = 240 > b_{fc} + 2t_{fc} = 200 + 2 * 16 = 232 \text{ mm}$$

$$h_p = 540 > h_c + 2t_{fc} = 500 + 2 * 16 = 532 \text{ mm}$$

$$\text{Ce qui donne : } A_{c0} = 240 * 540 = 129600 \text{ mm}^2 > 2694.44 \text{ mm}^2.$$

X.4.1.5. Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise :

Calcul de la largeur d'appuis additionnelle c :

$$c = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

Ou :

Pour une plaque d'assise à projection courte (voir tableau 2 Ch12 P451 (4))

$$A = 2$$

$$B = -(b_{fc} - t_{wc} + h_c) ; B = -(200 - 10.2 + 500) = -689.8 \text{ mm}$$

$$C = \frac{0.5 N_{sd}}{f_{jd}} - (2b_{fc} t_{fc} + 4t_{fc}^2 + 0.5h_c t_{wc} - t_{fc} t_{wc})$$

$$C = \frac{0.5 * 38261}{14.2} - (2 * 200 * 16 + 4 * 16^2 + 0.5 * 500 * 10.2 - 16 * 10.2)$$

$$C = -8463.58\text{mm}^2$$

$$c = \frac{689.8 - \sqrt{(-689.8)^2 - 4 * 2 * -8463.58}}{2 * 2} = -11.86\text{mm}$$

Remarque :

Vu que l'effort de compression N_{sd} est faible ce qui ne donne pas la valeur négative de la largeur additionnelle c .

Pour le calcul de la largeur additionnelle c dans le cas où l'effort de compression sollicitant le poteau est faible, on procède de la manière suivante.

On pose $t=15\text{mm}$ comme épaisseur de la plaque d'assise.

$$c = t \left(\frac{f_{yp}}{3f_{jd}\gamma_{m0}} \right)^{0.5}$$

$$c = 15 \left(\frac{235}{3 * 14.2 * 1.1} \right)^{0.5} = 33.6\text{mm}$$

Soit $c = 35\text{mm}$

$$c = 35\text{mm} \leq (h_c - 2t_{fc})/2 = (500 - 2 * 16)/2 = 234\text{mm}$$

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

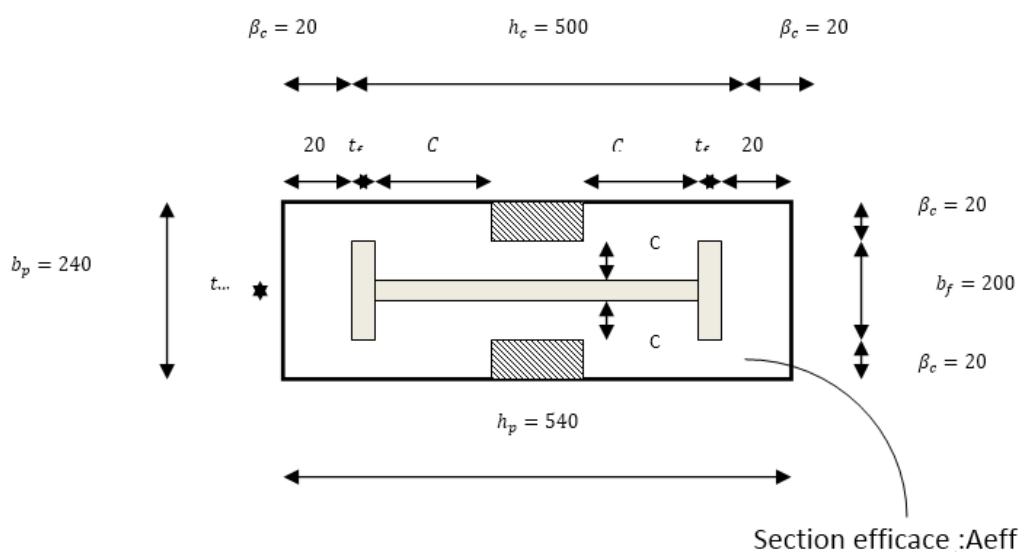


Figure X.5 : Dimensions de la plaque d'assise.

Remarque :

Dans le cas d'assemblages articulés, le débord de la plaque d'assise est généralement pris égal à 15mm.

Donc : $\beta_c = 15\text{mm} < c = 35\text{mm} \rightarrow$ la plaque est de projection courte.

Calcul de la section efficace A_{eff} :

La plaque d'assise est à projection courte.

$$A_{eff} = 2(b_{fc} + 2\beta c)(c + \beta c + t_{fc}) + (h_c - 2c - 2t_{fc})(2c + t_{wc}) .$$

$$A_{eff} = 2(200 + 2 * 15)(35 + 15 + 16) + (500 - 2 * 35 - 2 * 16)(2 * 35 + 10.2) .$$

$$A_{eff} = 62279.6mm^2.$$

X.4.1.6.Calcul de la résistance à l'effort axial N_{sd} :

$$N_{Rd} = A_{eff} \cdot f_{jd} = 62279.6 * 14.2 * 10^{-3} = 884.37KN.$$

$$N_{sd} = 38.261KN \leq N_{Rd} = 884.37KN \quad \text{condition vérifiée.}$$

X.4.1.7.Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :**Calcul du moment résistant $M_{R,d}$:**

$$M_{R,d} = \frac{t^2 \cdot f_y}{6 \cdot \gamma_{m0}}.$$

$$M_{R,d} = \frac{15^2 * 235}{6 * 1.1} = 8011.36N \cdot mm = 8.011KN \cdot mm/mm.$$

Calcul du moment de flexion M_{sd} :

$$M_{sd} = \frac{(c^2/2) N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{(35^2/2) * 38.261}{62279.6} = 0.376KN \cdot mm/mm.$$

$$M_{sd} = 0.376KN \cdot mm \leq M_{R,d} = 8.011KN \cdot mm. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

X.4.1.8.Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise :

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

Avec :

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{sd} = 0.2 * 38.261 = 7.65KN$$

$N_{sd} = 38.261KN$ Effort de calcul de compression de poteau.

$C_{f,d} = 0.2$ Coefficient de frottement entre plaque d'assise et couche scellement (spécifiée pour le mortier de calage de ciment et de sable.

$$V_{sd} = 5.97KN \leq F_{v,Rd} = 7.65KN \quad \text{Condition vérifiée.}$$

X.4.2.Les tiges d'ancrage :

Les tiges d'ancrage doivent être mises en place afin de résister aux effets des actions de calcul, on doit les dimensionner de sorte à supporter convenablement l'effort de traction ainsi que les forces de soulèvement et les moments de flexion.

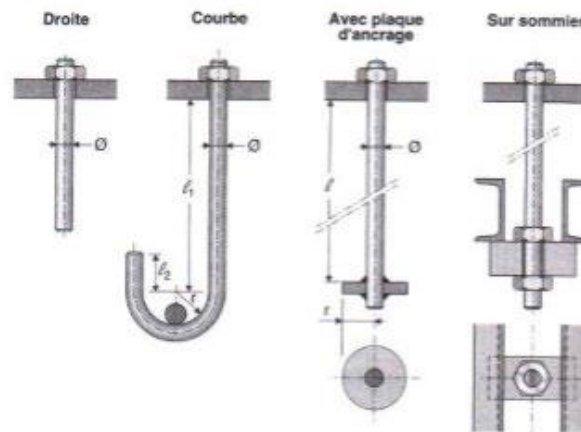


Figure X.6 : types de tiges d'ancrage.

Soit deux tiges d'ancrage M20 de classe 4.6 (de forme courbe).

$$A_s = 245\text{mm}^2$$

$$f_{ub} = 400\text{N/mm}^2$$

$$f_{yb} = 240\text{N/mm}^2$$

X.4.2.1. Résistance des tiges d'ancrages à l'effort de soulèvement :

Dans le cas où l'effort N_{sd} en pied de poteau est un effort de soulèvement, les tiges d'ancrages doivent transmettre cet effort ainsi que l'effort tranchant concomitant entier V_{sd} à la fondation. D'après les résultats du chapitre (calcul de portique) :

Combinaison $G + 1.5V_3$

$$N_{sd} = V_A = 4.133\text{KN}.$$

$$V_{sd} = H_A = 19.299\text{KN}.$$

X.4.2.2. Vérification de la tige d'ancrages à la résistance :

En se plaçant en sécurité, on vérifie pour une tige d'ancrages que la condition suivante est satisfaite :

$$\frac{V_{sd}/n_b}{F_{vb.Rd}} + \frac{N_{sd}/n_b}{N_{t.Rd}} \leq 1$$

$$N_{t.Rd} = \frac{0.9f_{ub}.A_s}{\gamma_{m2}} = \frac{0.9 \cdot 400 \cdot 245}{1.25} = 70560\text{N} = 70.56\text{KN}.$$

$$F_{vb.Rd} = \frac{\alpha_{cb}.f_{ub}.A_s}{\gamma_{m2}}.$$

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

n_b : Nombre de tiges situées dans l'assemblage.

$$F_{vb.Rd} = \frac{\alpha_{cb}.f_{ub}.A_s}{\gamma_{m2}} = \frac{(0.44 - 0.0003 \cdot 240) \cdot 400 \cdot 245}{1.25} = 28851.2\text{N} = 28.85\text{KN}.$$

$$\frac{V_{sd}/n_b}{F_{vb.Rd}} + \frac{N_{sd}/n_b}{N_{t,rd}} = \frac{19.299/2}{28.85} + \frac{4.133/2}{70.56} = 0.36 < 1$$

condition vérifiée

Pour deux tiges M20 de classe 4.6 :

$$A_s = 245\text{mm}^2 ; f_{ub} = 400\text{N/mm}^2 ; f_{yb} = 240\text{N/mm}^2 ; d = 20\text{mm}.$$

X.4.2.3. Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence :

Pour un boulon d'ancrage :

$$N_{sd}/2 \leq F_{anc.Rd}.$$

La résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage est :

$$F_{anc.Rd} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2).$$

Les valeurs courantes sont données comme suit :

$$r = 3d ; l_2 = 2d ; l_1 = 20d.$$

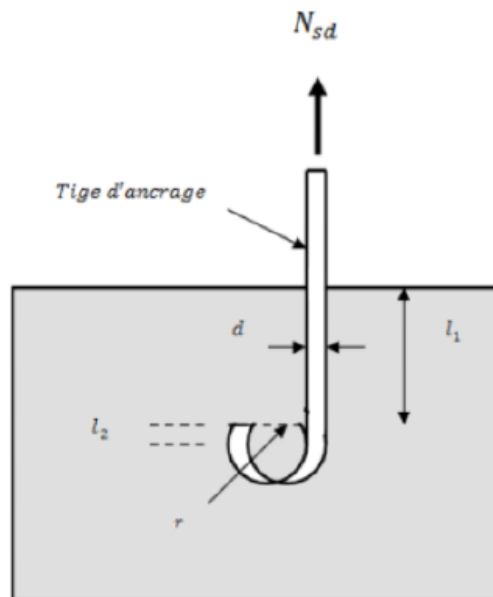


Figure X.7 : tige d'ancrage.

$$r = 3 \cdot 20 = 60\text{mm} ; l_2 = 2 \cdot 20 = 40\text{mm} ; l_1 = 20 \cdot 20 = 400\text{mm}.$$

La longueur totale de la tige :

$$l_b = l_1 + 6.4r + 3.5l_2 = 400 + 6.4 \cdot 60 + 3.5 \cdot 40 = 924\text{mm}.$$

En utilisant la formule suivante donnée dans le guide de l'eurocode de CTICM [1].

La longueur totale de la tige requise est :

$$l_{b.rqd} = 0.144d \frac{f_{ub}}{f_{bd}}.$$

f_{ub} : Résistance ultime du boulon d'ancrage.

f_{bd} : Contrainte d'adhérence de calcul.

d : diamètre du boulon d'ancrage.

X.4.2.4. Calcul de la contrainte d'adhérence f_{bd} :

Classe de béton C25/30 :

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$: Résistance à la compression du béton.

$\gamma_c = 1.15$: Coefficient partiel de sécurité.

$$f_{bd} = \frac{0.36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.36\sqrt{25}}{1.5} = 1.2 \text{ N/mm}^2.$$

$$l_{b,rqd} = 0.144 * 20 * \frac{400}{1.2} = 960 \text{ mm}.$$

La résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage est :

$$F_{anc.Rd} = \pi \cdot d \cdot l_{b,rqd} \cdot f_{bd} = \pi * 20 * 960 * 1.2 = 72382 \text{ N} \approx 72.4 \text{ KN}.$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = \frac{4.133}{2} = 2.07 \text{ KN} < F_{anc.Rd} = 72.4 \text{ KN}.$$

condition vérifiée.

Bien que normalement le pied soit de type articulé, on va prévoir quatre boulons d'ancrage pour des raisons sécuritaire car ils empêchent les poteaux de se renverser en phase provisoire de montage

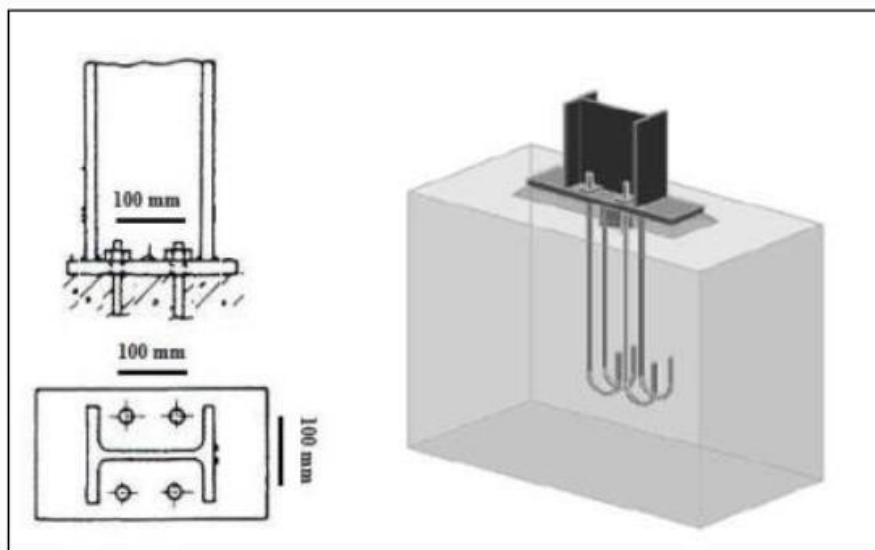




Figure X.8 : Pied de poteau articulé avec 4 boulons d'ancrage.

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021</p> <p>Calcul du Pied de Poteau articulé</p> <p>Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete</p>	 <p>Ratio 0,12</p>
---	---	--



GENERAL

Assemblage N°: 14

Nom de l'assemblage : Pied de poteau articulé

Noeud de la structure: 290

Barres de la structure: 97

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: IPE 500

Barre N°: 97

$L_c = 8,000$ [m] Longueur du poteau

$\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 500$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 200$ [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 16$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 21$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$L_c = 8,000$ [m] Longueur du poteau
 $A_c = 115,5$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 48198,5$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER

$f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 365,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 1000$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 400$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 25$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER

$f_{ypd} = 235,00$ [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 = HR 10.9 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 1000,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 1,6$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2,0$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_v = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_H = 2$ Nombre de rangées des boulons
 $e_H = 220$ [mm] Ecartement
 $e_v = 150$ [mm] Entraxe

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$ [mm]
 $L_2 = 400$ [mm]
 $L_3 = 60$ [mm]
 $L_4 = 40$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur

Platine $l_{wd} = 60$ [mm] Longueur $b_{wd} = 60$ [mm] Largeur $t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur**COEFFICIENTS DE MATERIAU** $\gamma_{M0} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel $\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel**SEMELLE ISOLEE** $L = 2000$ [mm] Longueur de la semelle $B = 2000$ [mm] Largeur de la semelle $H = 600$ [mm] Hauteur de la semelle**Béton**

Classe BETON25

 $f_{ck} = 25,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression**Mortier de calage** $t_g = 30$ [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** $a_p = 6$ [mm] Plaque principale du pied de poteau**EFFORTS**Cas: 20: COMB5 lisse ELU $(1+3) * 1.35 + (5+7+8+9) * 1.50$ $N_{j,Ed} = -3051,117$ [daN] Effort axial $V_{j,Ed,y} = 165,321$ [daN] Effort tranchant $V_{j,Ed,z} = -789,578$ [daN] Effort tranchant**RESULTATS****ZONE COMPRIMEE****COMPRESSIO
N DU BETON**

$f_{cd} =$	$16,6$ [MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	$22,2$ [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$			
$c =$	45 [mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	106 [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	290 [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	$305,4$ [cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	$2749,0$ [cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$			

$F_{rd} =$	$152723,53$ [daN]	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)]

$f_{jd} = \beta_j * F_{rd} / (b_{eff} * l_{eff})$

$f_{jd} =$	$33,33$ [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
------------	---------------	---	-------------

$A_{c,n} =$	$988,3$ [cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
-------------	----------------------------	------------------------------	---------------

$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$

$F_{c,Rd,n} =$	$329425,331$ [daN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
----------------	--------------------	--------------------------------------	---------------

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd} =$	$329425,331$ [daN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
--------------	--------------------	---	---------------

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)
---------------------------------------	---------------	---------	--------

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCORAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort

$V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} =$	$2,3$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
------------------	-------	--	---------------

$\alpha_{b,y} =$	$1,0$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
------------------	-------	---	---------------

$k_{1,y} =$	$2,5$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du	[Tableau
-------------	-------	---	----------

**Cisaillemen
t par l'effort
V_{j,Ed,y}**

$\alpha_{d,y} =$ $\begin{matrix} 2,3 \\ 1 \end{matrix}$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]
0 cisaillement 3.4

$$F_{1,vb,Rd,y} = \frac{k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p}{\gamma_{M2}}$$

$F_{1,vb,Rd,y} =$ $\begin{matrix} 29200,00 \\ 0 \end{matrix}$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort V_{j,Ed,z}

$\alpha_{d,z} =$ $\begin{matrix} 7,2 \\ 2 \end{matrix}$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} =$ $\begin{matrix} 1,0 \\ 0 \end{matrix}$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,z} =$ $\begin{matrix} 2,5 \\ 0 \end{matrix}$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = \frac{k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p}{\gamma_{M2}}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 29200,000$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

**CISAILLEMENT
DU BOULON
D'ANCRAGE**

$\alpha_b =$ $0,25$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} =$ $2,0$ [cm²] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} =$ $1000,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} =$ $1,25$ Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} =$ $3989,069$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

$\alpha_M =$ $2,00$ Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} =$ $0,54287$ [kN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} =$ 51 [mm] Longueur du bras de levier CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} =$ $1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \frac{\alpha_M \cdot M_{Rk,s}}{(l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})}$$

$F_{v,Rd,sm} =$ $1791,641$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} =$ $26689,095$ [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$N_{Rk,c} =$	26689,095 [daN]	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]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,cp} =$	24712,125 [daN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 =$	60566, [da 844 N]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} =$	0,28	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} =$	1,32	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} =$	0,89	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y} =$	1,00	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y} =$	1,00	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y} =$	1,00	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} =$	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = \frac{V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y}}{\gamma_{Mc}}$			
$F_{v,Rd,c,y} =$	9178,937 [daN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 =$	57161,99 [daN 2]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} =$	0,31	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} =$	1,31	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} =$	0,91	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} =$	1,00	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z} =$	1,00	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$V_{RK,c,z}^0 = \frac{57161,99}{2} \text{ [daN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

[9.3.4.(f)]

$$\Psi_{ucr,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{RK,c,z}^0 * \Psi_{A,V,z} * \Psi_{h,V,z} * \Psi_{s,V,z} * \Psi_{ec,V,z} * \Psi_{\alpha,V,z} * \Psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = \frac{9767,4}{70} \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$N_{c,Ed} = 3051,117 \text{ [daN]} \quad \text{Effort de compression} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 915,335 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance au glissement} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = \frac{8081,8}{99} \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = \frac{8081,8}{99} \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,10 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,12 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$$\sigma_{\perp} = 1,57 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad \text{[4.5.3.(7)]}$$

$$\tau_{\perp} = 1,57 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad \text{[4.5.3.(7)]}$$

SOUDURES
ENTRE LE
POTEAU ET
LA PLAQUE
D'ASSISE

$\sigma_{\perp} =$	1,57 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	0,35 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	-1,41 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,01 < 1,00	vérifié	(0,01)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,01 < 1,00	vérifié	(0,01)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{yII}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,01 < 1,00	vérifié	(0,01)

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

BOULON D'ANCRAGE AU CISAILLEMENT - AVEC BRAS DE LEVIER

REMARQUES

Rayon de courbure de l'ancrage trop faible.	30 [mm] < 48 [mm]
Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court.	40 [mm] < 80 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,12

CHAPITRE XI :

Calcul des fondations.

XI.1.Introduction :

Les fondations d'un bâtiment constituent la partie d'un ouvrage de bâtiment ou de travaux publics qui a pour objet de transmettre et de répartir les charges sur le sol. Le type de fondation dépend de la nature du sol et de ses capacités à supporter le projet de construction. Partie intégrante du gros-œuvre, les travaux de fondation sont essentiels dans la construction de bâtiments car ils conditionnent la pérennité de l'ouvrage, sa structure et sa capacité à résister aux influences climatiques. En effet, si elles sont mal conçues, elles peuvent entraîner des fissures, des infiltrations, voire rendre des bâtiments inutilisables.

Réaliser des fondations nécessite avant tout de maîtriser les différents types de sols. En effet, les travaux de terrassement et de creusement des fondations sont sensiblement différents s'il s'agit d'un sol argileux ou d'un sol calcaire. C'est pourquoi il est indispensable de faire réaliser une étude de sol par un bureau d'étude géotechnique.

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

Il existe principalement trois types de fondations :

- Fondations superficielles.
- Fondations semi –profondes.
- Fondations profondes.

Remarque :

a) Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).

b) Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

XI.2.Type de fondation :

➤ Semelles isolées :

Les semelles isolées sont confectionnées un peu différemment des semelles classiques (semelles filantes) en raison de leur capacité à supporter individuellement des charges lourdes non réparties sur une grande surface comme sur un radier.

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur Dosé à 150 Kg/m³ de ciment.

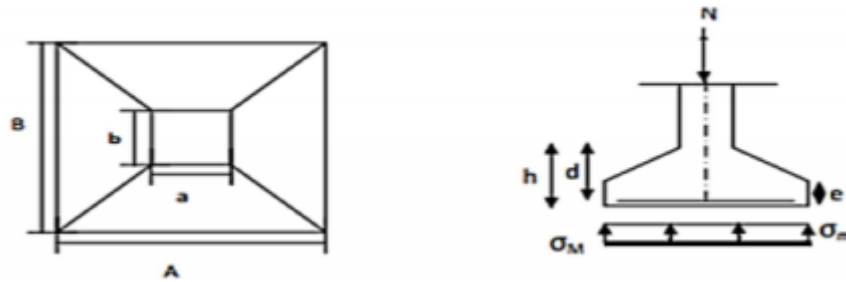


Figure XI.1: Diagramme des contraintes agissant sur les fondations

XI.3.Calcul de la fondation centré en béton armée :

XI.3.1.Dimensions de la fondation en béton à L'ELS :

Charge axiale ultime de compression :

$$N_{sd} = 38.17 \text{ KN}$$

$$F_{ck} = 25 \text{ Mpa} \quad \text{et} \quad F_{yk} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 2daN/cm^2 = 0.02KN/cm^2$$

Charge axiale de service de compression :

$$\begin{aligned} \gamma_{moy} &= (\gamma_G + \gamma_M) / 2 = (1.35 + 1.5) / 2 \\ &= 1.425 \end{aligned}$$

$$N = 38.17 / 1.425 = 26.79 \text{ KN}$$

On admet 10% de N_{sd} comme poids propre du bloc en béton

$$P_p = 2.679 \text{ KN}$$

$$N = 26.79 + 2.679 = 29.47 \text{ kN}$$

XI.3.2.L'aire de la fondation en béton :

Aire = la charge axiale totale de service / la contrainte admissible du sol

$$A = N / \sigma_s = 29.47 / 200 = 0.14 \text{ m}^2$$

Dimension de la fondation : L*B

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle de la platine.

$$K = \frac{a}{b} = \frac{L}{B} = \frac{540}{240} = 2.25$$

$$L = 2.25 * B \rightarrow B = 0.8L$$

On suppose : $L = 200 \text{ cm}$ et $B = 0.8L = 160 \text{ cm}$

Remarque :

Vu que les dimensions de la fondation sont comparables, on opte pour une section carré de 2.0m de côté.

$$A = 2.0 * 2.0 = 4.0 \text{ m}^2 = 40000 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = 2 \text{ daN/cm}^2 = 0.02 \text{ kn/cm}^2$$

$$P = N/A = 29.47/40000 = 0.00074 \text{ KN} < 0.020 \text{ KN/cm}^2$$

XI.3.3. Hauteur de la semelle :

$$H \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{L-a}{4} = \frac{200-54}{4} = 36.4 \text{ cm} \\ \frac{B-b}{4} = \frac{200-24}{4} = 44 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend $h = 60 \text{ cm}$: valeur plus pratique pour plus de sécurité et pour éviter le poinçonnement.

$d = 60 - 5 - 1.6/2 = 54.2 \text{ cm}$ on admet l'enrobage de 50mm et des armateurs de HA 16 (16mm de diamètre)

XI.4. Calcul des armatures à L'ELU :

Charge axiale ultime de compression :

$$N_{sd} = 38.17 \text{ KN}$$

XI.4.1. La pression résultante à la base de la fondation :

$$P = 38.17 / 2.0 * 2.0 = 9.54 \text{ kN/m}^2$$

XI.4.2. Calcul de moment au niveau de la section critique de la fondation

la section critique est située aux extrémités de la plaque d'assise

$$m = (200 - 24)/2 = 88 \text{ cm}$$

$$M_{sd} = \frac{9.54 * 2.0 * 0.88^2}{2} = 7.39 \text{ kN/m}$$

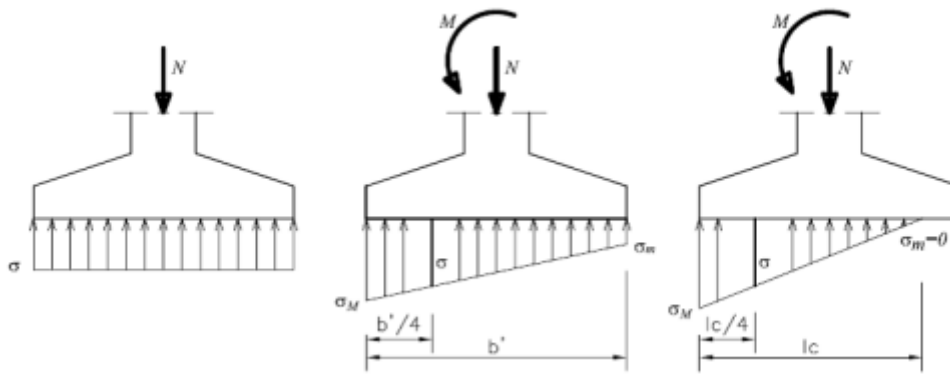


Figure XI.2 : Répartition des contraintes sous la semelle.

On assume des armateurs de diamètre 16 mm et l'enrobage de 50mm.

$$K = \frac{Msd}{f_{ck} * b d^2} = \frac{7.39 * 10^6}{25 * 2000 * 542^2} = 5.03 * 10^{-3}$$

$$K = 5.03 * 10^{-3} < 0.156$$

$$Z = d (0.5 + \sqrt{0.25 - k/1.134})$$

$$Z = 542 (0.5 + \sqrt{0.25 - 8.18 * 10^{-3}/1.134}) = 538.06 \text{ mm} > 0.95d$$

$$Z = 0.95d = 0.95 * 542 = 514.9 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{Msd}{f_{yd} * Z}$$

$$\text{Avec } f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 340 \text{ Mpa} = 340 \text{ n/mm}^2 \text{ (acier feE40)}$$

$$= \frac{7.39 * 10^6}{340 * 514.9} = 42.12 \text{ mm}^2$$

XI.4.3. Section minimale des armateurs principaux :

$$A_{\min} = 0.26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b * d$$

Avec :

$$f_{ctm} = 0.30 * \sqrt{f_{ck}} = 0.30 * \sqrt{25} = 2.6 \text{ N/mm}^2$$

f_{ctm} : valeur moyenne de la résistance du béton à la traction

$$A_{\min} = 0.26 * \frac{2.6}{400} * 2000 * 542 = 1832 \text{ mm}^2$$

Nombre de barre a utiliser :

$$\frac{1832}{201} = 9.12$$

Soit 10 HA16 → A = 2011 mm²

La section à adopter sera 10 HA16 avec espacement de 20cm

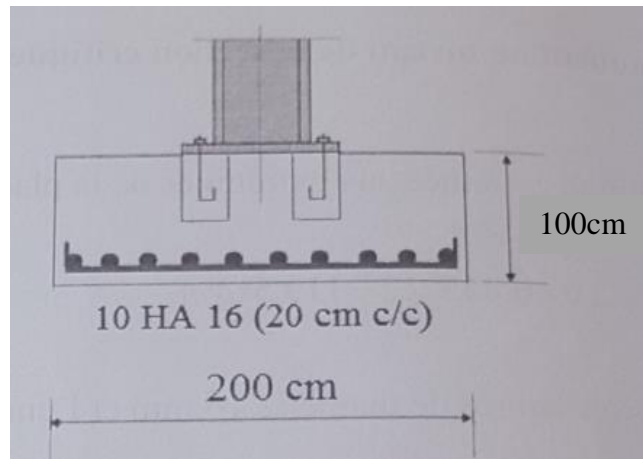


Figure XI.3 : le ferrailage et armature principale des semelles.

XI.5. Vérification au cisaillement :

La section dangereuse vis-à-vis du cisaillement est située à la distance d de la plaque d'assise.

XI.5.1. L'effort tranchant de calcul dans la section cisillée :

$$V_{sd} = p \cdot B \cdot (m-d)$$

$$= 9.54 \cdot 2.0 \cdot 2.0 \cdot (0.88 - 0.542) = 12.90 \text{ kN}$$

XI.5.2. La contrainte de cisaillement correspondante :

$$V_{sd} = \frac{12.90 \cdot 10^3}{2000 \cdot 542} = 0.012 \text{ N/mm}^2$$

XI.5.3. La contrainte de cisaillement :

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 k \cdot (100 \cdot p \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right]$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{542}} = 1.60$$

XI.5.4. Le pourcentage d'armature dans la section :

$$P = \frac{A_s}{Bd} = \frac{2011}{2000 \cdot 542} = 0.0018$$

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot (1.60) \cdot (100 \cdot 0.0018 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \right] = 0.31 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{sd} = 0.012 \text{ N/mm}^2 < V_{Rd,c} = 0.31 \text{ N/mm}^2$$

Condition vérifiée.

XI.6. Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA 99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : (25*30) cm²

XI.6.1. Calcul du ferrailage :

$$F = \max \left[\frac{N}{\alpha} \right] \geq 20 \text{ KN}$$

Avec

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$a = 12$ (site S3, zone IIa).

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés ($N = 247.5 \text{ KN}$).

XI.6.2. Calcul ferrailage longitudinal :

$$A_{St} = \frac{F}{\sigma_{St}} = \frac{20.63 \times 10}{347.83} = 0.59 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0.6\% B = 0.6\% (25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}$$

Donc : On prend **6HA12** avec : $A_{St} = A_{min} = 6.78 \text{ cm}^2$

XI.6.3. Vérification de condition de non-fragilité:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{St} \geq B \times \frac{f_{tj}}{f_e} \\ A_{St} = 6.78 \text{ cm}^2. \\ A_{St} \geq B \times \frac{f_{tj}}{f_e} = (25 \times 30) \times \frac{2.1}{400} = 3.94 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

Condition vérifiée

XI.6.4. Calcul d'armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min (h/35; \varphi_{min}; b/10) \Rightarrow \varphi_t \leq \min (8.5 ; 10 ; 25) \leq 10 \text{ mm}$$

Alors on prend : $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

XI.6.5. Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20 ; 15\varphi_t) \rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15 \times 1 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15 \text{ cm})$$

Alors on adopte un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

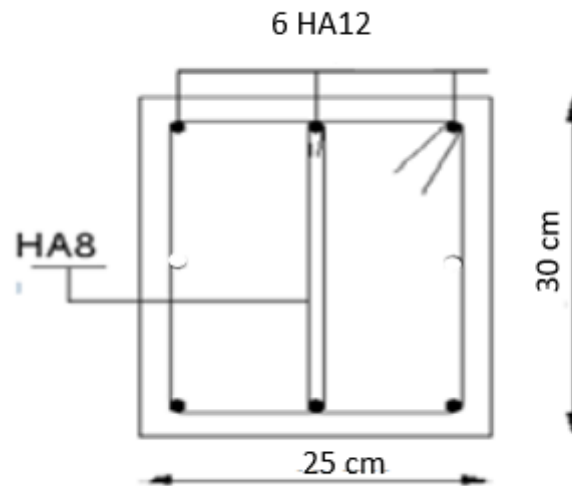


Figure XI.4: Schéma de ferrailage des longrines.

Conclusion

Général

Conclusion Générale :

Ce modeste travail nous a donné une occasion pour appliquer et approfondir toutes nos connaissances acquises durant le cursus de notre formation de master en génie civil.

Ce travail nous a permis de mettre en pratique l'enseignement théorique reçu au cours de notre cursus universitaire ainsi que de nous familiariser avec les différentes normes et règlements régissant le domaine de construction métallique tel que les Eurocode, le RNV2013, le RPA2003. Et ainsi que les différents logiciels de calcul et dessin (robot, Autocad, TEKLA...)

Notre travail si présent à débiter à partir d'un plan d'architecture, ce qui nous a amené à trouver des solutions technologiques et diverses méthodes de calculs afin de permettre la réalisation du plan.

Au cours de cette étude nous sommes parvenues à un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- ❖ L'usage de logicielle de calcul (ROBOT) nous aide à vérifier nous résultat dans un temps réduit
- ❖ La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques.
- ❖ Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables néanmoins, l'étude sismique n'est pas négligeable.

Enfin, ce projet de fin d'étude reste l'étape clé dans un cursus d'un étudiant qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine et très importantes pour mettre le premier pas dans notre future vie professionnelle.

Référence bibliographique.

Référence bibliographique

- Charges permanentes et charges d'exploitation « **D.T.R-B.C-2.2** ».
- Le Règlement Algérien **Neige** et **Vent** version **2013** « **D.T.R C 2- 4.7**» (pour l'étude climatique).
- Règle de calcul des structures en acier « **EC3. ENV 1993-1-1** ».
- CALCUL PRATIQUE DES ELEMENTS DE CONSTRUCTIONS METALLIQUES selon L'Euro code 03, 2^{ème} Edition 2022 du livre de **Mr : DAHMANI Lahlou** (professeur au Département de génie civil a l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou) pour l'étude de pré-dimensionnement des éléments, pannes, lisses, contreventement et les assemblages)
- CALCUL DES ELEMENTS DE PROJET DE CONSTRUCTIONS METALLIQUE selon les nouveaux règlements, 2^{ème} Edition 2023 du livre de **Mr : DAHMANI Lahlou** (professeur au Département de génie civil a l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou) pour l'étude de pré-dimensionnement de portique).
- BOUDJEMIA.A, Cours de constructions métalliques 3^{ème} année licence.
- LABIOD.M, cours de constructions mixtes Acier-Béton 1^{ère} année Master.
- Règles parasismiques algériennes « **RPA99 / version 2003, D.T.R.- B.C-2.48** ».
- Règles de calcul des fondations superficielles « **D.T.R-B.C- 2.331** ».

Logiciels :

- Robot structure 2019
- Autocad
- Tekla structure

Classifications des zones du vent en Algérie :

Ordre	Wilayas	Zone	Ordre	Wilayas	Zone
01	ADRAR	II	25	CONSTANTINE	I
02	CHLEF	I	26	MEDEA	I
03	LAGHOUAT	III	27	MOSTAGANEM	I
04	OUM EL BOUAGHI	I	28	M'SILA	III
05	BATNA	I	29	MASCARA	I
06	BEDJAJA	I	30	OUARGLA	II
07	BISKRA	I	31	ORAN	I
08	BECHAR	II	32	EL-BAYADH	II
09	BLIDA	I	33	ILLIZI	I
10	BOUTRA	I	34	B. B. ARRERIDJ	I
11	TAMANRASSET	I	35	BOUMERDES	I
12	TEBESSA	I	36	EL TARF	I
13	TLEMCEN	I	37	TINDOUF	II
14	TIARET	II	38	TISSEMSILT	I
15	TIZI OUZOU	I	39	EL OUED	I
16	ALGER	I	40	KHENCHELA	I
17	DJELFA	III	41	SOUK AHRAS	I
18	JIJEL	I	42	TIPAZA	I
19	SETIF	I	43	MILA	I
20	SAIDA	I	44	AIN DEFLA	I
21	SKIKDA	I	45	NAAMA	II
22	SIDI BEL ABBES	I	46	A.TIMOUCHEM	I
23	ANABA	I	47	GHARDIA	II
24	GUELMA	I	48	RELIZANE	I

Catégories de terrain

Catégorie de terrain	K_r	z_0 (m)	z_{min} (m)	α
0 Mer, ou zone côtière exposée aux vents de mer.	0.156	0.003	1	0.38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de 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

Coefficients de topographie (RNV 2013 §2.4.5 P.54)

Site	C_r
Site plat	1
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
Site aux alentours des vallées avec effet d'entonnoir	1.3
Site aux alentours des plateaux	1.15
Site aux alentours des collines	1.15
Site montagneux	1.5

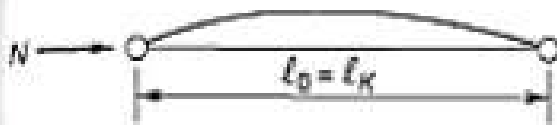
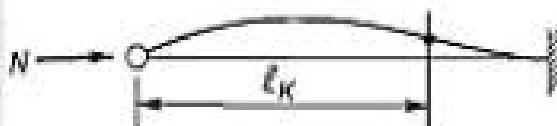
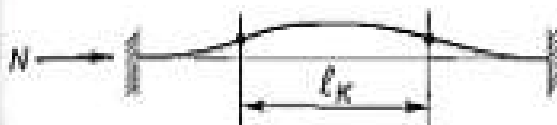




Valeur du coefficient d'exposition $C_e(z)$

Hauteur z (m)	Catégories de terrain				
	0	I	II	III	IV
≤ 1	1,811	1,545	1,423	1,276	1,173
2	2,137	1,883	1,423	1,276	1,173
5	2,603	2,373	1,929	1,276	1,173
10	2,983	2,776	2,352	1,703	1,173
15	3,216	3,025	2,616	1,973	1,440
20	3,387	3,207	2,810	2,174	1,640
25	3,521	3,352	2,965	2,335	1,801
30	3,633	3,472	3,094	2,470	1,937
35	3,729	3,575	3,205	2,587	2,055
40	3,813	3,666	3,302	2,690	2,159
50	3,956	3,820	3,468	2,865	2,337
60	4,074	3,947	3,606	3,012	2,487
70	4,175	4,056	3,725	3,139	2,617
80	4,264	4,152	3,829	3,250	2,731
100	4,414	4,315	4,006	3,440	2,926
125	4,566	4,480	4,187	3,634	3,127
150	4,692	4,617	4,337	3,796	3,295
175	4,800	4,735	4,466	3,936	3,440
200	4,895	4,838	4,579	4,058	3,568

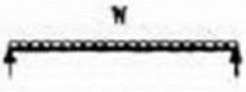

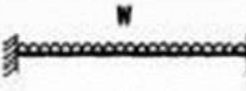

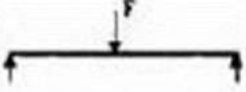

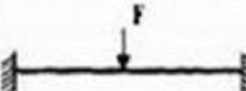

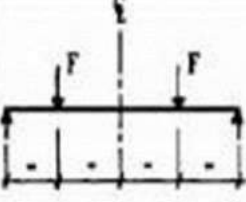

Coefficients de pression extérieure pour toitures à deux versants

Angle de pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0		-0,6		-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
30°	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		0,0	0,0
	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
45°	0,7		0,7		0,4		0,0		0,0	
	0,0		0,0		0,0		-0,2		-0,3	
60°	+0,7		+0,7		+0,6		0,0		0,0	
	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

Valeur de longueur de flambement en fonction de longueur
D'appuis

Conditions d'appuis	m	ℓ_K
<p>- Sans déplacements des extrémités</p> 	1	ℓ_0
	2	$0,7 \ell_0$
	4	$0,5 \ell_0$
	$1 < m < 2$	$> 0,7 \ell_0$
<p>- Avec liberté de déplacements aux extrémités</p> 	$\frac{1}{4}$	$2 \ell_0$
	1	ℓ_0
	$m < \frac{1}{4}$	$> 2 \ell_0$

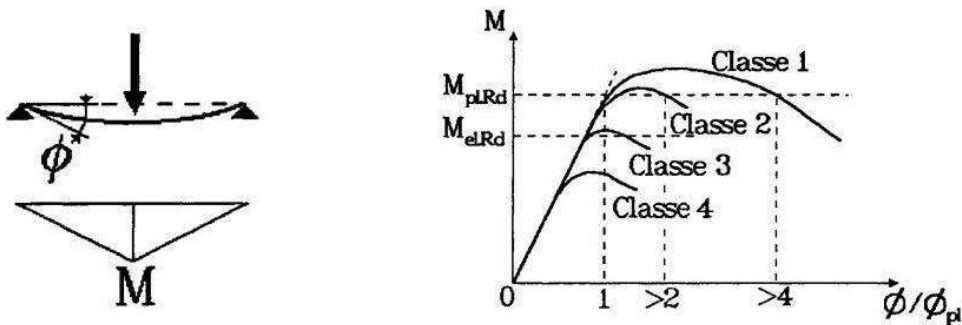
Coefficient C_1 ; C_2 et C_3 pour différente valeur de k

Tableau F.1.2 Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Principe de classification des sections (cas de la flexion simple).

- (1) Quatre classes de sections transversales sont définies:
- Classe 1 - Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
 - Classe 2 - Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.
 - Classe 3 - Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.
 - Classe 4 - Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets dévoiement local.

Des lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées ci-dessous, mettant en évidence la résistance et la capacité de rotation qui peuvent être atteintes avant apparition du phénomène de voilement local (correspondant à l'affaissement de la loi de comportement), tout risque de déversement étant empêché.

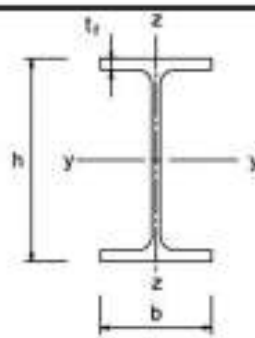
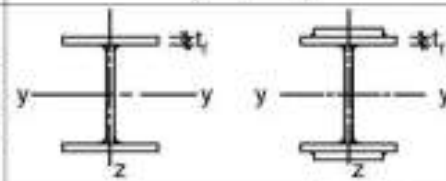

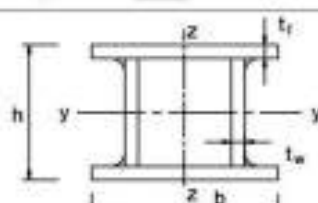
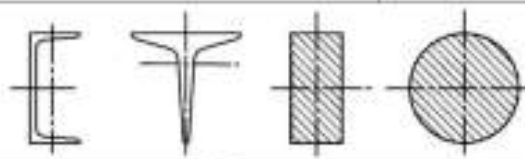



Choix de la courbe de déversement.

Courbe de déversement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Sections transversales	Limites	Courbe de déversement
Sections en I laminées	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Sections en I soudées	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Autres sections	-	d

Choix de la courbe de flambement correspondant à une section.

Cross section	Limits	Buckling about axis	Buckling curve		
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
Rolled sections 	$h/b > 1,2$	y-y z-z	$t_f \leq 40$ mm	a b	a ₀ a ₀
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	b c	a a
	$h/b \leq 1,2$	y-y z-z	$t_f \leq 100$ mm	b c	a a
			$t_f > 100$ mm	d d	c c
Welded I-sections 	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	b c	b c	
	$t_f > 40$ mm	y-y z-z	c d	c d	
Hollow sections 	hot finished	any	a	a ₀	
	cold formed	any	c	c	
Welded box sections 	generally (except as below)	any	b	b	
	thick welds: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	any	c	c	
U-, T- and solid sections 		any	c	c	
L-sections 		any	b	b	

Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe a

Courbe a ($\alpha = 0,21$)										
$\lambda \leftarrow$	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,2	1,000	0,998	0,996	0,993	0,991	0,989	0,987	0,984	0,982	0,980
0,3	0,977	0,975	0,973	0,970	0,968	0,966	0,963	0,961	0,958	0,955
0,4	0,953	0,950	0,947	0,945	0,942	0,939	0,936	0,933	0,930	0,927
0,5	0,924	0,921	0,918	0,915	0,911	0,908	0,905	0,901	0,897	0,894
0,6	0,890	0,886	0,882	0,878	0,874	0,870	0,866	0,861	0,857	0,852
0,7	0,848	0,843	0,838	0,833	0,828	0,823	0,818	0,812	0,807	0,801
0,8	0,796	0,790	0,784	0,778	0,772	0,766	0,760	0,753	0,747	0,740
0,9	0,734	0,727	0,721	0,714	0,707	0,700	0,693	0,686	0,680	0,673
1,0	0,666	0,659	0,652	0,645	0,638	0,631	0,624	0,617	0,610	0,603
1,1	0,596	0,589	0,582	0,576	0,569	0,562	0,556	0,549	0,543	0,536
1,2	0,530	0,524	0,518	0,511	0,505	0,499	0,493	0,487	0,482	0,476
1,3	0,470	0,465	0,459	0,454	0,448	0,443	0,438	0,433	0,428	0,423
1,4	0,418	0,413	0,408	0,404	0,399	0,394	0,390	0,385	0,381	0,377
1,5	0,372	0,368	0,364	0,360	0,356	0,352	0,348	0,344	0,341	0,337
1,6	0,333	0,330	0,326	0,323	0,319	0,316	0,312	0,309	0,306	0,303
1,7	0,299	0,296	0,293	0,290	0,287	0,284	0,281	0,279	0,276	0,273
1,8	0,270	0,268	0,265	0,262	0,260	0,257	0,255	0,252	0,250	0,247
1,9	0,245	0,243	0,240	0,238	0,236	0,234	0,231	0,229	0,227	0,225
2,0	0,223	0,221	0,219	0,217	0,215	0,213	0,211	0,209	0,207	0,205
2,1	0,204	0,202	0,200	0,198	0,197	0,195	0,193	0,192	0,190	0,188
2,2	0,187	0,185	0,184	0,182	0,180	0,179	0,178	0,176	0,175	0,173
2,3	0,172	0,170	0,169	0,168	0,166	0,165	0,164	0,162	0,161	0,160
2,4	0,159	0,157	0,156	0,155	0,154	0,152	0,151	0,150	0,149	0,148
2,5	0,147	0,146	0,145	0,143	0,142	0,141	0,140	0,139	0,138	0,137

Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe b

Courbe b ($\alpha = 0,34$)										
λ	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,2	1,000	0,996	0,993	0,989	0,986	0,982	0,979	0,975	0,971	0,968
0,3	0,964	0,960	0,957	0,953	0,949	0,945	0,942	0,938	0,934	0,930
0,4	0,926	0,922	0,918	0,914	0,910	0,906	0,902	0,897	0,893	0,889
0,5	0,884	0,880	0,875	0,871	0,866	0,861	0,857	0,852	0,847	0,842
0,6	0,837	0,832	0,827	0,822	0,816	0,811	0,806	0,800	0,795	0,789
0,7	0,784	0,778	0,772	0,766	0,761	0,755	0,749	0,743	0,737	0,731
0,8	0,724	0,718	0,712	0,706	0,699	0,693	0,687	0,680	0,674	0,668
0,9	0,661	0,655	0,648	0,642	0,635	0,629	0,623	0,616	0,610	0,603
1,0	0,597	0,591	0,584	0,578	0,572	0,566	0,559	0,553	0,547	0,541
1,1	0,535	0,529	0,523	0,518	0,512	0,506	0,500	0,495	0,489	0,484
1,2	0,478	0,473	0,467	0,462	0,457	0,452	0,447	0,442	0,437	0,432
1,3	0,427	0,422	0,417	0,413	0,408	0,404	0,399	0,395	0,390	0,386
1,4	0,382	0,378	0,373	0,369	0,365	0,361	0,357	0,354	0,350	0,346
1,5	0,342	0,339	0,335	0,331	0,328	0,324	0,321	0,318	0,314	0,311
1,6	0,308	0,305	0,302	0,299	0,295	0,292	0,289	0,287	0,284	0,281
1,7	0,278	0,275	0,273	0,270	0,267	0,265	0,262	0,259	0,257	0,255
1,8	0,252	0,250	0,247	0,245	0,243	0,240	0,238	0,236	0,234	0,231
1,9	0,229	0,227	0,225	0,223	0,221	0,219	0,217	0,215	0,213	0,211
2,0	0,209	0,208	0,206	0,204	0,202	0,200	0,199	0,197	0,195	0,194
2,1	0,192	0,190	0,189	0,187	0,186	0,184	0,182	0,181	0,179	0,178
2,2	0,176	0,175	0,174	0,172	0,171	0,169	0,168	0,167	0,165	0,164
2,3	0,163	0,162	0,160	0,159	0,158	0,157	0,155	0,154	0,153	0,152
2,4	0,151	0,149	0,148	0,147	0,146	0,145	0,144	0,143	0,142	0,141
2,5	0,140	0,139	0,138	0,137	0,136	0,135	0,134	0,133	0,132	0,131

Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe c

Courbe c ($\alpha = 0,49$)										
$\lambda \leftarrow$	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,2	1,000	0,995	0,990	0,985	0,980	0,975	0,969	0,964	0,959	0,954
0,3	0,949	0,944	0,939	0,934	0,929	0,923	0,918	0,913	0,908	0,903
0,4	0,897	0,892	0,887	0,881	0,876	0,871	0,865	0,860	0,854	0,849
0,5	0,843	0,837	0,832	0,826	0,820	0,815	0,809	0,803	0,797	0,791
0,6	0,785	0,779	0,773	0,767	0,761	0,755	0,749	0,743	0,737	0,731
0,7	0,725	0,718	0,712	0,706	0,700	0,694	0,687	0,681	0,675	0,668
0,8	0,662	0,656	0,650	0,643	0,637	0,631	0,625	0,618	0,612	0,606
0,9	0,600	0,594	0,588	0,582	0,575	0,569	0,563	0,558	0,552	0,546
1,0	0,540	0,534	0,528	0,523	0,517	0,511	0,506	0,500	0,495	0,490
1,1	0,484	0,479	0,474	0,469	0,463	0,458	0,453	0,448	0,443	0,439
1,2	0,434	0,429	0,424	0,420	0,415	0,411	0,406	0,402	0,397	0,393
1,3	0,389	0,385	0,380	0,376	0,372	0,368	0,364	0,361	0,357	0,353
1,4	0,349	0,346	0,342	0,338	0,335	0,331	0,328	0,324	0,321	0,318
1,5	0,315	0,311	0,308	0,305	0,302	0,299	0,296	0,293	0,290	0,287
1,6	0,284	0,281	0,279	0,276	0,273	0,271	0,268	0,265	0,263	0,260
1,7	0,258	0,255	0,253	0,250	0,248	0,246	0,243	0,241	0,239	0,237
1,8	0,235	0,232	0,230	0,228	0,226	0,224	0,222	0,220	0,218	0,216
1,9	0,214	0,212	0,210	0,209	0,207	0,205	0,203	0,201	0,200	0,198
2,0	0,196	0,195	0,193	0,191	0,190	0,188	0,186	0,185	0,183	0,182
2,1	0,180	0,179	0,177	0,176	0,174	0,173	0,172	0,170	0,169	0,168
2,2	0,166	0,165	0,164	0,162	0,161	0,160	0,159	0,157	0,156	0,155
2,3	0,154	0,153	0,151	0,150	0,149	0,148	0,147	0,146	0,145	0,144
2,4	0,143	0,141	0,140	0,139	0,138	0,137	0,136	0,135	0,134	0,133
2,5	0,132	0,132	0,131	0,130	0,129	0,128	0,127	0,126	0,125	0,124

Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe d

Courbe d ($\alpha = 0,76$)										
$\lambda \rightarrow$	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,2	1,000	0,992	0,984	0,977	0,969	0,961	0,954	0,946	0,938	0,931
0,3	0,923	0,916	0,909	0,901	0,894	0,887	0,879	0,872	0,865	0,858
0,4	0,850	0,843	0,836	0,829	0,822	0,815	0,808	0,800	0,793	0,786
0,5	0,779	0,772	0,765	0,758	0,751	0,744	0,738	0,731	0,724	0,717
0,6	0,710	0,703	0,696	0,690	0,683	0,676	0,670	0,663	0,656	0,650
0,7	0,643	0,637	0,630	0,624	0,617	0,611	0,605	0,598	0,592	0,586
0,8	0,580	0,574	0,568	0,562	0,556	0,550	0,544	0,538	0,532	0,526
0,9	0,521	0,515	0,510	0,504	0,499	0,493	0,488	0,483	0,477	0,472
1,0	0,467	0,462	0,457	0,452	0,447	0,442	0,438	0,433	0,428	0,423
1,1	0,419	0,414	0,410	0,406	0,401	0,397	0,393	0,388	0,384	0,380
1,2	0,376	0,372	0,368	0,364	0,361	0,357	0,353	0,349	0,346	0,342
1,3	0,339	0,335	0,332	0,328	0,325	0,321	0,318	0,315	0,312	0,309
1,4	0,306	0,302	0,299	0,296	0,293	0,291	0,288	0,285	0,282	0,279
1,5	0,277	0,274	0,271	0,269	0,266	0,263	0,261	0,258	0,256	0,254
1,6	0,251	0,249	0,247	0,244	0,242	0,240	0,237	0,235	0,233	0,231
1,7	0,229	0,227	0,225	0,223	0,221	0,219	0,217	0,215	0,213	0,211
1,8	0,209	0,207	0,206	0,204	0,202	0,200	0,199	0,197	0,195	0,194
1,9	0,192	0,190	0,189	0,187	0,186	0,184	0,183	0,181	0,180	0,178
2,0	0,177	0,175	0,174	0,172	0,171	0,170	0,168	0,167	0,166	0,164
2,1	0,163	0,162	0,160	0,159	0,158	0,157	0,156	0,154	0,153	0,152
2,2	0,151	0,150	0,149	0,147	0,146	0,145	0,144	0,143	0,142	0,141
2,3	0,140	0,139	0,138	0,137	0,136	0,135	0,134	0,133	0,132	0,131
2,4	0,130	0,129	0,128	0,127	0,127	0,126	0,125	0,124	0,123	0,122
2,5	0,121	0,121	0,120	0,119	0,118	0,117	0,116	0,116	0,115	0,114

Les caractéristiques des boulons.

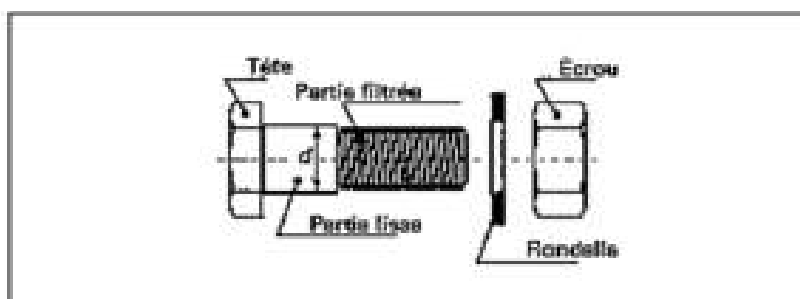


Tableau 1 – Valeurs nominales de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance ultime à la traction f_{ub} des boulons ordinaires

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1 000

Tableau 2 – Aires des sections lisses et des sections filetées des boulons ordinaires

Diamètre nominal d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Diamètre du trou d_0 (mm)	9	11	13	16	18	20	22	24	26	30	33
d rondelle..... (mm)	16	20	24	27	30	34	37	40	44	50	55
Épaisseur rondelle..... (mm)	2,5	2,5	3	3	3	4	4	4	4	5	5
Hauteur d'écrou..... (mm)	6,9	8,4	10,8	12,8	14,8	15,8	18	19,4	21,5	23,8	25,6
Hauteur de tête..... (mm)	5,3	6,4	7,5	8,8	10	11,5	12,5	14	15	17,5	19
Section nominale A (mm ²)	50,2	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
Section résistante A_s (mm ²)	35,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	551

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N / mm ²)	240	320	300	400	360	480	640	900
f_{ub} (N / mm ²)	400	400	500	500	600	600	800	1000

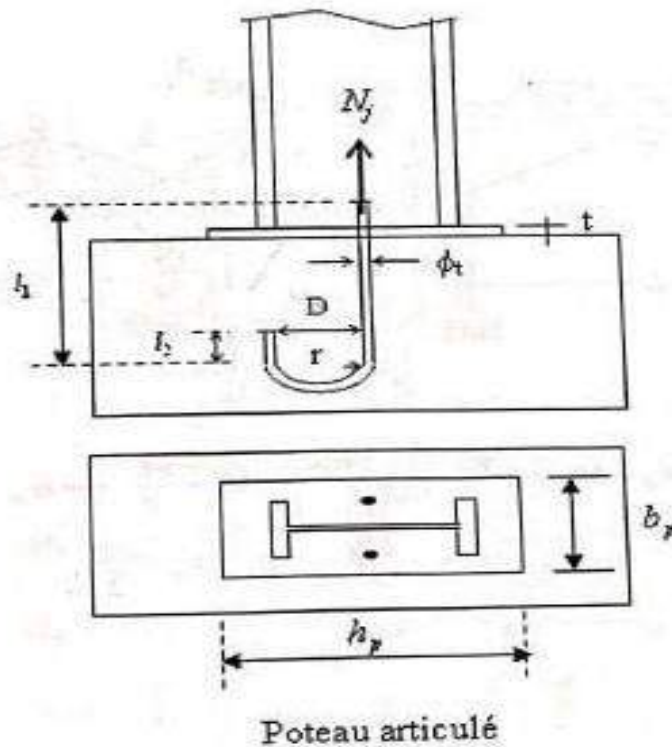
Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée
 α

Site	Zone		
	I	II	III
S ₁	-	-	-
S ₂	-	15	12
S ₃	15	12	10.
S ₄	12	10	8

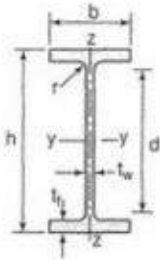
Valeurs des efforts normaux admissibles, par tige d'ancrage et leurs diamètres données en fonction des caractéristiques de la tige et de la profondeur d'ancrage.

ϕ_t	D	l_1	l_2	l_f	N_f^{max}
16	40	280	25	120	2170
20	50	280	32	120	3040
20	50	480	32	120	4420
24	70	500	40	160	6070
30	90	500	50	160	8580
33	100	700	55	160	12260

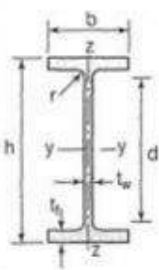
l_f : longueur filetée.



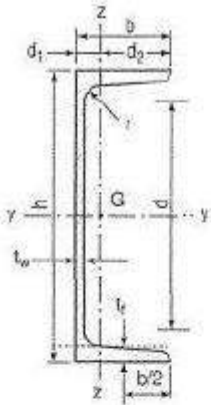
Tableaux de Profils laminés.

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	
	h	b	a	e	r	h ₁	P	A	
	h	b	t _w	t _f	r	d	P	A	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	
IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6	
IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3	
IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2	
IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4	
IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1	
IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9	
IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5	
IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4	
IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1	
IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9	
IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8	
IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6	
IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7	
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5	
IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8	
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034											
		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion J
I_x		I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J	
	I_y	$W_{el,y}$	I_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t	
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	
IPE (suite)	IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
	IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
	IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
	IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
	IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
	IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
	IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
	IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
	IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
	IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
	IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
	IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15
	IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32
	IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08
	IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87
	IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24	
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,6	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42	

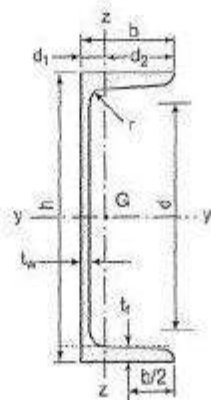
ANNEXE

Poutrelles												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
UPN	 <p>Inclinaison des ailes : $h \leq 300 : 8 \%$ $h > 300 : 5 \%$</p>											
	Profils	Dimensions							Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
		h	b	a	e	r	r ₁	h ₁	P	A	d ₁	d ₂ = v _y
		h	b	t _w	t _f	r	r ₁	d	P	A	d ₁	d ₂ = v _z
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UPN 80	80	45	6,0	8,0	8,0	4,00	47	8,7	11,0	1,45	3,05
	UPN 100	100	50	6,0	8,5	8,5	4,50	64	10,6	13,5	1,55	3,45
	UPN 120	120	55	7,0	9,0	9,0	4,50	82	13,3	17,0	1,61	3,89
	UPN 140	140	60	7,0	10,0	10,0	5,00	98	16,0	20,4	1,76	4,24
	UPN 160	160	65	7,5	10,5	10,5	5,50	116	18,9	24,0	1,84	4,66
	UPN 180	180	70	8,0	11,0	11,0	6,00	133	21,9	27,9	1,92	5,08
	UPN 200	200	75	8,5	11,5	11,5	6,50	151	25,2	32,2	2,01	5,49
	UPN 220	220	80	9,0	12,5	12,5	6,50	167	29,4	37,4	2,14	5,86
	UPN 240	240	85	9,5	13,0	13,0	7,00	185	33,2	42,3	2,23	6,27
UPN 260	260	90	10,0	14,0	14,0	7,50	201	37,9	48,3	2,36	6,64	
UPN 280	280	95	10,0	15,0	15,0	8,00	216	41,9	53,4	2,53	6,97	
UPN 300	300	100	10,0	16,0	16,0	8,00	231	46,1	58,8	2,70	7,30	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE

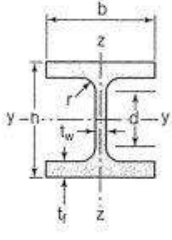
Dimensions : NF A 45-202
Tolérances : NF A 45-210



Inclinaison des ailes :
h ≤ 300 : 8 %
h > 300 : 5 %

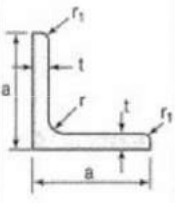
UPN
(suite)

Profils	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion J
	I_x	I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	J	
	I_y	W_{ely}	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	W_{elz}	i_z	$W_{pl,z}$	I_t	
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	
UPN 80	106	26,5	3,1	31,8	5,10	19,4	6,4	1,33	12,1	2,16	
UPN 100	206	41,2	3,9	49,0	6,46	29,3	8,5	1,47	16,2	2,81	
UPN 120	364	60,7	4,6	72,6	8,80	43,2	11,1	1,59	21,2	4,15	
UPN 140	605	86,4	5,5	103,0	10,41	62,7	14,8	1,75	28,3	5,68	
UPN 160	925	116,0	6,2	138,0	12,60	85,3	18,3	1,89	35,2	7,39	
UPN 180	1350	150,0	7,0	179,0	15,09	114,0	22,4	2,02	42,9	9,55	
UPN 200	1910	191,0	7,7	228,0	17,71	148,0	27,0	2,14	51,8	11,90	
UPN 220	2690	245,0	8,5	292,0	20,62	197,0	33,8	2,30	64,1	16,00	
UPN 240	3600	300,0	9,2	358,0	23,71	248,0	39,6	2,42	75,7	19,70	
UPN 260	4820	371,0	10,0	442,0	27,12	317,0	47,7	2,56	91,6	25,60	
UPN 280	6280	448,0	10,9	532,0	29,28	399,0	57,2	2,74	109,0	31,00	
UPN 300	8030	535,0	11,7	632,0	31,77	495,0	67,8	2,90	130,0	37,40	

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	
	h	b	a	e	r	h ₁	P	A	
	h	b	t _w	t _f	r	d	P	A	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	
	HEB 100	100	100	6,0	10	12	56	20,4	26,0
	HEB 120	120	120	6,5	11	12	74	26,7	34,0
	HEB 140	140	140	7,0	12	12	92	33,7	43,0
	HEB 160	160	160	8,0	13	15	104	42,6	54,3
	HEB 180	180	180	8,5	14	15	122	51,2	65,3
	HEB 200	200	200	9,0	15	18	134	61,3	78,1
	HEB 220	220	220	9,5	16	18	152	71,5	91,0
	HEB 240	240	240	10,0	17	21	164	83,2	106,0
	HEB 260	260	260	10,0	17,5	24	177	93,0	118,4
	HEB 280	280	280	10,5	18	24	196	103,1	131,4
	HEB 300	300	300	11,0	19	27	208	117,0	149,1
	HEB 320	320	300	11,5	20,5	27	225	126,7	161,3
	HEB 340	340	300	12,0	21,5	27	243	134,2	170,9
	HEB 360	360	300	12,5	22,5	27	261	141,8	180,6
	HEB 400	400	300	13,5	24	27	298	155,3	197,8
	HEB 450	450	300	14,0	26	27	344	171,1	218,0
HEB 500	500	300	14,5	28	27	390	187,3	238,6	
HEB 550	550	300	15,0	29	27	438	199,4	254,1	
HEB 600	600	300	15,5	30	27	486	211,9	270,0	
HEB 650	650	300	16,0	31	27	534	224,8	286,3	
HEB 700	700	300	17,0	32	27	582	240,5	306,4	
HEB 800	800	300	17,5	33	30	674	262,3	334,2	
HEB 900	900	300	18,5	35	30	770	291,5	371,3	
HEB 1000	1000	300	19,0	36	30	868	314,0	400,0	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											
		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion J
I_x		I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J	
I_y		$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t	
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	
HEB 100	449,5	89,9	4,16	104,2	9,0	167,2	33,4	2,53	51,4	21,1	9,25	
HEB 120	864,4	144,1	5,04	165,2	11,0	317,4	52,9	3,06	81,0	27,6	13,84	
HEB 140	1509,2	215,6	5,93	245,4	13,1	549,5	78,5	3,58	119,8	34,9	20,06	
HEB 160	2492,0	311,5	6,78	354,0	17,6	889,0	111,1	4,05	170,0	43,4	31,24	
HEB 180	3831,1	425,7	7,66	481,4	20,2	1362,5	151,4	4,57	231,0	52,4	42,16	
HEB 200	5696,2	569,6	8,54	642,5	24,8	2002,9	200,3	5,06	305,8	62,4	59,28	
HEB 220	8091,0	735,5	9,43	827,0	27,9	2842,7	258,4	5,59	393,9	73,0	76,57	
HEB 240	11259,3	938,3	10,31	1053,1	33,2	3921,9	326,8	6,08	498,4	84,7	102,69	
HEB 260	14919,4	1147,6	11,22	1282,9	37,6	5134,0	394,9	6,58	602,2	94,4	123,78	
HEB 280	19270,3	1376,4	12,11	1534,4	41,1	6593,7	471,0	7,08	717,6	104,4	143,72	
HEB 300	25165,7	1677,7	12,99	1868,7	47,4	8562,1	570,8	7,58	870,1	116,2	185,05	
HEB 320	30823,5	1926,5	13,82	2149,2	51,8	9237,7	615,8	7,57	939,1	127,4	225,07	
HEB 340	36656,4	2156,3	14,65	2408,1	56,1	9688,5	645,9	7,53	985,7	133,7	257,20	
HEB 360	43193,5	2399,6	15,46	2683,0	60,6	10139,4	676,0	7,49	1032,5	139,9	292,45	
HEB 400	57680,5	2884,0	17,08	3231,7	70,0	10816,5	721,1	7,40	1104,0	149,5	355,75	
HEB 450	79887,6	3550,6	19,14	3982,4	79,7	11718,4	781,2	7,33	1197,7	161,7	440,48	
HEB 500	107175,8	4287,0	21,19	4814,6	89,8	12620,6	814,4	7,27	1291,6	174,0	538,44	
HEB 550	136690,9	4970,6	23,20	5590,6	100,1	13073,2	871,5	7,17	1341,1	180,3	600,33	
HEB 600	171041,1	5701,4	25,17	6425,1	110,8	13526,1	901,7	7,08	1391,1	186,6	667,18	
HEB 650	210616,1	6480,5	27,12	7319,9	122,0	13979,4	932,0	6,99	1441,4	192,9	739,20	
HEB 700	256888,4	7339,7	28,96	8327,1	137,1	14435,4	962,4	6,86	1495,0	199,5	830,94	
HEB 800	359083,6	8977,1	32,78	10228,7	161,8	14896,9	993,1	6,68	1553,1	206,3	946,02	
HEB 900	494064,7	10979,2	36,48	12584,1	188,8	15808,0	1053,9	6,53	1658,3	219,0	1137,47	
HEB 1000	644748,3	12895,0	40,15	14855,1	212,5	16267,3	1084,5	6,38	1716,3	225,3	1254,42	

7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS d'après doc. OTUA

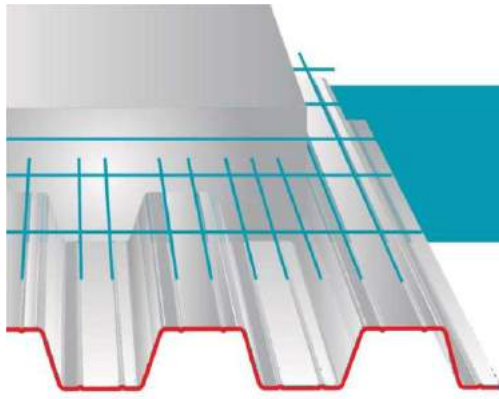
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
		Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
		a	a	e	r	r ₁			P	A	d	I _x = I _y
mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm		
CORNIÈRES À AILES ÉGALES	L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59
	L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75
	L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74
	L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72
	L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90
	L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90
	L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89
	L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88
	L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06
	L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05
	L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04
	L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22
	L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21
	L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20
	L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19
	L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38
	L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37
	L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35
	L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35
	L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34
	L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54
	L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54
	L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51
	L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49	
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48	
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66	

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

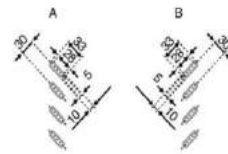
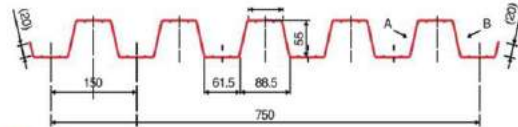
Tableau des armatures (1)

Section en cm² de N armatures de diamètre Φ (mm)



Tôles pour plancher collaborant

Hi-Bond 55



Identification

Ép. t en cm	Masse en kg/m ²
0,75	9,56
0,88	11,23
1,00	12,83
1,20	15,30

Manutention - Emballage

Ép. t en cm	Masse en kg/m ²
0,75	6,97
0,88	8,18
1,00	9,30
1,20	11,16

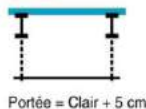
Valeurs de calcul

Épaisseur t en cm	Ép. Acier en mm	Aire d'Acier en cm ² /m	Position fibre neutre v ₁ en cm	v ₂ en cm	Mt d'inertie en cm ⁴	Module de résistance I.V ₁	I.V ₂
0,75	0,71	11,18	2,75	2,75	57,54	20,92	20,92
0,88	0,84	13,23	2,75	2,75	68,08	24,76	24,76
1,00	0,96	15,12	2,75	2,75	77,80	28,29	28,29
1,20	1,16	18,27	2,75	2,75	94,01	34,19	34,19

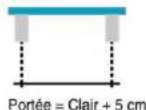
Portées admissibles au coulage en mètres

Distances maximales franchissable par tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étaieage, pour chaque épaisseur de plancher, en fonction de l'épaisseur nominale **t** de la tôle et du nombre de travées couvertes par la tôle, pour une déformation du coffrage de 240/1^{ème} de la portée. Les colonnes de droite indiquent la distance maximale de part et d'autre d'une file détails éventuelle.

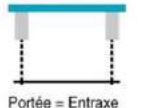
Acier



Béton



Bois



Épaisseur Plancher h cm	t = 0,75 mm				t = 0,88 mm				t = 1,00 mm				t = 1,20 mm			
	Sans Etaie		Etaie		Sans Etaie		Etaie		Sans Etaie		Etaie		Sans Etaie		Etaie	
10	2,70	3,60	3,33	3,35	2,85	3,80	3,52	3,63	2,96	3,95	3,66	3,97	3,14	4,18	3,88	4,23
	11	2,60	3,48	3,22	3,15	2,74	3,66	3,39	3,48	2,85	3,81	3,53	3,71	3,02	4,03	3,73
12	2,51	3,36	3,11	2,95	2,65	3,54	3,28	3,35	2,76	3,69	3,41	3,57	2,93	3,91	3,62	3,91
	13	2,43	3,26	3,02	2,78	2,57	3,44	3,19	3,18	2,68	3,59	3,32	3,44	2,85	3,81	3,52
14	2,37	3,17	2,94	2,64	2,50	3,34	3,09	3,01	2,61	3,49	3,23	3,33	2,76	3,70	3,42	3,64
	15	2,31	3,10	2,87	2,51	2,44	3,26	3,02	2,86	2,54	3,41	3,15	3,17	2,69	3,61	3,34
16	2,25	3,02	2,80	2,39	2,38	3,19	2,95	2,72	2,48	2,33	3,08	3,02	2,63	3,53	3,26	3,43
	17	2,20	2,95	2,73	2,29	2,33	3,12	2,88	2,60	2,43	3,26	3,01	2,89	2,57	3,45	3,19
18	2,15	2,89	2,67	2,19	2,28	3,05	2,82	2,49	2,37	3,19	2,95	2,77	2,52	3,38	3,13	3,21
	19	2,12	2,84	2,63	2,11	2,23	3,00	2,77	2,40	2,34	3,13	2,90	2,66	2,48	3,33	3,08
20	2,08	2,79	2,58	2,03	2,19	2,94	2,82	2,31	2,29	3,07	2,84	2,56	2,44	3,27	3,02	2,96
	22	2,00	2,69	2,49	1,93	2,11	2,84	2,62	2,15	2,21	2,96	2,74	2,38	2,35	3,15	2,91
24	1,94	2,60	2,41	1,85	2,05	2,76	2,55	2,01	2,14	2,88	2,66	2,23	2,27	3,05	2,82	2,58

Pour les valeurs en italique, l'éclairement du plancher est supérieur à 36.

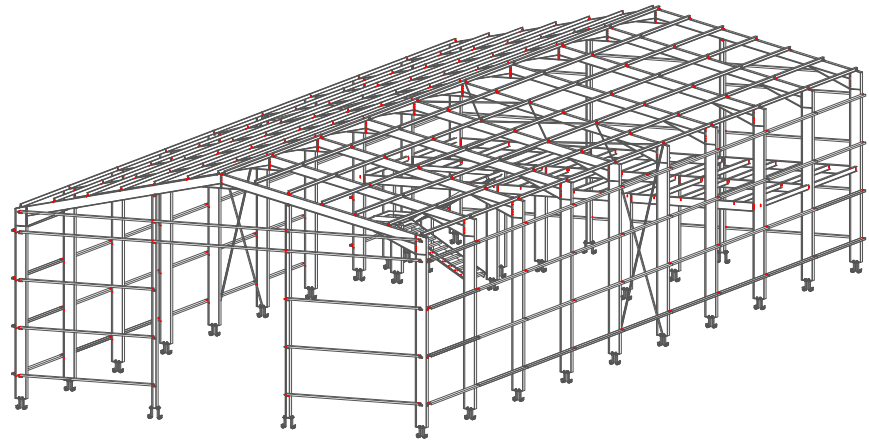
Ces valeurs maximales conviennent lorsque les arrêts de coulage éventuels sont au droit des supports, aux extrémités des tôles et si toutes les précautions utiles sont prises au moment du coulage pour éviter une surépaisseur de béton même localisée, même temporaire, sur la tôle. En cas contraires, choisir des portées moindres.

Fixer les tôles par deux fixations au moins par bac à chaque extrémité.

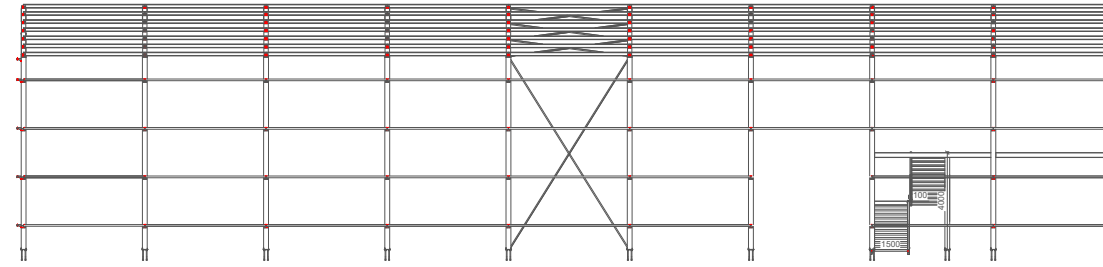


Sarl **SES** (Steel Export Service)
 Route de Blida • Chemin Berbessa • BP233 Koléa • Tipaza • Algérie
 Tél. : 024 59 34 17/ 20/ 21
 Mob. : 05 54 50 30 63/ 64/ 65 • 05 60 01 79 19/ 23 • 05 61 93 80 34
 Email : commercial@ses-algerie.com • Site Web : www.ses-algerie.com

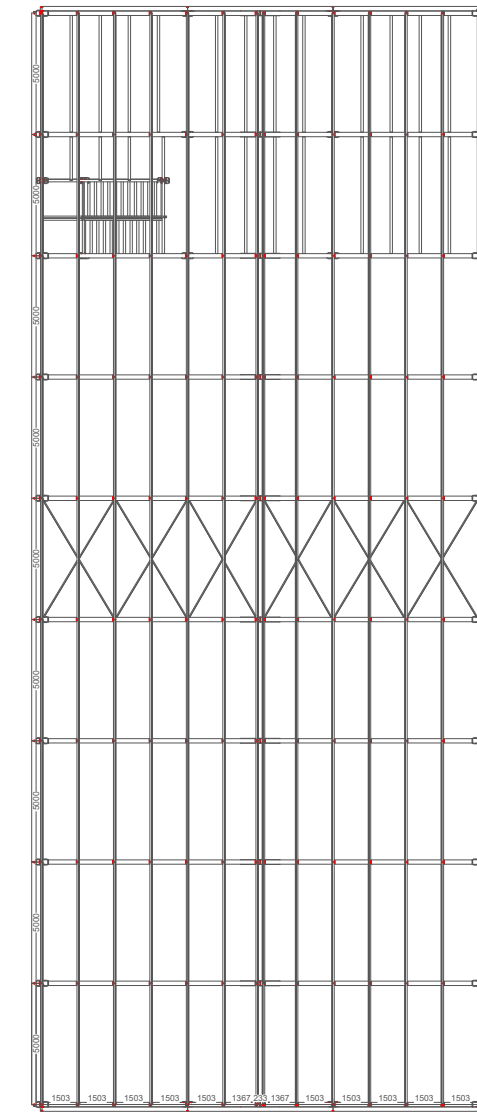




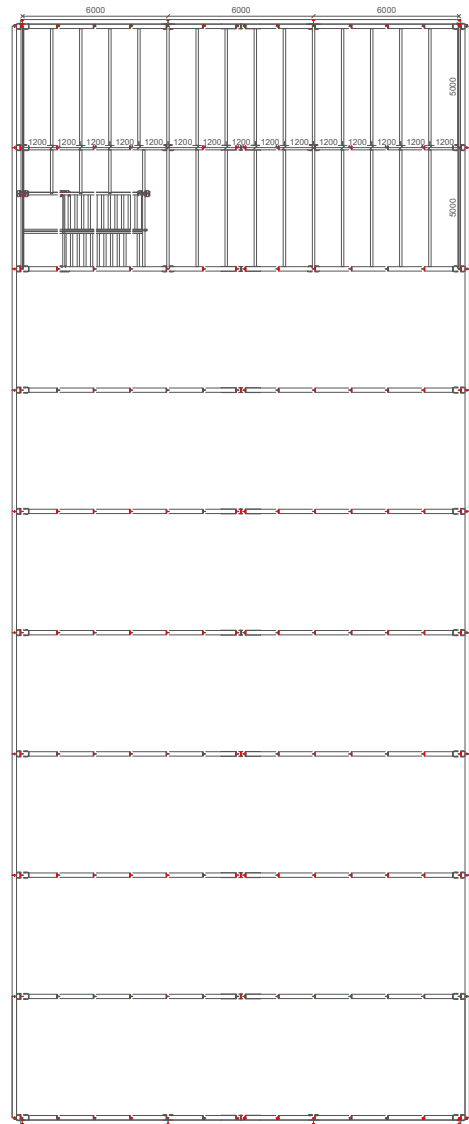
3D
1/100



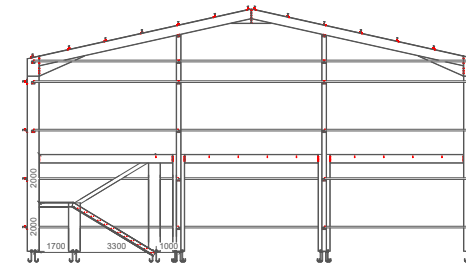
LONG PAN 18000.00
1/100



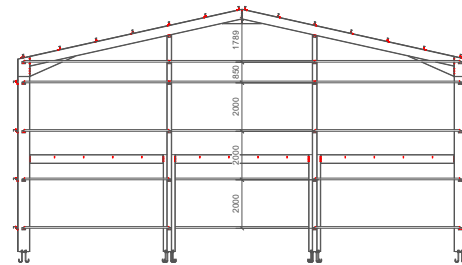
PLAN 10000.00
1/100



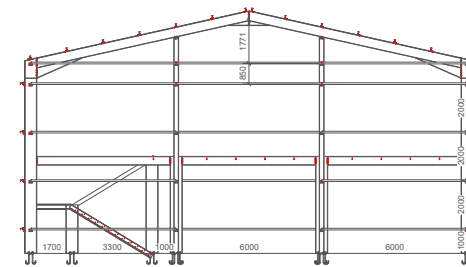
PLAN 4000.00
1/100



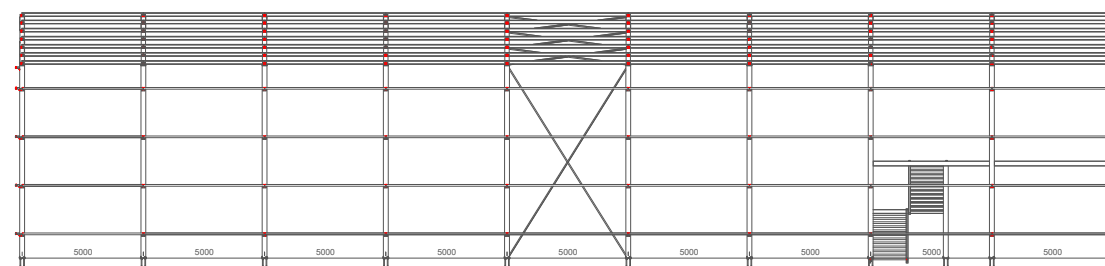
PIGNON 35000.00
1/100



PIGNON 45000.00
1/100



PIGNON 0.00
1/100



LONG PAN 0.00
1/100

Indice	Description	Date de révision
	18.00X45.00X8.00	
Dessinateur: BOUSSAID Yacine BOUGHANEM M Lamine		www.tekla.com
Numéro de plan: [15]	Nom d'affaire: HANGAR	Echelles: 1:100
Indice:	Date: 23.06.2024	Format: A3
Standard_A3		
TEKLA s.a.r.l		
Direction Technique 42, Chemin Albert EINSTEIN 81000 ALBI (FRANCE)	Direction Commerciale 5 Rue de la Coquette 81000 ALBI (FRANCE)	Tél. : 05 63 48 11 80 Fax : 05 63 48 11 81
support-teklastructures@fr.tekla.com		

