

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)

Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En vue de l'obtention du diplôme de master
de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*

Filière : Génie Civil

Spécialité : Constructions métalliques

Thème

**Conception et calcul d'un bâtiment métallique avec mezzanine
et équipé de deux ponts roulants à usage industriel.**

Présenté par :

Mr HAMMAR Mourad

Devant le jury composé de :

Mr AKKOUCHE Karim	Maitre de conférences à l'UMMTO	Président.
Mr LABIOD Mahfoud	Maitre-assistant à l'UMMTO	Examineur.
Mr BOUDJEMIA Ahmed	Maitre de conférences à l'UMMTO	Encadrant.

Promotion : 2024/2025

Remerciements

Avant toute chose, je tiens à exprimer ma plus profonde gratitude à ma famille, pour leur soutien inconditionnel, leur patience et leur encouragement tout au long de mon parcours universitaire. Leur présence constante a été une véritable source de force et de motivation.

Je remercie tout particulièrement Monsieur Boudjemia, mon encadrant, pour sa disponibilité, ses conseils avisés, ainsi que pour la confiance qu'il m'a accordé durant la réalisation de ce travail. Son accompagnement rigoureux et bienveillant a été déterminant pour l'aboutissement de ce mémoire.

Mes sincères remerciements vont également aux membres du jury, Monsieur le Président et Monsieur l'Examineur, pour l'attention qu'ils ont portée à mon travail et pour leurs remarques constructives qui enrichiront assurément ma réflexion future.

Je n'oublie pas les invités présents lors de la soutenance, ainsi que les enseignants de la section Constructions Métalliques, dont les enseignements et les conseils m'ont permis d'acquérir les compétences nécessaires à la réalisation de ce projet.

Je remercie également le personnel administratif du département de Génie Civil pour leur accompagnement tout au long de mon cursus, ainsi que toutes les personnes ayant contribué, de près ou de loin, à la réussite de ce mémoire.

Enfin, une pensée particulière à Thinhinane, pour sa présence, son aide précieuse et son soutien tout au long de cette aventure.

À toutes et à tous, merci du fond du cœur.

Dédicace

Je dédie ce mémoire avec tout mon amour et ma reconnaissance à mes chers parents, pour leur soutien inconditionnel, leurs sacrifices et leur amour sans faille. Merci de m'avoir toujours guidé et encouragé dans chaque étape de ma vie.

À mes frères, Djamel et Yasmine, pour leur présence, leur affection et leurs encouragements constants.

À mes amis Hakim, Mouloud, Sabrina, Mélissa, Tina, Massiva et Sonia, pour leur amitié sincère, leur écoute, leurs fous rires et leur soutien précieux tout au long de ce parcours.

Une pensée particulière à ma fidèle compagne, ma chienne Laïka, pour sa présence apaisante et son affection silencieuse mais inestimable.

Je tiens également à exprimer ma profonde gratitude à Mhend Zidane et Chikh Ali Ouguemat, dont les conseils, la sagesse et le soutien m'ont profondément marqué.

À vous tous, merci du fond du cœur.



Table des matières :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction	24
I.2 Présentation de projet	24
I.2.1 Site d'implantation :	24
I.2.2 Caractéristiques géométriques :	24
I.2.3 Les caractéristiques architecturales de l'ouvrage	25
I.3 Elément de l'ouvrage	25
I.3.1 La couverture	25
I.3.2 Plancher mixte	26
I.3.3 Les escaliers	27
I.3.4 Toiture	28
I.3.5 Les pannes	28
I.3.6 Les murs	28
I.3.7 Le pont roulant	28
I.4 Les Assemblages	29
I.4.1 Boulonnage	29
I.4.2 Soudage	30
I.5 Matériaux utilisés	30
I.5.1 Acier	30
I.5.2 Le Béton	32
I.6 Règlements utilisés :	32
Chapitre II : Etudes climatiques.	
II.1 Introduction	34
II.2 Action de la neige	34
II.2.1 But	34
II.2.2 La charge de neige sur le sol	34
II.2.3 Coefficient de forme de la toiture	35
II.2.4 Calcul des charges de neige sur la toiture	35
II.2.5 Dans cas toiture a multiples versants	35
II.3 Etude au vent :	36
II.3.1 Coefficients de calcul	36
II.3.2 Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul	36

II.3.3 Vent perpendiculaire au pignon (V1) :	39
II.3.4 Vent perpendiculaire au long pan (V2)	44
II.3.5 Calcul de la force de frottement	49
II.3.6 Action d'ensemble	50
II.3.7 Calcul de la stabilité d'ensemble : pression intérieure de +0.2	53
II.4 Conclusion	55
Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments secondaire.	
III.1 Introduction	57
III.2 Calcul des pannes de toiture :	57
III.2.1 Données de calcul.....	57
III.2.2.....	58
III.2.3.....	59
III.2.4.....	59
III.2.5 Combinaisons de charge.....	60
III.2.6 Classe de la section	61
III.2.7 Vérification de la résistance	61
III.3 Les liernes des pannes	64
III.3.1 Dimensionnement des liernes de pannes.....	64
III.3.2 La réaction au niveau de lierne :	65
III.3.3 Déterminer le diamètre des liernes :	65
III.4 Échantignolle :	66
III.5 Calcul des lisses de bardage	67
III.5.1 Définition	67
III.5.2 Évaluation des charges et surcharges	67
III.5.3 Prédimensionnement	68
III.5.4 Les combinaisons les plus défavorables :	68
III.5.5 Classe de la section	69
III.5.6 Calcul moment sollicitant et moment résistant	69
III.5.7 Vérification à la flexion déviée	70
III.5.8 Vérification au cisaillement	70
III.5.9 Vérification à l'instabilité (diversement)	71
III.5.10 Vérification à l'état limite du service (ELS)	71
III.6 Calcul des liernes pour les lisses de bardage	72

III.6.1 Effort de traction dans les tronçons	72
III.6.2 Déterminer le diamètre des liernes	73
III.7 Calcul des potelets	73
III.7.1 Définition	73
III.7.2 Évaluation des charges et surcharges	73
III.7.3 Prédimensionnement	73
III.7.4 Les combinaisons	74
III.7.5 Classe de la section	74
III.7.6 Vérification de la section à la résistance	75
III.7.7 Vérification de l'élément aux instabilités.....	76
III.7.8 Calcul coefficient d'interaction K_{ij}	76
III.8 Conclusion	77
Chapitre IV : Calcul du pont roulant	
IV.1 Introduction	79
IV.2 Définition.....	79
IV.3 Caractéristique du pont roulant	80
IV.4 Classification du pont roulant.....	80
IV.5 Étude de la poutre de roulement	81
IV.5.1 Calcul les réactions au niveau des galets	81
$M/A = 0$	81
IV.5.2 Pré-dimensionnement de la poutre de roulant :	84
IV.5.3 Choix du rail de roulement.....	85
IV.5.4 Vérification de la flèche	85
IV.6 Vérification de la section à la résistance	88
IV.7 Calcul du support du chemin de roulement.....	92
IV.8 Conclusion.....	95
Chapitre V : Plancher mixte.	
V.1 Introduction.....	97
V.2 Calcul des planchers mixte à dalle collaborant.....	97
V.2.1 Phase de construction	97
V.2.2 Phase finale.....	97
V.3 Disposition des solives (poutrelles)	98
V.4 Caractéristique des éléments constructifs	98

V.4.1 L'acier	98
V.4.2 Béton	98
V.5 Vérification au stade de montage	99
V.5.1 Evaluation des charges	99
V.5.2 Les combinaisons des charges.....	99
V.5.3 Condition de flèche	99
V.5.4 Vérification a l 'ELU.....	100
V.6 Vérification au stade finale.....	101
V.6.1 Evaluation des charges	101
V.6.2 Combinaisons des charges.....	101
V.7 Caractéristique de la poutre mixte	101
V.7.1 Calcul de la largeur efficace du béton	101
V.7.2 Position de l'axe neutre	102
V.7.3 Vérification à L'ELU	103
V.7.4 Calcul de la flèche (ELS)	103
V.8 Calcul des connexions acier-béton	104
V.8.1 Introduction	104
V.8.2 Choix des dimensions des connecteurs suivant « L'urocode 4 ».....	104
V.8.3 Calcul de nombre de connecteurs (goujon).....	105
V.8.4 Calcul de l'espacement entre les goujons.....	106
V.9 Pré dimensionnement des poutres principales du plancher	107
V.9.1 Vérification au stade de montage	107
V.9.2 Vérification au stade finale.....	108
V.10 Calcul des poteaux intermédiaire qui support le plancher.....	112
V.10.1 Evaluation des charges	112
V.10.2 Vérification de la condition à la résistance	112
V.11 Conclusion	113
Chapitre VI : Etude des escaliers.	
VI.1 Introduction	115
VI.2 Définition des éléments constituant les escaliers	115
VI.3 Pré-dimensionnement des marches	115
VI.3.1 Choix des dimensions	115
VI.3.2 Dimensionnement de la cornière (support).....	116

VI.4 Détermination de la section de la cornière	117
VI.4.1 Evaluation des charges	117
VI.4.2 Les combinaisons des charges ELS	117
VI.4.3 Les combinaisons des charges	117
VI.4.4 Vérification de la flèche	118
VI.4.5 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement)	118
VI.4.6 Vérification du moment fléchissant (résistant)	118
VI.5 Dimensionnement de limon.....	119
VI.5.1 Evaluation des charges	119
VI.5.2 Calcul la charge d'équivalente	120
VI.5.3 Pré-dimensionnement des limons	120
VI.5.4 Vérification à la résistance (ELU)	121
VI.5.5 Vérification à l'effort tranchant	121
VI.5.6 Vérification à la compression	121
VI.5.7 Vérification à la flexion composer.....	122
VI.6 Etude de la poutre palière des limons.....	122
VI.6.1 Evaluation de charges	122
VI.6.2 Condition de flèche	123
VI.6.3 Vérification du moment fléchissant	123
VI.6.4 Vérification à l'effort tranchant	123
VI.6.5 Vérification à la flèche	124
VI.7 Calcul de palier de repos	124
VI.7.1 Evaluation des charges	124
VI.7.2 Combinaisons des charges	124
VI.7.3 Vérification de la flèche	124
VI.7.4 Vérification les poutres de milieu	125
VI.7.5 Combinaison des charges	125
VI.7.6 Condition de flèche	125
VI.8 Conclusion.....	127
Chapitre VII : Etude sismique.	
VII.1 Introduction	129
VII.2 Notion de sismologie	129
VII.3 Méthode de calcul	129

VII.4 La méthode statique équivalente (M.S.E).....	130
VII.5 Calcul de la force sismique totale	130
VII.5.1 Coefficient d'accélération de zone A	130
VII.5.2 Facteur d'amplification dynamique moyen DD	131
VII.5.3 Calcul du période fondamentale à l'aide des formules empirique	131
VII.5.4 Facteur de qualité Q	132
VII.5.5 Poids totale de la structure W	133
VII.6 Calcul de la force sismique	135
VII.7 Distribution verticale de la force sismique	136
VII.8 Répartition des efforts tranchants par niveau aux différents portiques.....	136
Chapitre VIII : Etude de portique.	
VIII.1 Introduction.....	140
VIII.2 Calcul du portique.....	140
VIII.3 Evaluation des charges	141
VIII.4 Bilan des efforts dans la traverse	141
VIII.5 Bilan des efforts dans le poteau	142
VIII.6 Combinaison de charges	144
VIII.7 Pré-dimensionnement des travers	146
VIII.8 Vérification à l'ELU	146
VIII.8.1 Vérification à l'effort tranchant.....	146
VIII.8.2 Vérification à la flexion composée.....	147
VIII.8.3 Vérification de l'effort normal	147
VIII.8.4 Vérification du moment fléchissons.....	147
VIII.8.5 Vérification de l'élément aux instabilités.....	147
VIII.9 Vérification ses poteaux	150
VIII.9.1 Vérification au flambement par rapport à l'axe y-y	150
VIII.9.2 Vérification au flambement par rapport à l'axe faible z-z	150
VIII.9.3 Calcul la résistance au déversement.....	151
Chapitre IX : Etude de stabilité.	
IX.1 Introduction	156
IX.2 Dispositions des contreventements	156
IX.3 Calcul de la poutre au vent	156
IX.3.1 Les efforts agissants sur la poutre au vent	156

IX.3.2	Section de la diagonal	158
IX.3.3	Vérification la section à la résistance.....	159
IX.4	Vérification des montants (Pannes) de la poutre au vent	159
IX.4.1	Charge et surcharge à la panne intermédiaire	159
IX.4.2	Combinaison de charge	160
IX.4.3	Incidence de l'effort tranchant	161
IX.4.4	Incidence de l'effort normal.....	161
IX.4.5	Vérification de l'élément aux instabilités	161
IX.4.6	Résistance au flambement par rapport à l'axe fort y-y	162
IX.4.7	Résistance au flambement par rapport à l'axe faible z-z	162
IX.4.8	Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT}	163
IX.5	Vérification de la sablière.....	165
IX.5.1	Calcul de l'effort normal.....	165
IX.5.2	Vérification à la flexion composée	165
IX.5.3	Vérification de la résistance au flambement	166
IX.6	Etude de palée de stabilité vertical	167
IX.6.1	Calcul l'effort N_{sd} avec la force du vent	168
IX.6.2	Calcul Nsd avec l'effort sismique	169
IX.6.3	Dimensionnement de la diagonale de la palée de stabilité.....	170
IX.7	Conclusion.....	170
Chapitre X : Calcul des assemblages.		
X.1	Introduction.....	172
X.2	Assemblage poteau-traverse	172
X.3	Avantages des boulons HR.....	172
X.4	Efforts de calcul	173
X.5	Les composants de l'assemblage	173
X.6	Vérification a la résistance.....	173
X.6.1	Calcul du moment résistant	173
X.6.2	Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant	174
X.6.3	Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue	174
X.6.4	Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée.....	175
X.6.5	Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisaillement.....	177
X.7	Calcul de l'assemblage du faitage	178

X.7.1 La disposition constructive des boulons.....	178
X.7.2 Efforts de calcul.....	178
X.7.3 Vérification à la résistance	179
X.7.4 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :	179
X.8 Calcul de l'assemblage poteau-poutre	180
X.8.1 Efforts de calcul.....	180
X.8.2 Les composants de l'assemblage.....	180
X.8.3 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant	180
X.8.4 Le moment résistant effectifs de l'assemblage.....	181
X.8.5 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue	181
X.8.6 Vérification à la résistance de l'âme de poteau dans la zone comprimé	182
X.8.7 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée.....	183
X.9 Note de calcul poteau traverse	184
X.10 Note de calcul faitage	202
X.11 NOTE DE CALCULE POTEAU POUTRE PRINCIPAL	215
X.12 NOTE DE CALCUL ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPAL SOLIVE	231
X.13 NOTE DE CALCUL POTEAU POUTRE SECONDAIRE.....	242
X.14 NOTE DE CALCUL CONTREVENTMENT	253
X.15 Note de calcul poteau corbeau (consol du pont roulant)	261
X.16 Note de Calcul contreventement toiture :	269
X.17 Conclusion	270
Chapitre XI : Base de poteau.	
XI.1 Introduction	272
XI.2 Calcul de la base du potelet.....	272
XI.2.1 Evaluation des charges.....	273
XI.2.2 Résistance du béton à la compression.....	273
XI.2.3 Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement	273
XI.2.4 Estimation de la section de la plaque d'assise	273
XI.2.5 Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise.....	274
XI.2.6 Vérification des tiges d'ancrage au cisaillement.....	275
XI.3 Calcul de la base de poteau de la mezzanine.....	276
XI.3.1 Evaluation des charges.....	276
XI.3.2 Résistance du béton à la compression.....	276

XI.3.3	Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement	276
XI.3.4	Estimation de la section de la plaque d'assise	277
XI.3.5	Vérification de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant	278
XI.3.6	Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise	278
XI.3.7	Vérification des tiges d'encrage au cisaillement.....	278
XI.4	Calcul de la base de poteau du hangar	279
XI.4.1	Base de poteau encastré	279
XI.4.2	Efforts sollicitant.....	279
XI.4.3	Dimensionnement de plaque d'assise	280
XI.4.4	Dimensionnement de la fondation	280
XI.4.5	La résistance à la traction d'un boulon d'ancrage.....	280
XI.4.6	Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence.....	283
XI.5	Note de calcul de la base de potelet	285
XI.6	Note de calcul base poteau et mezzanine	292
XI.7	Note de calcul base de poteau du hangar	299
Chapitre XII : Calcul des fondations.		
XII.1	Introduction.....	311
XII.2	Définition	311
XII.3	Calcul de la fondation du hangar	311
XII.3.1	Dimensionnement de la fondation à l'ELS.....	311
XII.3.2	Calcul des dimensions de la semelle	312
XII.3.3	Calcul des pressions sous la fondation à l'ELU	314
XII.3.4	Calcul les armatures dans la direction du moment	314
XII.3.5	Section minimale des armatures principales.....	315
XII.3.6	Calcul des armatures dans la direction transversale	315
XII.3.7	Vérification au cisaillement.....	316
XII.3.8	Vérification au poinçonnement.....	316
XII.4	Calcul fondation centrée	317
XII.4.1	Billon des efforts.....	317
XII.4.2	Charge axiale de service de compression	317
XII.4.3	L'aire de la fondation en béton	317
XII.4.4	Dimension de la fondation : $L \times B$	317
XII.4.5	Calcul des armatures à l'ELU	318

XII.4.6	Section minimale des armatures principale	319
XII.4.7	Vérification au cisaillement	319
XII.4.8	Vérification au poinçonnement.....	320
XII.5	Calcul des longueurs	321
XII.5.1	Dimensions des longueurs	321
XII.5.2	Calcul du ferrailage	321
Chapitre XIII : Vérification des éléments avec logiciel Robot.		
XIII.1	Note de calcul contreventement UPE180	325
XIII.2	Note de calcul panne de toiture	326
XIII.3	Note de calcul Contreventement 50x50x6.....	327
XIII.4	Note de calcul limon	328
XIII.5	Note de calcul lisse de bardage.....	329
XIII.6	Note de calcul poutre chemin de roulement	330
XIII.7	Note de calcul poutre palier	331
XIII.8	Note de calcul poutre secondaire et solive	332
XIII.9	Note de calcul traverse.....	333
XIII.10	Note de calcul poutre principale	334

Tableau I.1 : Les différentes zones.....	24
Tableau II.1 : la pression dynamique de référence.....	39
Tableau II.2 : Détermination des surfaces.....	40
Tableau II.3 : valeurs des C_{pe}	41
Tableau II.4 : Valeurs de la pression aérodynamique cas de vent dans le sens de pignon.	42
Tableau II.5 : Valeurs de la dépression aérodynamique cas de vent dans le sens de pignon... 42	42
Tableau II.6 : Valeurs des C_{pe}	46
Tableau II.7 : $\theta=0^\circ$ Avec une pression intérieure qui est égale a +0,2	47
Tableau II.8 : $\theta=0^\circ$ Avec une dépression intérieure qui est égale à -0.3	47
Tableau II.9 : Direction du vent ($\theta=0^\circ$) avec pression intérieure de +0.2.....	50
Tableau II.10 : Direction du vent ($\theta=0^\circ$) avec pression intérieure de -0,3 :.....	51
Tableau II.11 : Direction du vent ($\theta=90^\circ$) avec pression intérieure de 0,2.....	51
Tableau II.12 : Valeurs des forces horizontales et verticales et coordonnées des points d'application : ($\theta=0^\circ$) avec pression intérieure de +0.2.	52
Tableau.III.1 : Valeur des charges d'entretiens.	58
Tableau.III.2 : Caractéristique géométrique de l'IPE 180.....	59
Tableau III.3 : Caractéristique géométrique de l'UPN 140.	68
Tableau III.4 : Caractéristique géométrique de l'IPE300.....	74
Tableau IV.1 : Dimensions du pont roulant.	80
Tableau IV.2 : Caractéristiques mécaniques du pont.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV.3 : Classification des ponts selon l'intensité de d'usage.	81
Tableau IV.4 : Classement des ponts selon la variation des charges à soulever.....	81
Tableau IV.5 : coefficients de calcul des charges	81
Tableau IV.6 : Réaction d'un galet en charge.	84
Tableau IV.7 : Caractéristique géométrique de l'HEB400	85
Tableau IV.8 : Caractéristiques du rail.....	85
Tableau V.1 : Caractéristique géométrique IPE 160.....	100
Tableau V.2 : Caractéristique géométrique IPE 330.....	107
Tableau V.3 : Caractéristique géométrique IPE 360.....	112
Tableau VI.1 : Caractéristique et dimension de L 45 x 45 x 4.....	117
Tableau VI.2 : Dimension et caractéristique de l'UPN 180.....	121
Tableau VI.3 : Dimension et caractéristique de l'HEA120.	123
Tableau VI.4 : Caractéristique géométrique de l'IPE80.	126
Tableau VII.1valeurs des périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.....	131
Tableau VII.2 : Les valeurs de pénalité Pq	132
Tableau VII.3 : Evaluation des actions permanentes pour Niveau 1.	134
Tableau VII.4 : Evaluation des actions permanentes pour niveau 2.	135
Tableau VIII.1 : Différent de chargement.	144
Tableau VIII.2 : Les combinaisons de charge.....	145
Tableau VIII.3 : Caractéristique géométrique de l'HEB400.....	146
Tableau VIII.4 : Caractéristique géométrique de l'HEB450.....	150
Tableau IX.1 : Efforts internes dans les barres.	158
Tableau IX.2 : coefficients minorateurs β_1 et β_2	159
Tableau IX.3 : Caractéristiques géométrique de IPE180.	160

Tableau IX.4 : Caractéristiques géométrique de IPE180 165

Figure I-1 : vue en perspective	25
Figure I-2 panneau sandwich	26
Figure I-3 plancher mixte	27
Figure I-4 les types des escaliers.....	27
Figure I-5 : Pont roulant.	28
Figure I-6 : Comparaison entre un boulon ordinaire et un boulon précontraint.	29
Figure I-7 : Les différent type de soudure.....	30
Figure I-8 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).....	31
Figure II-1 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et le sol.	34
Figure II-2 : la répartition du la neige sur la toiture.	36
Figure II-3 : Hauteur de référence Z_e	38
Figure II-4 : la répartition des zones de pression sur les parois (V1).....	39
Figure II-5 : La répartition de zones de pression sur la toiture V1.	40
Figure II-6 : répartition de pression sur les parois avec vent (V1).....	43
Figure II-7: la répartition des pressions sur la toiture vent (V1) avec pression (+0.2).	43
Figure II-8 : la répartition des pressions sur la toiture vent (V1) avec dépression (-0.3).	43
Figure II-9 : les zones de pignon V2.	44
Figure II-10: Les surfaces de zone V2.	45
Figure II-11 : répartition de pression sur les parois avec vent (V1).....	48
Figure II-12 : la répartition des pressions sur la toiture vent (V1) avec pression (+0.2).	48
Figure II-13 : la répartition des pressions sur la toiture vent (V1) avec dépression (-0.3).	49
Figure II-14 : Prise en compte des effets de frottements.....	49
Figure II-15 : Direction du vent ($\theta= 0^\circ$), Pente du versant : $\alpha= 8.53^\circ$	50
Figure II-16 : représentation des coordonnées des points d'applications	53
Figure III-1 : Disposition de la panne.	58
Figure III-2Disposition des liernes.....	64
Figure IV-1 : Représentation d'un pont roulant.	79
Figure IV-2 : Réactions verticales aux galets.....	82
Figure IV-3: Récapitulatif des réactions sur les galets.....	84
Figure IV-4Disposition des réactions des galets sur la PDR.	84
Figure IV-5 : Moment fléchissant dû aux charges mobiles.	87
Figure V-1 : Elément constructif d'un plancher collaborant.....	97
Figure V-2 : vue en plan.....	98
Figure V-3 : Présentation de l'ensemble (solive- dalle).....	102
Figure V-4 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle.	102
Figure V-5 : Caractéristiques des connecteurs.	105
Figure V-6 : Présentation de l'ensemble (solive- dalle).....	109
Figure VI-1 : Déposition et dimension des éléments des escaliers.	116
Figure VI-2 : Disposition des cornières.	116
Figure VI-3 : Distribution des charges sur un limon.....	119
Figure VI-4 : Charge équivalente(G).	120
Figure VI-5 : Schéma statique de la poutre palière.	122
Figure VI-6 : Elément constructifs du palier de repos.	125

Figure VIII-1 : Vue de face du portique.....	140
Figure VIII-2 : Diagramme des efforts normal.	141
Figure VIII-3 : Diagramme des Moment fléchissant	142
Figure VIII-4 : Diagramme des efforts tranchant.....	142
Figure VIII-5 : Diagramme des efforts normal.	143
Figure VIII-6 : Diagramme des moments fléchissant.	143
Figure VIII-7 : Diagramme des efforts tranchant.....	144
Figure IX-1 : Schéma statique de la poutre au vent.	156
Figure IX-2 : Surface tributaire d'une palée de stabilité.	168
Figure IX-3 : Schéma statique de la palée de stabilité.	169
Figure IX-4 : Schéma statique du palet de stabilité.....	169
Figure X-1 : Représentation de l'assemblage poteau-travers.....	172
Figure X-2 : détails d'assemblage.	173
Figure X-3 : Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue.	175
Figure X-4 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.	178
Figure X-5 : Détails sur l'assemblage de faitage.	178
Figure X-6 : Assemblages poutre principal poteau.	180
Figure X-7 : Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue.	181
Figure XI-1 : Base de poteau.....	272
Figure XI-2 : Pieds de poteau articulés.	272
Figure XI-3 : Types de tiges d'ancrage.	275
Figure XI-4 : base du poteau de plancher.....	276
Figure XI-5 : Pieds de poteau encastrés.	279
Figure XI-6 : Détails sur l'assemblage.....	280
Figure XI-7 : Détails sur plaque d'Assise.	280
Figure XI-8 : Les longueur de la tige d'ancrage.	284
Figure XII-1 : Exemple d'une semelle isole avec des tiges d'encrage et des longrines	311
Figure XII-2 : Répartition des contraintes sous la semelle.	313
Figure XII-3 : Emplacement des longrines par rapport à la structure.	321
Figure XII-4 : Ferrailage des longrines et leur dimension.	323

Symboles	
Notation	Signification
<i>A</i>	Aire de la section brute.
<i>A_{net}</i>	Aire de la section nette.
<i>A_{eff}</i>	Aire de la section efficace (section4).
<i>A_{fr}</i>	Aire de l'élément de surface balayé par le vent.
<i>A_s</i>	Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
<i>A_v</i>	Aire de cisaillement.
<i>h</i>	Hauteur.
<i>Z_{min}</i>	Hauteur minimale.
<i>bb</i>	Largueur.
<i>LL</i>	Longueur.
<i>ll</i>	Largeur.
<i>l_k</i>	Longueur de flambement.
<i>d</i>	Diamètre du fut du goujon.
<i>S</i>	Surface.
<i>L₀</i>	La portée de la poutre.
<i>t</i>	Epaisseur.
<i>t_w</i>	Epaisseur de l'âme.
<i>t_f</i>	Epaisseur de la semelle.
<i>r</i>	Rayon de raccordement.
<i>t_p</i>	Epaisseur platine d'extrémité.
<i>d</i>	Diamètre nominal du trou.
<i>d₀</i>	Diamètre du trou.
<i>e</i>	Pince longitudinale ou transversale.
<i>p</i>	Entraxe des boulons.
<i>I_y</i>	Moment d'inertie de flexion maximale.
<i>I_z</i>	Moment d'inertie de flexion maximale.
<i>W_p/</i>	Module de résistance plastique de la section.
<i>W_e/</i>	Module de résistance élastique.
<i>W_{eff}</i>	Module de résistance efficace.
<i>i</i>	Rayon de gyration.
<i>I_t</i>	Moment d'inertie de torsion.
<i>F_v</i>	Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
<i>F_t</i>	Résistance des boulons en traction.
<i>F_B</i>	Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
Coefficients et grandeurs sans dimensions	
<i>C_t</i>	Coefficient de topographie.
<i>C_d</i>	Coefficient dynamique.
<i>C_p</i>	Coefficient de pression.
<i>C_e</i>	Coefficient d'exposition au vent.
<i>C_r</i>	Coefficient de rugosité.
<i>C_{fr}</i>	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.
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.
$F_{t,Rd}$	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.
$q_{réf}$	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 (Dimensions, Sollicitations et coefficients)	
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.
X_y	Coefficient de flambement.
X_{LT}	Coefficient de déversement.
K_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
$M_{i y}$	Coefficient pour le calcul de K_f .
$M_{i LT}$	Coefficient pour le calcul de K_{LT} .
K_y	Coefficient de réduction en flexion.
C_1	Coefficient pour le calcul du moment critique.
β_{M_y}	Coefficient dépendant du diagramme des moments.
$\beta_{M_{LT}}$	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.

Show table ROBOT (Solicitations et déplacements)	
<i>EX</i>	Spectre de réponse selon la direction X.
<i>EY</i>	Spectre de réponse selon la direction Y.
<i>P</i>	Poids de la structure.
<i>VX</i>	Effort tranchant en X.
<i>VY</i>	Effort tranchant en Y.
<i>UX</i>	Déplacement de la barre en X.
<i>UY</i>	Déplacement de la barre en Y.

Introduction générale :

Les études en génie civil visent à concevoir des structures capables de résister aux multiples phénomènes naturels (tremblements de terres, vent extrême ...etc.), charge et surcharge d'exploitation. Ceci implique la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés qui les rendent aptes à encaisser les efforts auquel ils seront soumis et à les transmettre aux fondations. Les structures actuelles se caractérisent par la complexité de leurs modèles telles que les formes variables et les courbures multiples, ainsi que par leurs grandes portées, ce qui a fait appel à l'utilisation des constructions métalliques.

La construction métallique est un domaine de construction, mais aussi de la mécanique du génie civil qui s'intéresse à la construction d'ouvrage en métal et plus particulièrement en acier.

De plus le poids d'une construction métallique est faible en comparaison aux autres alternatives, et il implique de fondations moins importantes, ainsi que son utilisation à un impact évidant sur la réduction des coûts, car son usage permet une utilisation plus efficace des sites.

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, qui nous a été confié nous proposons de faire une étude technique complète de dimensionnement et de vérification d'un hangar en construction métallique équipé d'un pont roulant à usage de fabrication ; L'étude de ce projet se fera tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (CCM97, Eurocode , RPA99/2003, RNV 2013, BAEL); Aussi pour l'étude de prédimensionnement des différents éléments ont été élaborés selon les différents règlements technique de calcul et de conception.

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 de fin d'étude consiste à étudier et dimensionner un bâtiment en charpente métallique à deux travées, chacune équipée d'un pont roulant. Ces deux ponts ont une capacité de 15tonnes chacun, avec une mezzanine. Destiné pour le stockage.

I.2.1 Site d'implantation :

Cette structure est implantée dans la région d'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 :

Ce bâtiment présent une surface de 1920m² et d'une altitude de 200m. il est composé de 9 portiques espacés de 6m. les dimensions générales sont :

- La longueur totale de l'ouvrage (long pan) : 48m.
- La largeur totale de l'ouvrage 2 (pignon) : 40 m.
- La hauteur totale de l'ouvrage : 11.5m.
- La hauteur de poteau : 10m.
- La hauteur de la mezzanine : 3.28m.
- La pente de versant : $\alpha=8.53^\circ$.
- La toiture a deux versants symétriques.
- La hauteur de pant roulant (poutre a chemin de roulement) :7m.

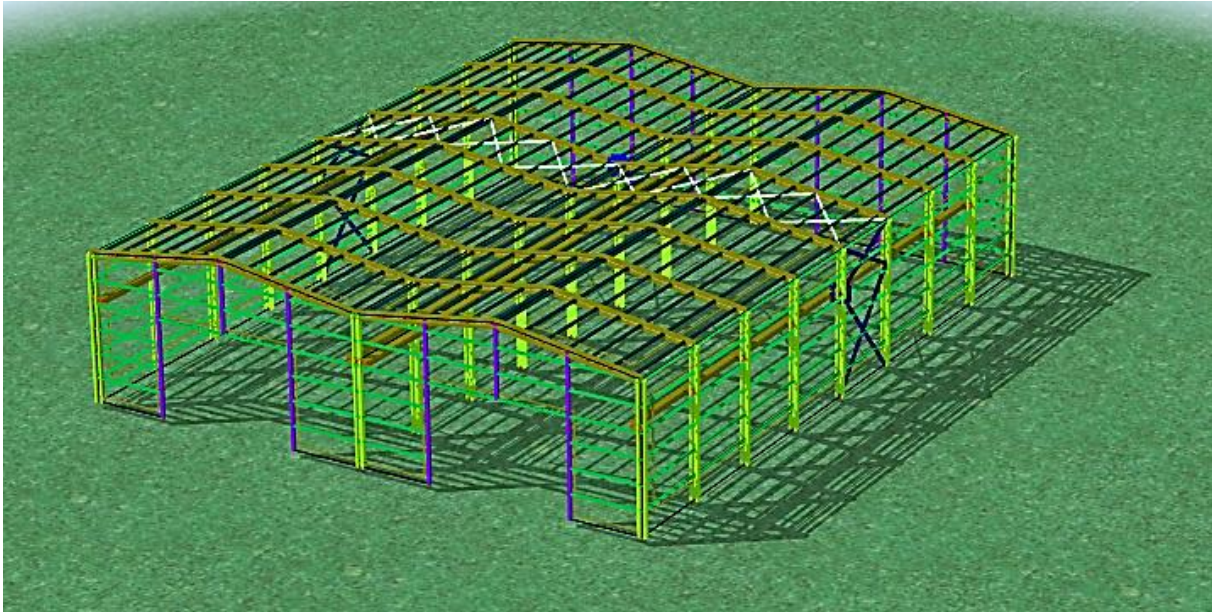


Figure I-1 : vue en perspective

I.2.3 Les caractéristiques architecturales de l'ouvrage

I.2.3.1 Ouvertures :

Les deux façades du long pan ils sont symétrique on a :

- Portes : 2 portes : $2(2.2*1.4)$ m.
- Fenêtres : $6(1.8*4)$ m.
- La façade principale du pignon on a :
- Portes : $2(6*10)$ m.
- La façade derrière du pignon on a :
- Portes : 0.
- Fenêtres : $4(1.8*4)$ 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'isolante.

Les panneaux sandwich offrent 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.

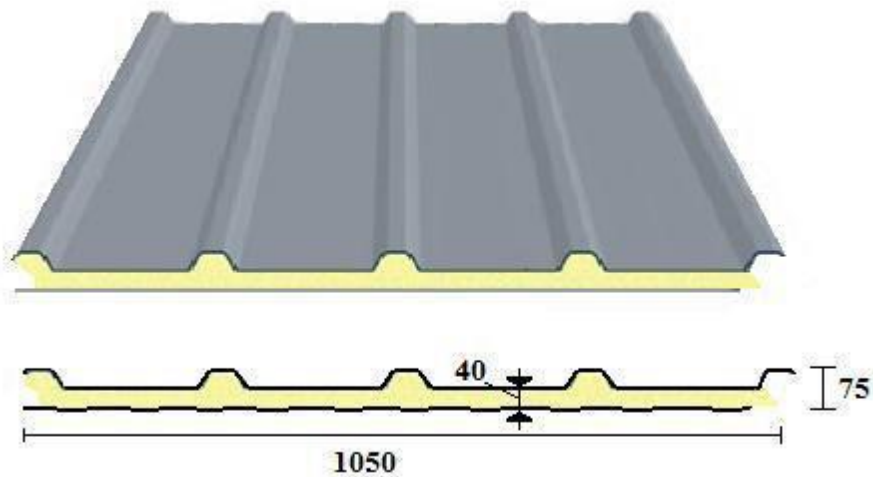


Figure I-2 panneau sandwich

I.3.2 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 assuré par des connecteurs évitant le glissement entre eux, les solives appuyant sur la poutre maitresse comme il montrer dans la figure suivante :

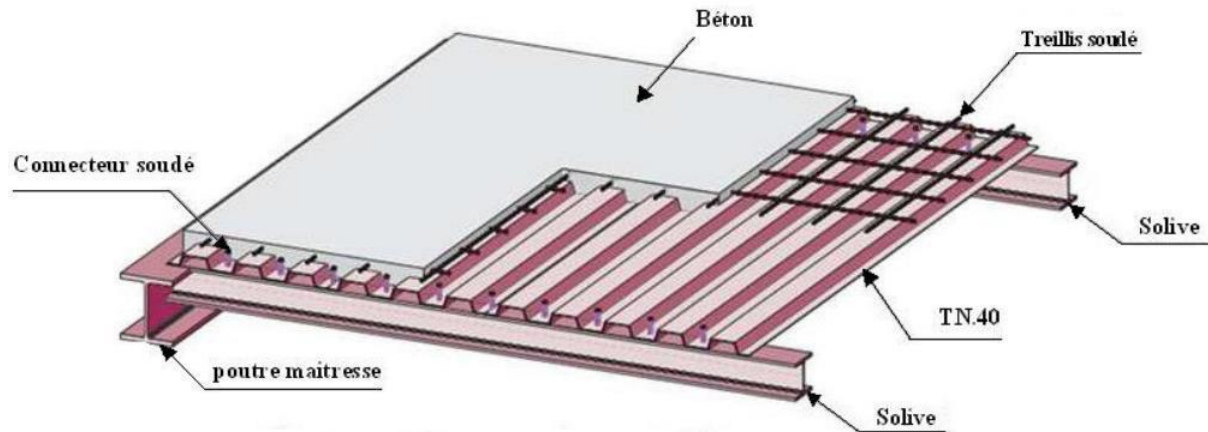


Figure I-3 plancher mixte

I.3.3 Les escaliers

Un escalier est une succession des marches et contre marches permettant de passer d'un niveau à un autre dont la longueur s'appelle l'embranchement et la largeur des marche s'appelle giron et la hauteur des marches s'appelle contre marche, et il est constitué généralement de :

Palier : Est un espace plat qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.

Volée : Est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs

Limon : Est un élément incliné supportant les marches, et aussi appelé crémaillère, pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer en U dont l'âme sera verticale.

Garde-corps : Il est utilisé pour assurer la sécurité des utilisateurs d'escalier.

Giron : Largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contre marches successives.

Il existe plusieurs types d'escalier (escalier droit, escalier balancé, escalier circulaire ...). Le choix du type d'escalier dépend de plusieurs paramètres (hauteur à franchir, espace disponible...).



Figure I-4 les types des escaliers

I.3.4 Toiture

Toiture en charpente métallique à deux versants symétriques avec une pente de 8.53° 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.3.5 Les pannes

Ce sont des profilés en acier, chaque versant contient 6 pannes avec un porté de 6m.

I.3.6 Les parois

Ils sont réalisés en panneaux sandwich.

I.3.7 Le pont roulant

Un pont roulant, est un engin de lavage mobile circulant sur un chemin de roulement. Il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace. Transversalement au chemin de roulement est disposé un chariot de transfert équipé d'un treuil pour le levage de la charge.



Figure I-5 : Pont roulant.

I.4 Les Assemblages

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elle, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasite notamment torsion [1 Dahmani].

Les Modes d'assemblages utilisés dans notre structure sont :

I.4.1 Boulonnage

Un boulon traditionnel est un ensemble constitué d'une vis, filetée sur tout ou partie de sa longueur, d'un écrou et d'une ou deux rondelles. En construction métallique, les têtes de vis les plus courantes sont de forme hexagonale, figure I.2.

Du fait de sa simplicité de pose et des possibilités de réglage qu'il autorise, le boulonnage est un moyen d'assemblage très utilisé, notamment pour réaliser des ossatures de bâtiments métalliques.

Les boulons traditionnels peuvent être classés selon leur mode de mise en œuvre qui conditionne également le mode de transmission des efforts.

On distingue :

- Les boulons ordinaires, mis en place par un serrage sans spécification particulière, Figure I.3.
- Les boulons précontraints pour lesquels le serrage est nécessairement contrôlé,

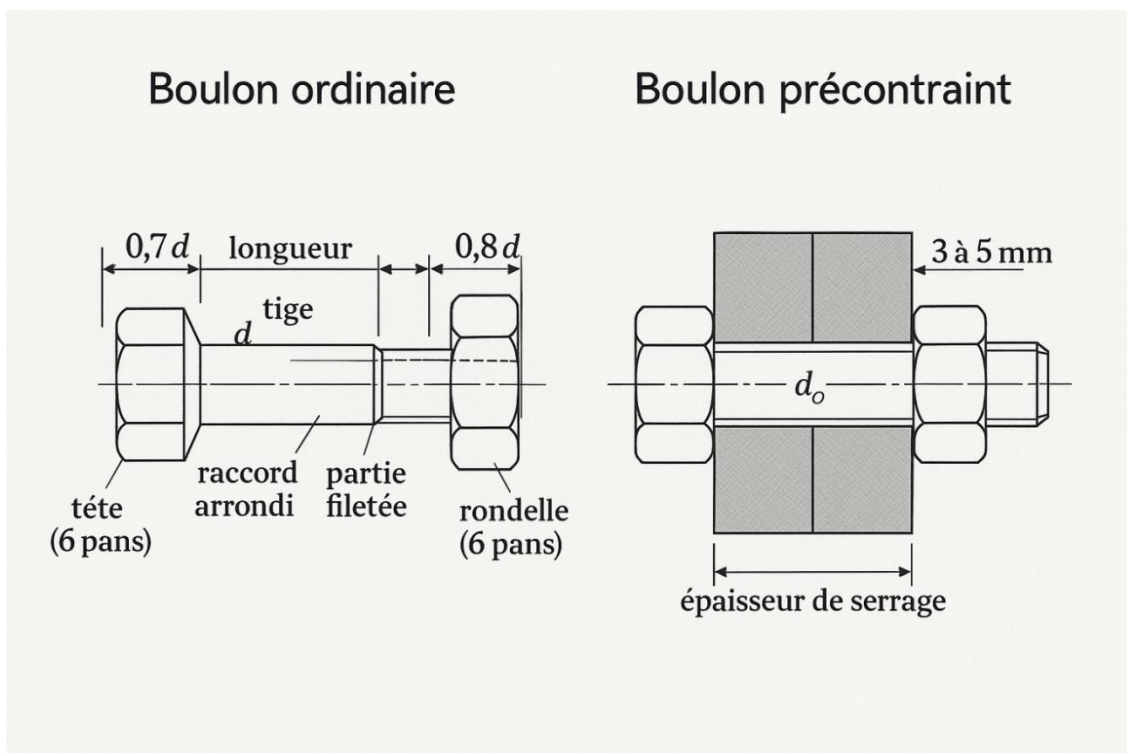


Figure I-6 : Comparaison entre un boulon ordinaire et un boulon précontraint.

I.4.2 Soudage

Dans la construction soudée des Bâtiments, 80 % environ des soudures sont des soudures d'angle Figure I.3 et 15 % des soudures bout à bout Figure I.4. Les 5 % restant sont des soudures en bouchant, en entaille et par point.

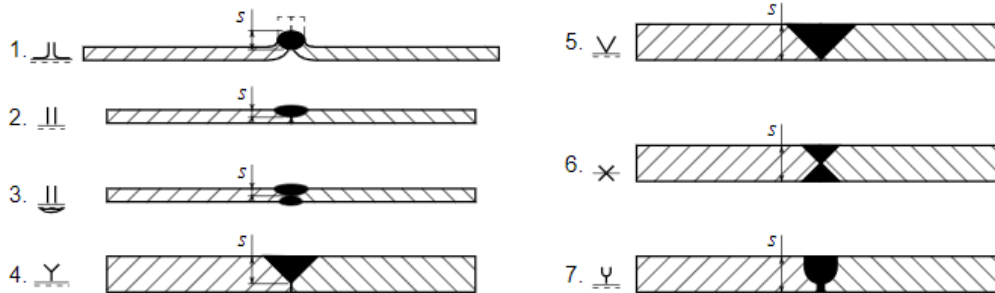


Figure I-7 : Les différents types de soudure.

I.5 Matériaux utilisés

I.5.1 Acier

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 carbone). Le carbone n'intervient dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieur 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.

- Ou bien 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...etc).

On parle, dans ces cas, d'acier allié

I.5.1.1 Propriété de l'acier

- Résistance :

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement (Eurocode 03). La nuance choisie lors de l'étude de cet ouvrage est de l'acier S235.

- Ductilité :

L'acier de construction choisi 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 être supérieur ou égal à 15%.

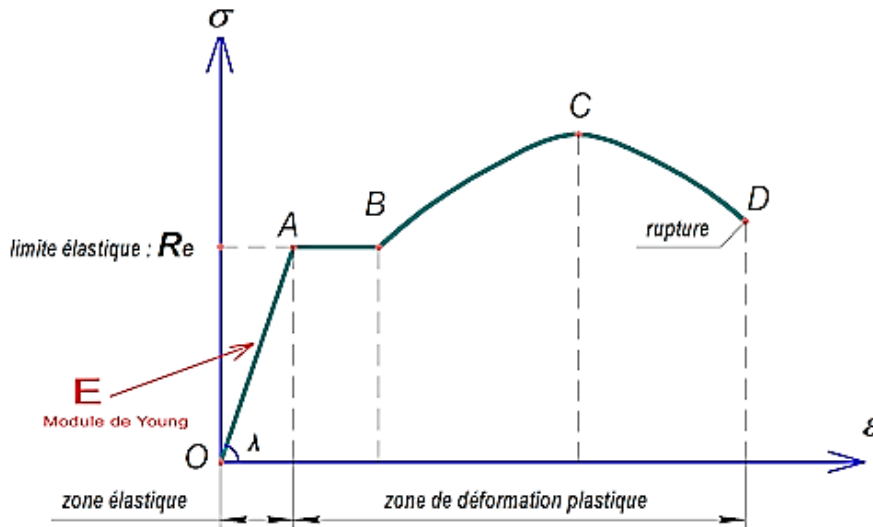


Figure I-8 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).

I.5.1.2 Propriétés mécaniques de l'acier : (§ 3.2.3 CCM97)

- Module d'élasticité : $E_a = 210000$ MPA
- Module de cisaillement : $G = 8 \times 10^4$ MPA
- Le coefficient de poisson : $\nu_a = 0.3$
- Masse volumique : $\rho_a = 7850$ kg/m³
- La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPA
- La limite d'élasticité : $f_y = 235$ MPA
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ /°C

I.5.2 Le Béton

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

Dans notre structure, le béton utilisé pour les fondations, il a les caractéristiques suivantes :

- Masse volumique normale : $\rho = 2500 \text{ Kg /m}^3$
- La résistance à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance à la traction : $f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2.1 \text{ Mpa}$.

I.6 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 de la fondation superficielle.

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 : Etudes climatiques.

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.

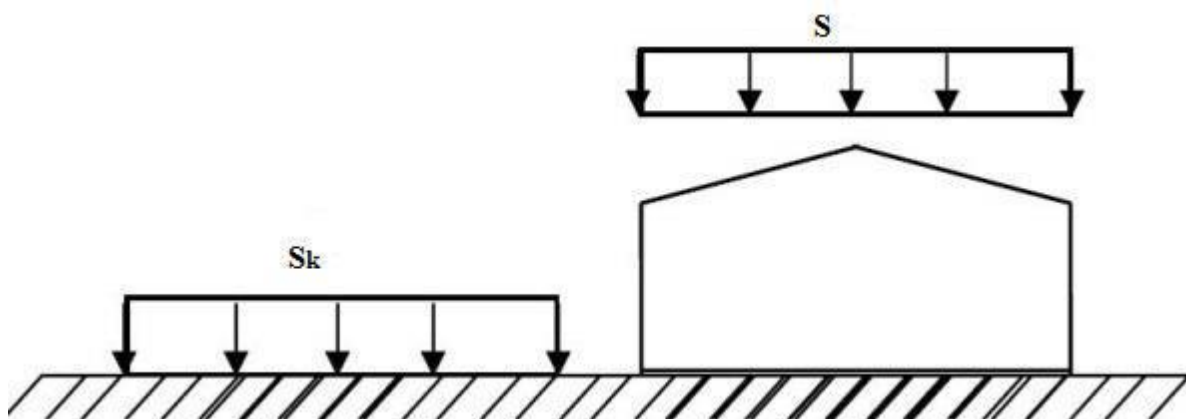


Figure II-1 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et le sol.

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 d'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)

$$S_k = \frac{0.07 \times Hg + 15}{100}$$

H : Altitude du site par rapport au niveau de la mer pour la région d'OUED AISSI :

H = 200m.

Donc :

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

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 :

$$0^\circ \leq \alpha \approx 8.53^\circ \leq 30^\circ.$$

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 l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

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

A.N:

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

II.2.5 Dans cas toiture a multiples versants

$$\mu_2 = 0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30} \right)$$

A.N :

$$\mu_2 = 0.8 + 0.8(8.53/30) = 1.027 \times 0.232 = 0.3 \text{ KN/m}^2$$

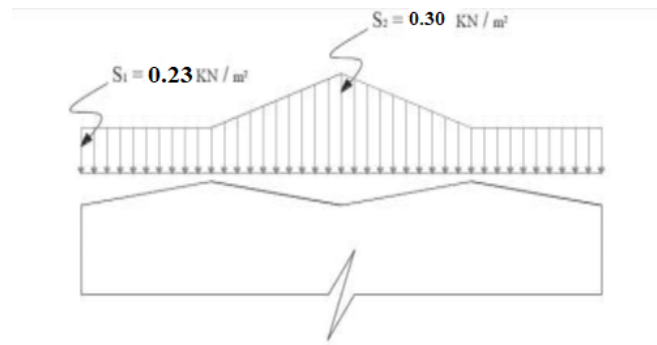


Figure II-2 : la répartition de la neige sur la toiture.

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

II.3.1.1 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 $Q_{ref} = 37,5 \text{ daN/m}^2$.

II.3.1.2 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 $Z_0 = 0,3 \text{ m}$
- La hauteur minimale $Z_{min} = 5 \text{ m}$.
- $\varepsilon = 0,61$: coefficient utilisé pour le calcul de C_d .

(Tableau 2-4, chapitre II RNVA2013)

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'imparfaite corrélation de la pression exercée sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus aux partis 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 : $Z_m < Z < 200m$

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

K_t : facteur de terrain.

Z_0 : paramètre de rugosité.

Z_{\min} : hauteur minimale.

Z : (m) la hauteur considérée.

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

$$C_r = 0.754$$

II.3.2.4 Coefficient de turbulence I_v

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 : $Z > Z_{\min}$

Pour versant toiture :

$$I_v = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{11.5}{0.3}\right)}$$

$$I_v = 0.274$$

Pour les parois verticales :

$$I_v = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{10}{0.3}\right)}$$

$$I_v = 0.285.$$

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 :

$$C_{ex}(Z) = C_t^2 \times C_r^2 \times [1 + 7I_v(Z)]$$

Pour le versant toiture :

$$C_{ex} = 1^2 \times 0.78^2 \times (1 + 7 \times 0.274) = 1.788$$

Pour les parois verticales :

$$C_{ex} = 1^2 \times 0.753^2 \times (1 + 7 \times 0.285) = 1.698$$

Avec :

- C_r : coefficient de rugosité.
- C_t : coefficient de topographie.
- $I_v(z)$: l'intensité de turbulence.
- Z (en m) : est la hauteur considérée.

II.3.2.6 Coefficient dépression 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 :

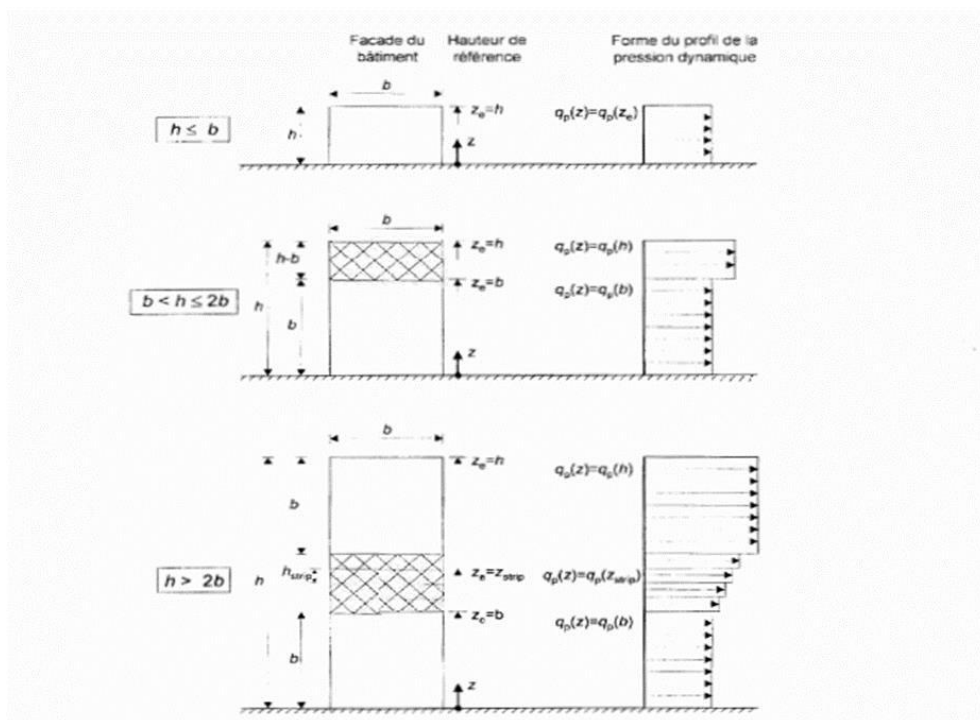


Figure II-3 : Hauteur de référence Z_e .

Dans notre cas $H \leq b$

Donc : $H = Z_{eq} = 10m$

$$q(z) = q_{ref} \times C_{ex} = 37.5 \text{ daN/m}$$

(RNV2013)

q_{ref} : la pression dynamique de référence.

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

- Pour la toiture :

$$q(z) = 37.5 \times 1.788 = 67.05 \text{ daN/m}^2$$

- Pour les parois :

$$q(z) = 37.5 \times 1.698 = 63.67 \text{ daN/m}^2.$$

Tableau II.1 : la pression dynamique de référence.

	Z(m)	Q _{ref} (dan /m ²)	Ce (z)	Q _p (dan /m ²)
Parois	10	37.5	1.698	63.67
Toiture	11.5	37.5	1.788	67.05

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]

$$C_{pe} = C_{pe1} \quad Si: S \leq 1m^2.$$

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

$$C_{pe} = C_{pe10} \quad Si: S \geq 10m^2.$$

Tel que :

S : est la surface chargée de la paroi considérée en m²

Et pour notre cas est C_{pe} = C_{pe10} Si: S ≥ 10m².

II.3.3 Vent perpendiculaire au pignon (V1) :

a) Parois verticales :

Pour cette direction du vent on a b=40m, d= 46 m, h= 11.5 m.

$$e = \min[b ; 2h] = \min[40 ; 2 \times 11.5]$$

$$e = 23m.$$

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

Calcul des zones :

$$\text{Zone A : } e/5 = 23/5 = 4.6m$$

$$\text{Zone B : } 4/e5 = 4 \cdot 23/5 = 18.4 m$$

$$\text{Zone C : } d - e = 48 - 18 = 25 m$$

$$\text{Zone D : } e = 40m = \text{zone E}$$

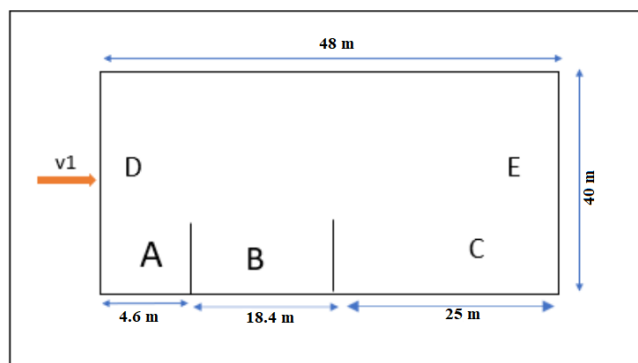


Figure II-4 : la répartition des zones de pression sur les parois (V1).

Tableau II.2 : Détermination des surfaces

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m ²)	46	184	250	430	430
C _{pe}	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

b) Versant toiture :

Pour cette direction du vent on a :

$$d = 48 \text{ m}; b = 40\text{m}; h = 11.5\text{m}$$

$$e = 23\text{m}$$

$$\text{Zone F1} = \frac{e}{10} = 2.3 \quad e = \frac{23}{10} = 2.3\text{m.}$$

$$\text{Zone F2} = \frac{e}{10} = 2.3 \quad e = \frac{23}{4} = 5.75\text{m.}$$

$$\text{Zone G} = b - 2F = 40 - 2 \times 5.75 = 28.5\text{m.}$$

$$\text{Zone H} = \frac{e}{2-F} = 9.2\text{m.}$$

$$\text{Zone I} = d - H - F = 36.5\text{m.}$$

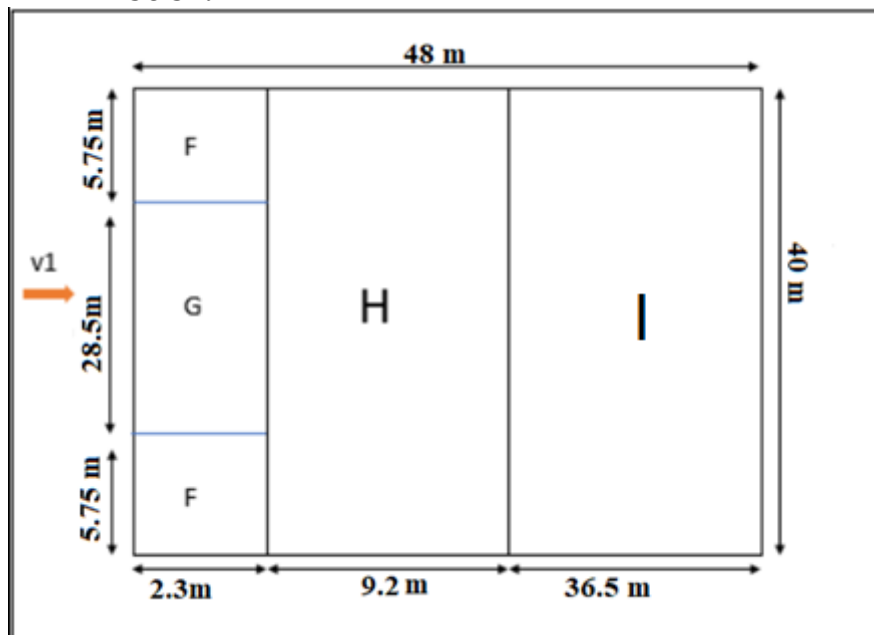


Figure II-5 : La répartition de zones de pression sur la toiture V1.

II.3.3.2 Calcul de coefficient de pression extérieur C_{pe} :

Le coefficient de pression extérieur dépend de la dimension de la surface chargée, on définit C_{pe1} et C_{pe10} les coefficients de pressions externes pour une surface de 1m² et 10m² respectivement. Les valeurs pour d'autres surfaces A s'obtiennent par une interpolation logarithmique

$$C_{pe} = C_{pe1}; \text{pour } A \leq 1\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log A \quad \text{Pour : } 1\text{m}^2 < A < 10\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe10} \quad \text{Pour : } A \geq 10\text{m}^2$$

Pour notre cas : $C_{pe} = C_{pe10}$ pour chaque zone.

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

La formule d'interpolation $f(x) = \frac{f(x_1) - f(x_0)}{X - x_0} (X - X_0)$

Avec $\alpha = 8.53^\circ$

- On fait l'interpolation logarithmique :

Zone F :

$$\alpha = 5^\circ \quad C_{pe} = -1.6$$

$$\alpha = 15^\circ \quad C_{pe} = -1.3$$

$$\text{Donc : } C_{pe} = -1.6 + \frac{-1.3 - (-1.6)}{15 - 5} \times (8.53 - 5)$$

$$C_{pe} = -1.5$$

Zone G :

$$\alpha = 5^\circ \quad C_{pe} = -1.3$$

$$\alpha = 15^\circ \quad C_{pe} = -1.3$$

Donc :

$$C_{pe} = -1.3$$

Zone H :

$$\alpha = 5^\circ \quad C_{pe} = -0.7$$

$$\alpha = 15^\circ \quad C_{pe} = -0.6$$

$$\text{Donc : } C_{pe} = -0.6 + \frac{-0.6 + 0.7}{15 - 5} (8.53 - 5) = -0.66$$

$$C_{pe} = -0.66$$

Zone I :

$$\alpha = 5^\circ \quad C_{pe} = -0.6$$

$$\alpha = 15^\circ \quad C_{pe} = -0.5$$

$$\text{Donc : } C_{pe} = -0.6 + \frac{-0.5 + 0.6}{15 - 5} (8.53 - 5) = -0.56$$

$$C_{pe} = -0.56$$

Tableau II.3 : valeurs des C_{pe}

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1.5	-1.3	-0.66	-0.56

II.3.3.3 Calcul de coefficient de pression intérieure 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 intérieur : $C_{pi}=-0.3$.

- Pression aérodynamique du vent :

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

$$W(z) = q_p(z) \times [C_{pe} - C_{pi}] (kN/m^2)$$

1-pression :

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

	$q_p(z)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_z(\text{daN/m}^2)$
A	63,67	-1	0,2	-1,2	-76,40
B	63,67	-0,8	0,2	-1	-63,67
C	63,67	-0,5	0,2	-0,7	-44,57
D	63,67	0,8	0,2	0,6	38,20
E	63,67	-0,3	0,2	-0,5	-31,84
F	67,05	-1,5	0,2	-1,7	-113,99
G	67,05	-1,3	0,2	-1,5	-100,58
H	67,05	-0,66	0,2	-0,86	-57,66
I	67,05	-0,56	0,2	-0,76	-50,96

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

	$q_p(z)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_z (\text{daN} / \text{m}^2)$
A	63,67	-1	-0,3	-0,7	-44,57
B	63,67	-0,8	-0,3	-0,5	-31,84
C	63,67	-0,5	-0,3	-0,2	-12,73
D	63,67	0,8	-0,3	1,1	70,04
E	63,67	-0,3	-0,3	0	0,00
F	67,05	-1,5	-0,3	-1,2	-80,46
G	67,05	-1,3	-0,3	-1	-67,05
H	67,05	-0,66	-0,3	-0,36	-24,14
I	67,05	-0,56	-0,3	-0,26	-17,43

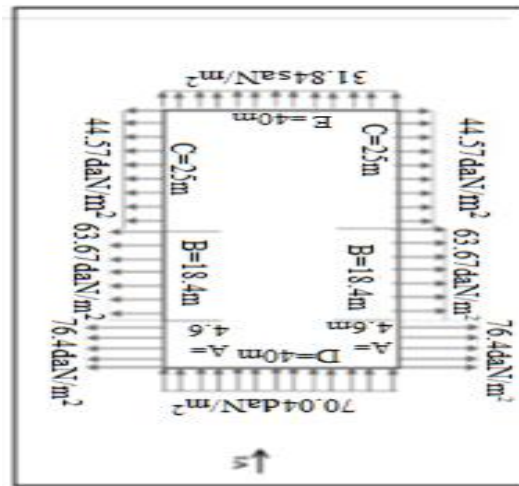


Figure II-6 : répartition de pression sur les parois avec vent (V1).

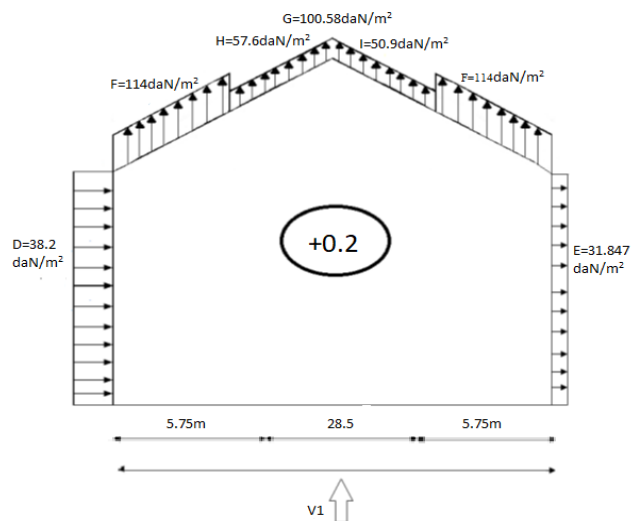


Figure II-7: la répartition des pressions sur la toiture vent (V1) avec pression (+0.2).

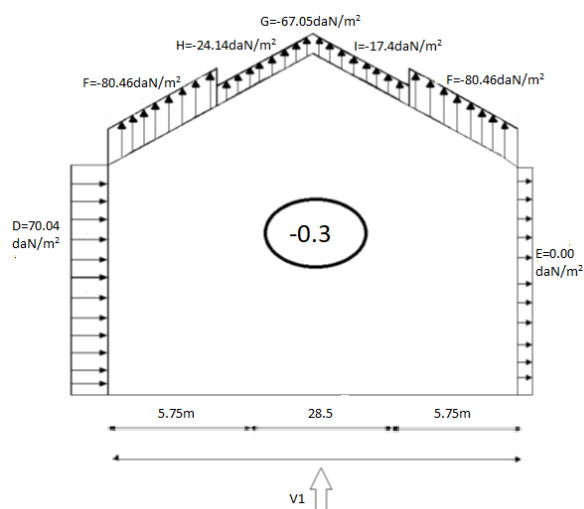


Figure II-8 : la répartition des pressions sur la toiture vent (V1) avec dépression (-0.3).

II.3.4 Vent perpendiculaire au long pan (V2)

a) Parois verticales :

Avec : $d = 40\text{m}$; $b = 48\text{m}$; $h = 11.5\text{m}$
 $e = \min[b ; 2h] = \min[48 ; 23] = 23\text{m}$.
 $e \leq d$

$$\text{Zone A} = \frac{e}{5} = \frac{23}{5} = 4.6\text{m}$$

$$\text{Zone B} = d - \frac{e}{5} = 18.4\text{m}$$

$$\text{Zone C} = d - e = 17\text{m}$$

$$\text{Zone D} = 48\text{m} = \text{Zone E} = 48\text{m}$$

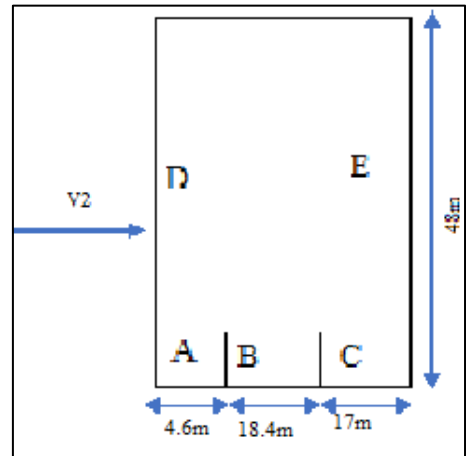


Figure II-9 : les zones de pignon V2.

b) Versant de toiture :

Pour cette direction de vent on a : $d = 40\text{m}$; $b = 48\text{m}$; $h = 11.5\text{m}$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [48 ; 23] = 23\text{m}$$

$$e = 23\text{m}$$

Zone F :

$$e/4 = 23/4 = 5.75\text{m}$$

$$e/10 = 23/10 = 2.3\text{m}$$

Zone G :

$$b - 2F = 48 - 2 \times 5.75 = 36.5\text{m}$$

Zone H et I :

$$46/2 - 2.3 = 17.7\text{m}$$

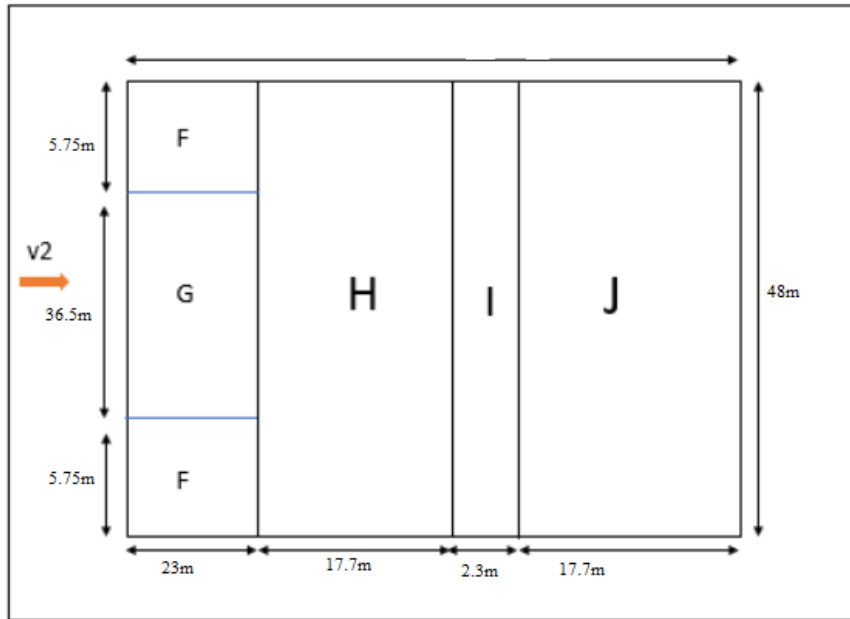


Figure II-10: Les surfaces de zone V2.

II.3.4.2 Calcul de coefficient de pression extérieur C_{pe} :

$$f(x) = \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x - x_0} (X - X_0)$$

Zone F :

$$\alpha = 5^\circ \quad C_{pe} = -1.7$$

$$\alpha = 15^\circ \quad C_{pe} = -0.3$$

$$\text{Donc : } C_{pe} = -1.6 + \frac{-1.3 - (-1.6)}{15 - 5} (8.53 - 5) \quad C_{pe} = -1.5$$

Zone G :

$$\alpha = 5^\circ \quad C_{pe} = -1.2$$

$$\alpha = 15^\circ \quad C_{pe} = -0.8$$

$$\text{Donc : } C_{pe} = -1.2 + \frac{-0.8 - (-1.2)}{15 - 5} (8.53 - 5) \quad C_{pe} = -1.05$$

Zone H :

$$\alpha = 5^\circ \quad C_{pe} = -0.6$$

$$\alpha = 15^\circ \quad C_{pe} = -0.3 ; 0.2$$

$$\text{Donc : } C_{pe} = -0.6 + \frac{-0.3 - (-0.6)}{15 - 5} (8.53 - 5) = -0.49$$

$$C_{pe} = -0.6 + \frac{0.3 - (-0.6)}{15 - 5} (8.53 - 5) = -0.32$$

Zone I :

$$\alpha = 5^\circ \quad C_{pe} = -0.6$$

$$\alpha = 15^\circ \quad C_{pe} = -0.4$$

$$\text{Donc : } C_{pe} = -0.6 + \frac{-0.4 - (-0.6)}{15 - 5} (8.53 - 5) = -0.49 \quad C_{pe} = -0.49$$

Zone J :

$$\alpha = 5^\circ \quad C_{pe} = -0.6 ; 0.2$$

$$\alpha = 15^\circ \quad C_{pe} = -1$$

$$\text{Donc : } C_{pe} = -0.6 + \frac{-1 - (-0.6)}{15 - 5} (8.53 - 5) = -0.74$$

$$C_{pe} = 0.2 + \frac{-1 - 0.2}{15 - 5} (8.53 - 5) = -0.22$$

Tableau II.6 : Valeurs des C_{pe}

Zone	F	G	H	I	J
C_{pe}	-1.41	-1.05	-0.49	-0.53	-0.74
			-0.23		-0.22

Pression aérodynamique du vent :

Tableau II.7 : $\theta=0^\circ$ Avec une pression intérieure qui est égale a +0,2

	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	W_z (daN/m ²)
A	63,67	-1	0,2	-1,2	-76,40
B	63,67	-0,8	0,2	-1	-63,67
C	63,67	-0,5	0,2	-0,7	-44,57
D	63,67	0,8	0,2	0,6	38,20
E	63,67	-0,3	0,2	-0,5	-31,84
F	67,05	-1,41	0,2	-1,61	-107,95
G	67,05	-1,05	0,2	-1,25	-83,81
H	67,05	-0,49	0,2	-0,69	-46,26
		-0,32		-0,52	-34,87
I	67,05	-0,53	0,2	-0,73	-48,95
J	67,05	-0,74	0,2	-0,94	-63,03
		-0,22		-0,42	-28,16

Tableau II.8 : $\theta=0^\circ$ Avec une dépression intérieure qui est égale à -0.3

	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	W_z (daN/m ²)
A	63,67	-1	-0,3	-0,7	-44,57
B	63,67	-0,8	-0,3	-0,5	-31,84
C	63,67	-0,5	-0,3	-0,2	-12,73
D	63,67	0,8	-0,3	1,1	70,04
E	63,67	-0,3	-0,3	0	0,00
F	67,05	-1,41	-0,3	-1,11	-74,43
G	67,05	-1,05	-0,3	-0,75	-50,29
H	67,05	-0,49	-0,3	-0,19	-12,74
		-0,32		-0,02	-1,34
I	67,05	-0,53	-0,3	-0,23	-15,42
J	67,05	-0,74	-0,3	-0,44	-29,50
		-0,22		0,08	5,36

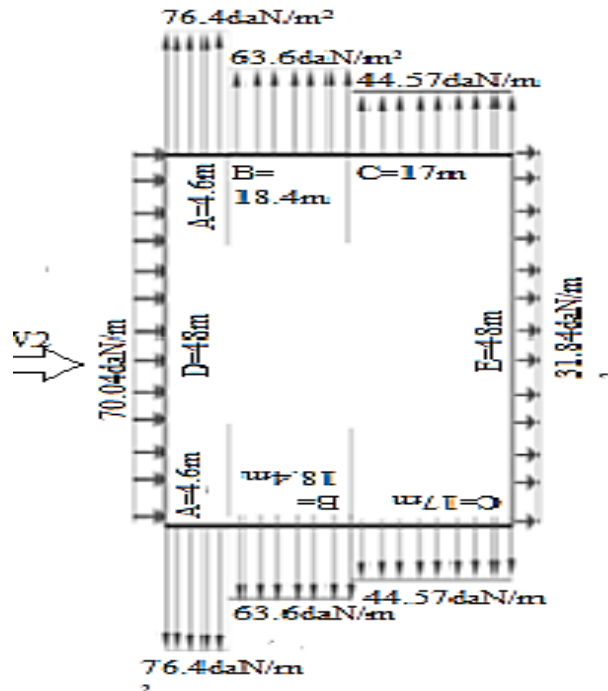


Figure II-11 : répartition de pression sur les parois avec vent (V1).

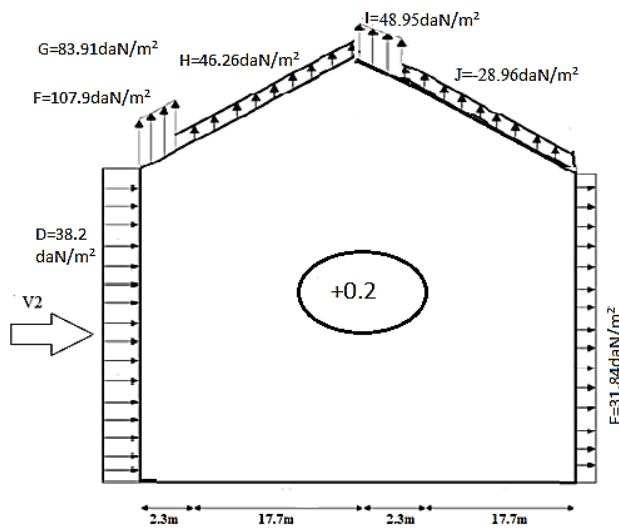


Figure II-12 : la répartition des pressions sur la toiture vent (V1) avec pression (+0.2).

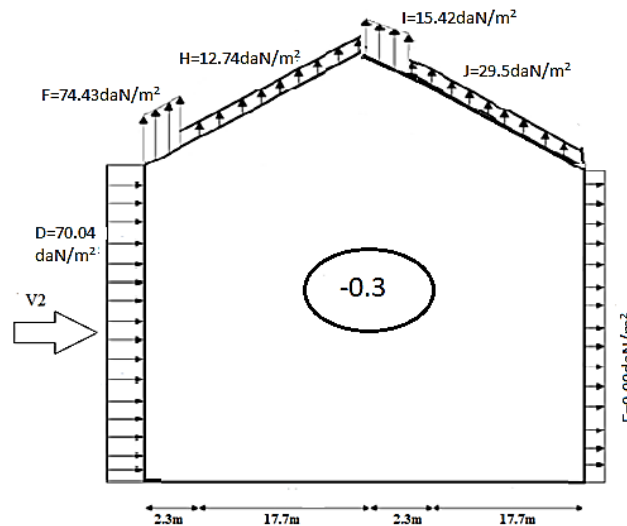


Figure II-13 : la répartition des pressions sur la toiture vent (V1) avec dépression (-0.3).

II.3.5 Calcul de la force de frottement

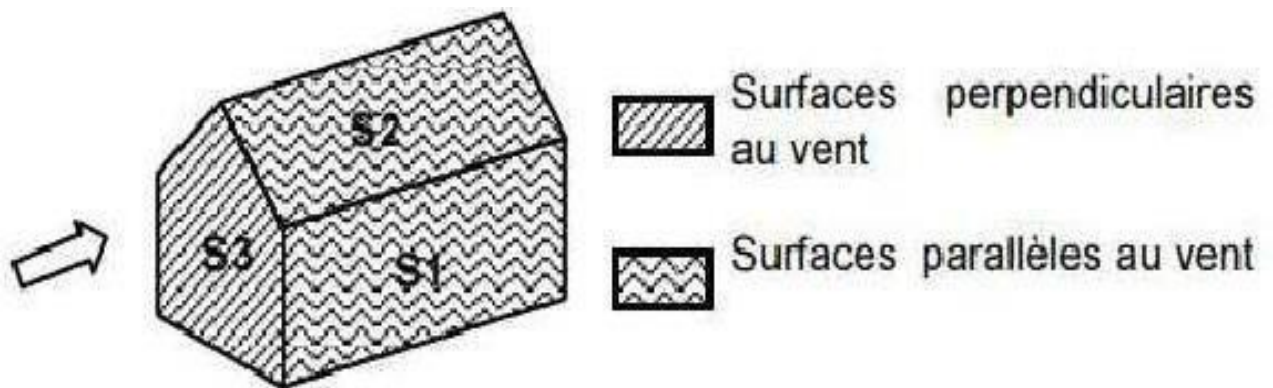


Figure II-14 : Prise en compte des effets de frottements.

La force de frottement est négligeable si :

$$S2 + S1 \leq 4S3.$$

- $S1 = 10 \times 48 = 480 \text{ m}^2$
- $S2 = 48 \times 10 / \cos(8,53) = 10,11 \times 48 = 485,37 \text{ m}^2$
- $S3 = (40 \times 10) + 2((1,5 \times 10/2) \times 2) = 430 \text{ m}^2$

$$S1 + S2 = 965,37 \text{ m}^2 \leq 4 \times S3 = 1720 \text{ m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : il n'y-a pas de frottement.

II.3.6 Action d'ensemble

La force résultante F_w est donnée par :

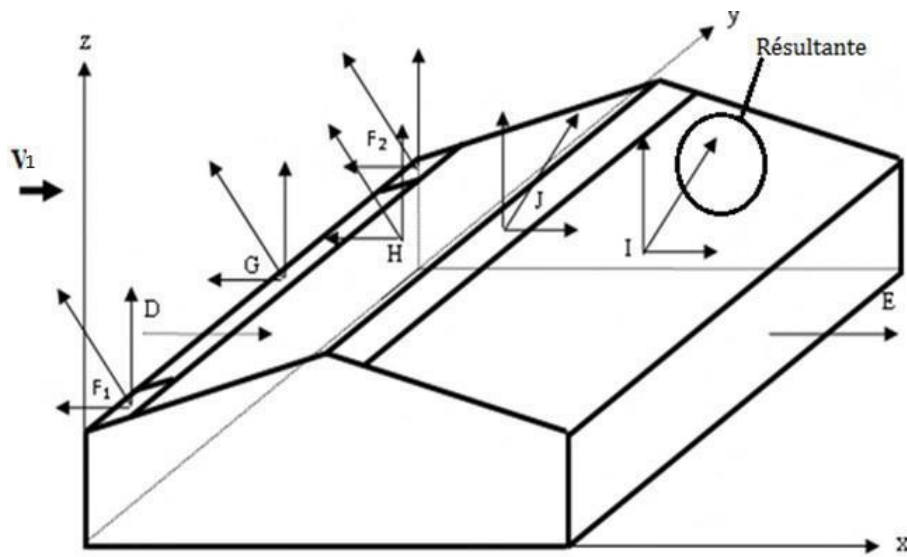


Figure II-15 : Direction du vent ($\theta= 0^\circ$), Pente du versant : $\alpha= 8.53^\circ$

Tableau II.9 : Direction du vent ($\theta= 0^\circ$) avec pression intérieure de +0.2

Zone	Composante horizontale F_{wx} (daN)	Composante verticale F_{wz} (daN)
D	$38.2 \times 480 = 18336 \rightarrow$	0
E	$31.84 \times 480 = 15283 \rightarrow$	0
F ₁	$107.95 \times 13.22 \times \tan(8.53) = 214.06 \leftarrow$	$107.95 \times 13.22 = 1427.1 \uparrow$
F ₂	$107.95 \times 13.22 \times \tan(8.53) = 214.06 \leftarrow$	$107.95 \times 13.22 = 1427.1 \uparrow$
G	$83.81 \times 83.95 \times \tan(8.53) = 1055.4 \leftarrow$	$83.81 \times 83.95 = 7035.8 \uparrow$
H	$46.26 \times 849.6 \times \tan(8.53) = 5895.4 \leftarrow$	$46.26 \times 849.6 = 39302 \uparrow$
I	$48.95 \times 849.6 \times \tan(8.53) = 6238.2 \rightarrow$	$48.95 \times 849.6 = 41588 \uparrow$
J	$63.03 \times 110.4 \times \tan(8.53) = 1043.8 \rightarrow$	$63.03 \times 110.4 = 6958.5 \uparrow$
Total	$F_{wx} = 33522.08 \rightarrow$	$F_{wz} = 97739 \uparrow$

Tableau II.10 : Direction du vent ($\theta = 0^\circ$) avec pression intérieure de -0,3 :

Zone	Composante horizontale F_{wx} (daN)	Composante verticale F_{wz} (daN)
D	$70.04 \times 480 = 33619.2 \rightarrow$	0
E	$0 \times 480 = 0$	0
F ₁	$74.43 \times 13.22 \times \tan(8.53) = 214.06 \leftarrow$	$74.43 \times 13.22 = 147.59 \uparrow$
F ₂	$74.43 \times 13.22 \times \tan(8.53) = 214.06 \leftarrow$	$74.43 \times 13.22 = 147.59 \uparrow$
G	$50.29 \times 83.95 \times \tan(8.53) = 1055.4 \leftarrow$	$50.29 \times 83.95 = 633.28 \uparrow$
H	$12.74 \times 849.6 \times \tan(8.53) = 5895.4 \leftarrow$	$12.74 \times 849.6 = 1623.6 \uparrow$
I	$15.42 \times 849.6 \times \tan(8.53) = 6238.2 \rightarrow$	$15.42 \times 849.6 = 1965.12 \uparrow$
J	$29.5 \times 110.4 \times \tan(8.53) = 1043.8 \rightarrow$	$29.5 \times 110.4 = 488.52 \uparrow$
Total	$F_{wx} = 33520.8 \rightarrow$	$F_{wz} = 33371 \uparrow$

Tableau II.11 : Direction du vent ($\theta = 90^\circ$) avec pression intérieure de 0,2

Zone	Composante horizontale F_{wy} (daN)	Composante verticale F_{wz} (daN)
D	$38.2 \times 430 = 16426 \rightarrow$	0
E	$31.84 \times 480 = 13691.2$	0
F ₁	0	$114 \times 13.22 = 1507.1 \uparrow$
F ₂	0	$114 \times 13.22 = 1507.1 \uparrow$
G	0	$100.58 \times 65.55 = 6593 \uparrow$
H	0	$57.66 \times 368 = 21219 \uparrow$
I	0	$50.96 \times 1460 = 74402 \uparrow$
F _{fr}	0	0
Total	$F_{wx} = 30117.2 \rightarrow$	$F_{wz} = 105228 \uparrow$

Direction du vent ($\theta = 90^\circ$) avec pression intérieure de -0,3 :

Zone	Composante horizontale F_{wy} (daN)	Composante verticale F_{wz} (daN)
D	$70.04 \times 430 = 30117.2 \rightarrow$	0
E	0	0
F ₁	0	$80.46 \times 13.22 = 1063.7 \uparrow$
F ₂	0	$80.46 \times 13.22 = 1063.7 \uparrow$
G	0	$67.05 \times 65.55 = 4395.1 \uparrow$
H	0	$24.14 \times 368 = 8883.5 \uparrow$
I	0	$17.43 \times 1460 = 25448 \uparrow$
F _{fr}	0	0
Total	$F_{wx} = 30117.2 \rightarrow$	$F_{wz} = 40854 \uparrow$

Tableau II.12 : 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 verticale F_{wz} (daN)	Coordonnées du point d'application		
			X(m)	Y(m)	Z(m)
D	18336 \rightarrow	0	0	24	5
E	15283 \rightarrow	0	40	24	5
F1	214,06 \leftarrow	1427,1 \uparrow	1,15	2,87	10,09
F2	214,06 \leftarrow	1427,1 \uparrow	1,15	45,12	10,09
G	1055,4 \leftarrow	7035,8 \uparrow	1,15	24	10,09
H	5895,4 \leftarrow	39302 \uparrow	11,15	24	10,9
I	6238,2 \rightarrow	41588 \uparrow	31,15	24	10,66
J	1043,8 \rightarrow	6958,5 \uparrow	21,15	24	11,41
F _{wx}	33522 \rightarrow	/	22,68	24,00	5,00
F _{wz}	/	97739 \uparrow	19,36	24,00	10,75

- Coordonnées du point d'application de la résultante :

Composante horizontale F_{wx} :

$$X = \frac{18336*0+15283*40-214,06*1,15*2-1055,4*1,15-5895,4*11,15+6238,2*31,15+1043,8*21,15}{33522}$$

$$X=22,68m$$

$$Y = \frac{18336*24+15283*24-214,06*2,87-214,06*45,12-1055,4*24-5895,4*24+6238,2*24+1043,8*24}{33522}$$

$$Y=24m$$

$$Z = \frac{18336*5+15283*5-214,06*10,09*2-1055,4*10,09-5895,4*10,9+6238,2*10,66+1043,8*11,41}{33522}$$

$$Z = 5m$$

Composante horizontale F_{wy} :

$$Z = \frac{1427,1*10,09*2+7035,8*10,09+39302*10,9+41588*10,66+6958,5*11,41}{97739}$$

$$Z = 10,75m$$

$$X = \frac{1427,1*1,15*2+7035,8*1,15+39302*11,15+41588*31,15+6958,5*21,15}{97739}$$

$$X=22,68m$$

$$Y = \frac{1427,1*2,87+1427,1*45,12+7035,8*24+39302*24+41588*24+6958,5*24}{97739}$$

$$Y=24m$$

II.3.7 Calcul de la stabilité d'ensemble : pression intérieure de +0.2

Vérification de la stabilité transversale :

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

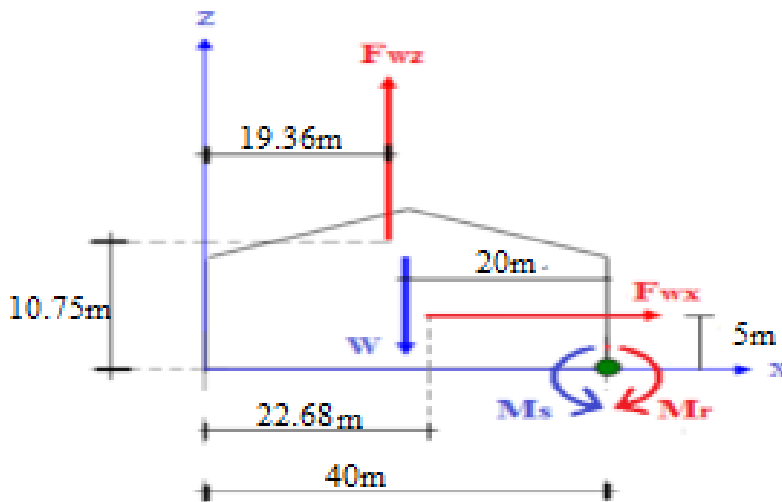


Figure II-16 : représentation des coordonnées des points d'applications

- Calcul du moment de renversement :

$$M_r = F_{wx} \times 5 + F_{wz} \times (40 - 19,36) = 3\,3522 \times 5 + 97739 \times 20,64$$

$$M_r = 21849,42 \text{ KN.m}$$

- Calcul du moment de stabilisant :

$$M_s = W \times 20$$

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

$$W = 50 \times 40 \times 48 = 96000 \text{ daN}$$

$$M_s = 96000 \times 20 = 1920000 \text{ daN.m} = 19200 \text{ KN.m.}$$

$$M_r = 21849,42 \text{ KN.m} > M_s = 19200 \text{ KN.m.} \quad \text{La stabilité transversale est non vérifiée.}$$

- Il faut vérifier que la condition suivante est vérifiée :
Donc :

$$M_s = W' \times (B/2) > M_r$$

D'où :

$$W' \geq M_r / (b/2) = 21849,42 / 20 = 1092,47 \text{ KN}$$

- Le poids propre du bâtiment : $W = 48 \times 40 \times 0,5 = 960 \text{ KN}$.
- Il faut dimensionner les semelles de fondations de manière à ce que leurs poids soient au minimum de : $1092,47 - 960 = 132,47 \text{ KN}$
- Nombre total de poteaux : 27
- Le poids minimal d'une semelle en béton doit donc être de : $132,47/27 = 5 \text{ KN}$
- Le volume du béton nécessaire est de : $5/25 = 0,2 \text{ m}^3$ (semelle de 1 m^2 par $0,2 \text{ m}$ de profondeur)

Remarque :

Pour des raisons pratiques et de sécurité on opte une semelle de 1 m^2 par $0,9 \text{ m}$ de profondeur ;

Le poids additionnel dû aux semelles de fondations : $W = 0,7 \times 25 \times 27 = 472,5 \text{ KN}$.

Le poids total de la structure sera donc : $W = 960 + 472,5 = 1432,5 \text{ KN}$.

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

Le poids total de la structure : $W = 960 + 472,5 = 1432,5 \text{ KN}$

$M_s \geq M_r$ Condition vérifiée pour le renversement transversal.

- Vérification de la stabilité longitudinale :

$$M_r = F_{wy} \times 5 + F_{wz} \times 24 = 30117.2 \times 5 + 105228 \times 24$$

$$M_r = 25027,65 \text{ kN.m}$$

$$M_s \geq M_r$$

Condition vérifier pour le renversement longitudinal.

II.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons utilisés les principes généraux et procédures ainsi que les hypothèses de calculs pour déterminer les surcharges climatiques agissantes sur la structure étudiée.

Les actions du vent et de neige seront ensuite combinées avec les charges permanentes pour dimensionner les différents éléments (secondaires et principaux) de notre structure

**Chapitre III : Prédimensionnement
des éléments secondaire.**

III.1.1 Introduction

Ce chapitre sera consacré au calcul des éléments secondaires qui sont : les pannes, les lisses de bardage et les potelets, calcul de l'échantignole et lierne des pannes et des lisses.

Les éléments secondaires constituent l'ossature nécessaire au support de la couverture et du bardage.

Pour le calcul de ces éléments on procédera de la façon suivante :

1-Evaluation des charges appliquées sur les éléments appliqués sur les éléments puis la recherche de la combinaison la plus défavorable.

2-Pré dimensionnement des éléments suivant la condition de limitation de la flèche.

3-Vérification de la résistance, la stabilité et de la rigidité en se basant sur les formules de la résistance des matériaux (RDM) et les différentes règles.

III.2 Calcul des pannes de toiture :

Les pannes sont des éléments qui ont pour rôle de supporter la couverture, elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage dans le plan des versants.

Dans la majorité des cas, pour les pannes, des poutrelles laminées (IPE) ou (HEA) sont utilisées, Compte tenu de la pente des versants donnée par la pente des fermes ou traverses de portiques, les pannes sont posées inclinées sur la membrure supérieure à un angle α et de ce fait, travaillent en flexion déviée.

Elles sont calculées pour pouvoir résister au poids propre de la couverture ainsi que leur poids propre et aux surcharges variables (neige, vent, surcharge d'entretien.).

III.2.1 Données de calcul

- Chaque panne repose sur deux appuis de distance de 6m.
- Angle d'inclinaison : $\alpha = 8.53^\circ$.
- Espacement entre axe horizontale des pannes : $e=10/6= 1.66m$.
- On dispose 7 lignes des pannes sur chaque versant.
- Le poids propre estime de la panne est : $G_{panne}= 12daN/ml$.
- Panneau sandwich est de type PL7 : $15.13daN/m^2$.
- Accessoire de pose est de : $5daN/m^2$.
- Surcharge de neige est de : $23daN/m^2$.
- Surcharge du vent et de : $114daN/m^2$.

III.2.2. Évaluation des charges et surcharge

a. Charge permanente :

$$G = (15.13 + 5) \times 1.66 + 12 = 45.41 \text{ daN/ml.}$$

b. Surcharge de neige (N) :

$$N = S_k \times e$$

$$N = 23 \times 1.66 = 38.18 \text{ daN/ml.}$$

c. Surcharge du vent :

La panne la plus sollicitée c'est la panne exposée au vent (Zone F $\theta = 90^\circ$).

$$V = 114 \times 1.66 = 189.24 \text{ daN/ml.}$$

d. Charge d'entretien (E) :

$$E = q_k \times e = 60 \times 1.66 = 99.6 \text{ daN/ml.}$$

Tableau.III.1 : Valeur des charges d'entretiens.

Roof slope, α degrés	q_k (kN/m ²)
$\alpha < 30^\circ$	0,6
$30^\circ \leq \alpha < 60$	$0,6[(60 - \alpha)/30]$
$\alpha \geq 60$	0

Remarque :

D'après le nouveau règlement (DTR) la surcharge d'entretien E ne se combine pas avec les surcharge climatique (neige N et vent V).

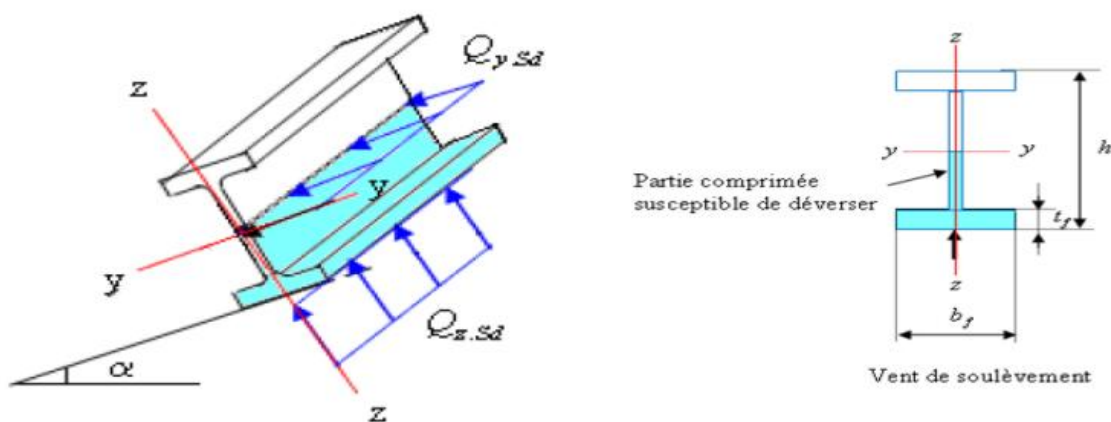


Figure III-1 : Disposition de la panne.

III.2.3. Les combinaisons des charges les plus défavorable

➤ Action du vent vers le bas ↓(ELS) :

$$Q_{sd1} = G + E = 45.41 + 99.6 = 145.01 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd2} = G + N = 45.41 + 38.18 = 83.59 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd} = \max [Q_{sd1}; Q_{sd2}] = \max [145.01; 83.59].$$

$$Q_{sd} = 145.01 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 145.01 \times \cos(8.53) = 143.4 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 145.01 \times \sin(8.53) = 21.5 \text{ daN/ml.}$$

➤ Action du vent vers le haut ↑ (ELS) :

$$Q_{z,sd} = G \times \cos(\alpha) - V = 45.41 \times \cos(8.53) - 189.24 = -144.33 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y,sd} = G \times \sin(\alpha) = 45.41 \times \sin(8.53) = 6.73 \text{ daN/ml.}$$

III.2.4. Pré dimensionnement

III.2.4.1 Flèche vertical

$$\text{On a : } f_z \leq f_{ad} \quad \text{et : } f_{ad} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm.}$$

$$\text{Et : } f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times L^4}{E \times I_y} \leftrightarrow I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times L^4}{E \times f_{ad}}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{143.4 \times 600^4 \times 10^{-2}}{2.1 \times 10^6 \times 3}$$

$$I_y \geq 384.1 \text{ cm}^4.$$

Par tâtonnement et après plusieurs tentatives on choisit IPE 180 :

Tableau.III.2 : Caractéristique géométrique de l'IPE 180.

IPE180							
G (daN/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm ²)	Avz (cm ²)	Iw (cm ⁶)
18,8	180	91	5,3	8	23,9	11,3	7430
Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	wply (cm ³)	Wplz (cm ³)	Iy(mm)	iz (mm)	Avy (cm ²)	It (cm ⁴)
1317	101	166	34,6	7,42	2,05	12,6	4,79

III.2.5 Combinaisons de charge

$$G = 18.8 + (15.13 + 5) \times 1.66 = 52.21 \text{ daN/ml.}$$

➤ Action du vent vers le bas ↓ (ELS) :

$$Q_{sd1} = G + E = 52.21 + 99.6 = 151.81 \text{ daN/ml.}$$

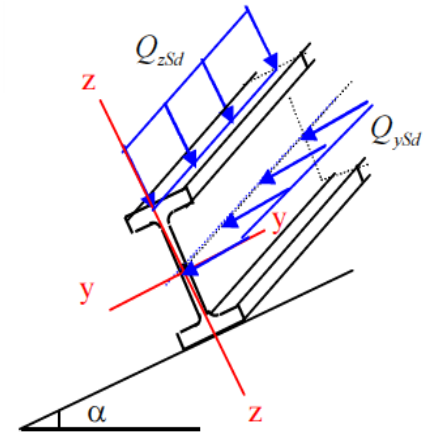
$$Q_{sd2} = G + N = 52.21 + 38.18 = 90.39 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd} = \max [Q_{sd1}; Q_{sd2}] = \max [151.81; 90.39]$$

$$Q_{sd} = 151.81 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 151.81 \times \cos(8.53) = 150.13 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 151.81 \times \sin(8.53) = 22.5 \text{ daN/ml.}$$



➤ Action du vent vers le haut ↑ (ELS) :

$$Q_{z, sd} = G \times \cos(\alpha) - V = 52.21 \times \cos(8.53) - 189.24$$

$$Q_{z, sd} = -137.6 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y, sd} = G \times \sin(\alpha) = 52.21 \times \sin(8.53)$$

$$Q_{y, sd} = 7.74 \text{ daN/ml.}$$

➤ Action du vent vers le bas ↓ (ELU) :

$$Q_{sd1} = 1.35G + 1.5E = 1.35 \times 52.21 + 1.5 \times 99.6 = 219.88 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd2} = 1.35G + 1.5N = 1.35 \times 52.21 + 1.5 \times 38.18 = 127.75 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd} = \max [Q_{sd1}; Q_{sd2}] = \max [219.88; 127.75]$$

$$Q_{sd} = 219.88 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 219.88 \times \cos(8.53) = 217.44 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 219.88 \times \sin(8.53) = 32.61 \text{ daN/ml.}$$

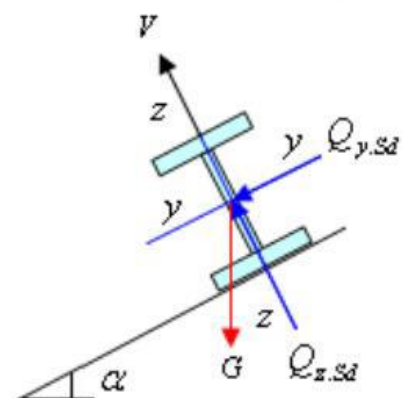
➤ Action du vent vers le haut ↑ (ELU) :

$$\begin{aligned} Q_{z, sd} &= G \times \cos(\alpha) - 1.5V \\ &= 52.21 \times \cos(8.53) - 1.5(189.24) \end{aligned}$$

$$Q_{z, sd} = -232.22 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y, sd} = 1.35G \times \sin(\alpha) = 1.35(52.21) \times \sin(8.53)$$

$$Q_{y, sd} = 10.45 \text{ daN/ml.}$$



III.2.6 Classe de la section

- Classe de la semelle :

$$\frac{C}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(91 - 5.3 - 2 \times 9)/2}{8} = 4.32$$

On a l'acier S 235 donc : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$.

D'où : $C/t_f < 9\varepsilon$ donc la semelle est de classe 1.

- Classe de l'âme :

$$C/t_w = d/t_w = 146/5.3 = 17.54$$

D'où : $17.54 < 72\varepsilon = 72$ Donc l'âme est de classe 1.

Alors la panne en IPE 180 est de classe 1.

III.2.7 Vérification de la résistance

- Calcul le moment sollicitant (sous le vent soulevant) :

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{232.22 \times 6^2}{8} = 1044.99 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times (\frac{L}{2})^2}{8} = \frac{10.45 \times 3^2}{8} = 11.75 \text{ daN/ml.}$$

- Calcul le moment sollicitant (sous l'action vers le bas) :

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{217.44 \times 6^2}{8} = 978.48 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times (\frac{L}{2})^2}{8} = \frac{32.61 \times 3^2}{8} = 36.68 \text{ daN/ml.}$$

- Calcul le moment résistant :

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166 \times 23.5}{1.1} = 3546.36 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{34.6 \times 23.5}{1.1} = 739.18 \text{ daN/ml.}$$

III.2.7.1 Vérification à la flexion déviée

On à une section en I et l'effort normal $N=0$ donc $\alpha=2$ et $\beta=1$.

- Sous l'action vers le bas ↓ :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}}\right)^\beta = \left(\frac{978.48}{3546.36}\right)^2 + \left(\frac{36.68}{739.18}\right)^1 = 0.12 < 1.$$

- Sous l'action vers le haut ↑ :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}}\right)^\beta = \left(\frac{1044.99}{3546.36}\right)^2 + \left(\frac{11.75}{739.18}\right)^1 = 0.1 < 1.$$

III.2.7.2 Vérification au cisaillement

- L'effort tranchant sollicitant :

$$V_{z\ sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L}{2} = \frac{232.22 \times 6}{2} = 696.66 \text{ daN/m.}$$

$$V_{y\ sd} = \frac{0.625 \times Q_{y,sd} \times L}{2} = \frac{232.22 \times 6}{2} = 61.14 \text{ daN/m.}$$

- L'effort tranchant résistant :

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} - \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{11.3 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} \quad V_{plz,Rd} = 1393.76 \text{ daN.}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} - \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{17.6 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} \quad V_{ply,Rd} = 21708.37 \text{ daN.}$$

$$V_{z\ sd} < V_{plz,Rd}.$$

$$V_{y\ sd} < V_{ply,Rd}.$$

- $0.5 \times V_{ply,Rd} = 0.5 \times 3546.36 = 1773.18 \text{ daN/ml.}$
- $0.5 \times V_{plz,Rd} = 0.5 \times 13937.76 = 6968.88 \text{ daN/ml.}$
- $V_{y\ sd} = 61.14 < 0.5 \times V_{ply,Rd} = 1773.18 \text{ daN/ml.}$
- $V_{z\ sd} = 696.66 < 0.5 \times V_{plz,Rd} = 6968.88 \text{ daN/ml.}$

D'où la panne est vérifiée vis-à-vis de cisaillement.

III.2.7.3 Vérification à l'instabilité

Le moment sollicitant (sous le vent de soulèvement).

$$M_{y,sd} = 1044.99 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{z,sd} = 11.75 \text{ daN/ml.}$$

Calcul du moment critique de déversement M_{cr} :

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

$$= 1.32 \times \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 101}{600^2} \times \sqrt{\frac{7430}{101} + \frac{600^2 \times 8 \times 10^3 \times 4.79}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 101}}$$

$$M_{cr} = 1781.56 \text{ daN.m}$$

- Calcul de l'élanement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{146 \times 23.5}{1781.59}} \quad \bar{\lambda}_{LT} = 1.38$$

On a : $L/b = 180/91 = 1.97 < 2$.

Donc courbe de flambement « a »

D'après le tableau de χ_{LT} , on prend $\chi_{LT} = 0.4278$

- Calcul le moment résistant au déversement :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times M_{ply,Rd} = 0.4278 \times 3546.36$$

$$M_{b,Rd} = 1571.13 \text{ daN.m.}$$

- Vérification au déversement sous flexion déviée :

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} = \frac{1044.99}{1571.13} + \frac{11.75}{739.18} = 0.704 < 1.$$

Condition vérifiée pour le déversement.

III.2.7.4 Vérification de la flèche

a) Combinaison de charge :

$$Q_{sd1} = G \times \cos(\alpha) + E = 52.21 \times \cos(8.53) + 99.6 = 151.23 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd2} = G \times \cos(\alpha) + N = 52.21 \times \cos(8.53) + 38.18 = 89.81 \text{ daNml.}$$

$$Q_{sd3} = G \times \cos(\alpha) - V = 52.21 \times \cos(8.53) - 189.24 = -137.6 \text{ daNml.}$$

$$Q_{sd} = \max[Q_{sd1}; Q_{sd2}; Q_{sd3}] \quad Q_{sd} = 151.23 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z,sd} = 151.23 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 151.23 \times \sin(8.53) = 22.43 \text{ daN.}$$

b) Condition de vérification :

- Flèche verticale :

$$f \leq f_{adm.}$$

$$f_{ad} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3cm.$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times L^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{151.23 \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times 1377} = 0.92 < 3cm.$$

- a- Flèche latérale :

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \times (L/2)^4}{E \times I_z} = \frac{2.05}{384} \times \frac{22.43 \times 300^4}{2.1 \times 10^6 \times 101} = 0.045 < 1.5cm. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Le profilé en IPE 180 est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme panne de toiture.

III.3 Les liernes des pannes**III.3.1 Dimensionnement des liernes de pannes**

Les liernes sont des tirants qui travaillent en traction disposés à mi- portée des pannes Perpendiculairement à ces dernières dans le plan de la toiture, ils sont généralement formés, barres rondes ou de petites cornières.

Leurs rôles principaux sont d'éviter la déformation la latérale des pannes, mais aussi à limiter la longueur de déversement et le flambement latérale pour les parties comprimées.

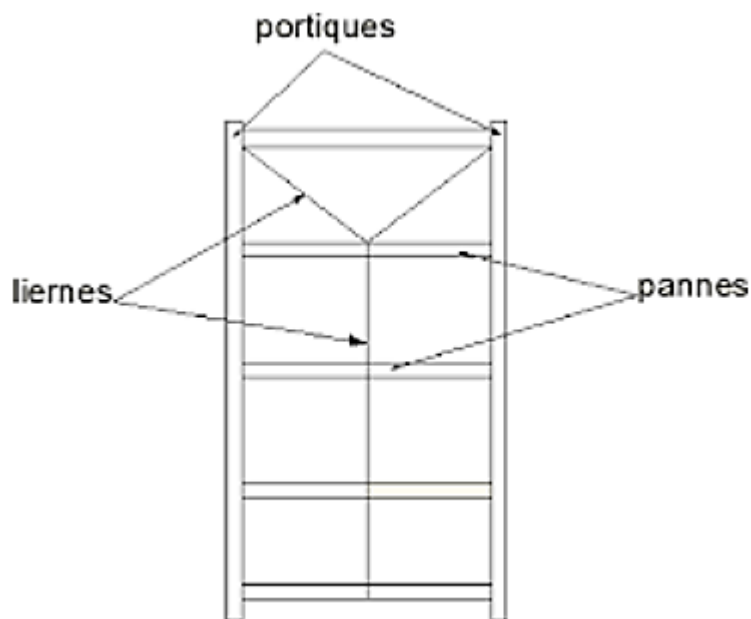


Figure III-2 Disposition des liernes.

III.3.2 La réaction au niveau de lierne :

$$Q_{y,sd} = 32.61 \text{ daN/ml.}$$

$$R_y = 1.25 \times Q_{y,sd} \times I_z = 1.25 \times 32.61 \times 3 = 122.28 \text{ daN.}$$

- Effort de traction dans le tronçon L₁ :

$$T_1 = \frac{R_y}{2} = \frac{122.28}{2} = 61.14 \text{ daN.}$$

- Effort de traction dans le tronçon L₂ :

$$T_2 = R_y + T_1 = 122.28 + 61.14 = 183.42 \text{ daN.}$$

- Effort de traction dans le tronçon L₃ :

$$T_3 = R_y + T_2 = 122.28 + 183.42 = 305.7 \text{ daN.}$$

- Effort de traction dans le tronçon L₄ :

$$T_4 = R_y + T_3 = 122.28 + 305.7 = 427.98 \text{ daN.}$$

- Effort de traction dans le tronçon L₅ :

$$T_5 = R_y + T_4 = 122.28 + 427.98 = 550.26 \text{ daN.}$$

- Effort de traction dans la diagonale L₅ :

$$T_5 = 2 \times T_6 \times \cos(\theta).$$

$$T_6 = \frac{T_5}{2 \times \cos(\theta)} = \frac{550.26}{2 \times \cos(28.95)} = 314.41 \text{ daN/ml.}$$

III.3.3 Déterminer le diamètre des liernes :

Le tronçon le plus sollicité c'est le T₅ donc :

$$N_{sd} = T_5 = 550.26 \text{ daN.}$$

- Traction simple :

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

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = A \times f_y \times \gamma_{M0} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{550.26 \times 1.1}{2350}$$

$$A \geq 0.257 \text{ cm}^2.$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} > 0.257 \rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.257}{\pi}} = 0.56 \text{ cm} = 5.6 \text{ mm.}$$

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

III.4 Échantignolle :

- Calcul des charges revenant à l'échantignolle :

$$Q_{z,sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5(V) = 52.21 \times \cos(8.53) - 1.5 \times 189.24$$

$$Q_{z,sd} = -232.22 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y,sd} = 1.35 \times G \times \sin(\alpha) = 1.35 \times 52.21 \times \sin(8.53) = 10.45 \text{ daN/ml.}$$

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

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

Pour IPE 180 :

On a : b=9.1 cm et h=18 cm.

Donc : $9.1 \leq t \leq 13.65$ soit t=10cm.

- Echantignole de rive :

$$R_z = Q_{z,sd} \times (L/2) = 232.22 \times (6/2) = 696.66 \text{ daN.}$$

$$R_y = Q_{y,sd} \times (L/2) = 10.45 \times (6/2) = 31.35 \text{ daN.}$$

- Echantignole intermédiaire :

$$R_z = 2 \times 696.66 = 1393.32 \text{ daN.}$$

$$R_y = 2 \times 31.35 = 62.7 \text{ daN.}$$

- Calcul des moments de renversement :

$$M_R = R_z \times t + R_y \times \frac{h}{2} = 1393.32 \times 10 + 62.7 \times 9$$

$$M_R = 14497.5 \text{ daN.cm.}$$

- Dimensionnement de l'échantignolle :

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

Avec : $M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}}$ « moment de résistance élastique de la section brute ».

$$M_{sd} = M_R \leq \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

- Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

$$W_{el} \geq \frac{M_R \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{el} \geq \frac{14497.5 \times 1.1}{2350} = 6.78 \text{ cm}^2.$$

On a pour les sections rectangulaires : $W_{el} = \frac{b \times e^2}{6}$.

$$e = \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{b}}$$

La longueur de l'échantignole est prise en fonction de la longueur de la semelle du bprotique « traverse IPE500 ».

b=20cm

$$e > \sqrt{\frac{6 \times 6.78}{20}} = 1.42 \text{ cm} \quad e > 1.42 \text{ cm}.$$

Soit : e=1.5cm.

III.5 Calcul des lisses de bardage

III.5.1 Définition

Une lisse de bardage est l'élément horizontal fixé au poteau servant de support pour le bardage. Elle permet de répartir les charges de ce bardage et les transférer au poteau. Les lisses sont disposées à intervalles réguliers, leur dimensionnement dépend des charges (bardage, couverture) et surcharges (vent...) à supporter.

III.5.2 Évaluation des charges et surcharges

- Poids propre estimé de la lisse : $G_{\text{lisse}} = 12 \text{ daN/ml}$.
- L'entre axe des lisses : $e = 10/6 = 1.66 \text{ m}$.
- La pente du versant : $\alpha = 8.53^\circ$.
- Poids propre du panneau sandwich : 15 daN/m^2 .
- Accessoire de pose : 5 daN/m^2 .
- Surcharge du vent sur la paroi : 76.4 daN/m^2 (zone A).

a- Charge permanente (G) :

$$G = (15 + 5) \times 1.66 + 12 = 45.2 \text{ daN=N/ml}.$$

b- Surcharge climatique (vent) :

$$V = 76.4 \times 1.66 = 126.82 \text{ daN/ml}.$$

- Action vers le bas ↓(ELS) :

$$Q_{y,sd} = G = 45.2 \text{ daN/ml.}$$

- Action latérale →(ELS) :

$$Q_{z,sd} = V = 126.82 \text{ daN/ml.}$$

III.5.3 Prédimensionnement

a- Flèche verticale :

$$\text{On a : } f_y \leq f_{ad} \quad \text{et : } f_{ad} = \frac{L/2}{200} = \frac{600/2}{200} = 1.5 \text{ cm.}$$

$$\text{Et : } f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \times (L/2)^4}{E \times I_z}$$

$$\text{Donc : } I_z \geq \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{L}{2}\right)^4}{E \times f_{ad}} = \frac{2.05}{384} \times \frac{45.2 \times 300^4 \times 10^{-2}}{2.1 \times 10^6 \times 1.5} = 6.2 \text{ cm}^4.$$

$$I_z \geq 6.2 \text{ cm}^4.$$

b- Flèche latérale :

$$\text{On a : } f_z \leq f_{ad} \quad \text{et : } f_{ad} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm.}$$

$$\text{Et : } f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times (L/2)^4}{E \times I_y}$$

$$\text{Donc : } I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times L^4}{E \times f_{ad}} = \frac{5}{384} \times \frac{126.82 \times 600^4 \times 10^{-2}}{2.1 \times 10^6 \times 3} = 339.69 \text{ cm}^4.$$

$$I_y \geq 339.69 \text{ cm}^4.$$

Donc on opte pour l'UPN140 :

Tableau III.3 : Caractéristique géométrique de l'UPN 140.

UPN140							
G (daN/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	Tf (mm)	A (cm ²)	Avz (cm ²)	Iw (cm ⁶)
16	140	60	8	11	28	10,4	1800
Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	Wply (cm ³)	Wplz (cm ³)	Iy(mm)	iz (mm)	Avy (cm ²)	It (cm ⁴)
605	62,7	103	28,3	5,45	1,75	17,6	5,68

III.5.4 Les combinaisons les plus défavorables :

$$G = (15 + 5) \times 1.66 + 16 = 49.2 \text{ daN/ml.}$$

- Action vers le bas ↓ (ELU) :

$$Q_{y,sd} = 1.35G = 1.35 \times 49.2 = 66.42 \text{ daN/ml.}$$

- Action latérale → (ELU) :

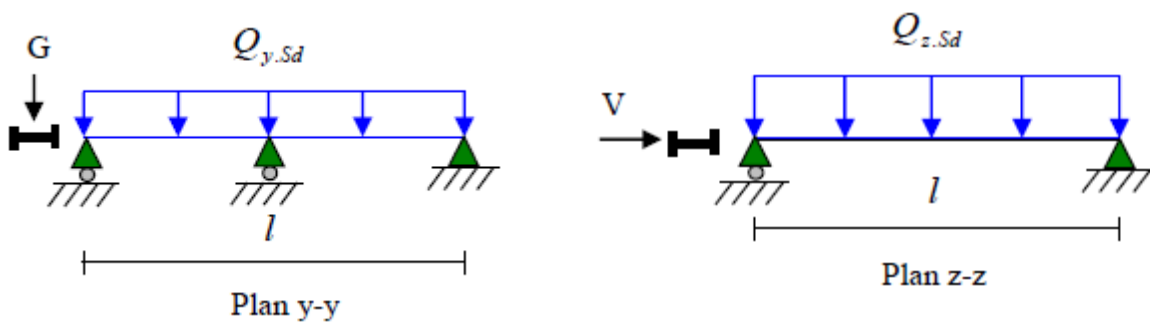
$$Q_{z,sd} = 1.5V = 1.5 \times 126.82 = 190.23 \text{ daN/ml.}$$

- Action vers le bas ↓ (ELS) :

$$Q_{y,sd} = G = 49.2 \text{ daN/ml.}$$

- Action latérale → (ELS) :

$$Q_{z,sd} = V = 126.82 \text{ daN/ml.}$$



III.5.5 Classe de la section

- La semelle :

$$C/t_f = \frac{b-t_w-r_1}{t_f} = \frac{60-7-10}{10} = 4.3$$

On a l'acier S235 donc : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.$

D'où : $C/t_f < 9\varepsilon = 9$ Donc la semelle est de classe 1.

- L'âme :

$$C/t_w = d/t_w = 98/7 = 14.$$

D'où : $C/t_w < 72\varepsilon = 72.$ Donc l'âme est de classe 1.

Alors la lisse en UPN140 est de classe 1.

III.5.6 Calcul moment sollicitant et moment résistant

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{190.23 \times 6^2}{8} = 856.03 \text{ daN.m.}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times (L/2)^2}{8} = \frac{66.42 \times 3^2}{8} = 74.72 \text{ daN.m.}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{103 \times 10^{-2} \times 2350}{1.1} = 2200.45 \text{ daN.m.}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28.3 \times 10^{-2} \times 2350}{1.1} = 6.59 \text{ daN.m.}$$

III.5.7 Vérification à la flexion déviée

On a une section I et l'effort normal N=0 donc $\alpha=2$ et $\beta=1$.

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,sd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,sd}} \right)^\beta = \left(\frac{856.03}{2200.45} \right)^2 + \left(\frac{74.72}{640.59} \right)^1 = 0.26 < 1$$

La lisse est vérifiée à la flexion déviée.

III.5.8 Vérification au cisaillement

- Calcul l'effort tranchant sollicitant :

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L}{2} = \frac{190.23 \times 6}{2} = 570.69 \text{ daN.m.}$$

$$V_{y,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times 0.625 \times L}{2} = \frac{66.42 \times 0.625 \times 6}{2} = 124.53 \text{ daN.m.}$$

- Calcul l'effort tranchant résistant :

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{10.4 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 12827.67 \text{ daN.m.}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{A_{yz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{17.6 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 21708.37 \text{ daN.m.}$$

- Vérification de l'interaction du moment vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$0.5 \times M_{ply,Rd} = 0.5 \times 2200.45 = 1100.22 \text{ daN.m.}$$

$$0.5 \times M_{plz,Rd} = 0.5 \times 12827.67 = 6413.83 \text{ daN.m.}$$

$$0.5 \times M_{ply,Rd} > V_{y,sd} \quad \text{et} \quad 0.5 \times M_{plz,Rd} > V_{z,sd}.$$

Donc il n'y a pas d'interaction du moment de résistance plastique vis-à-vis de l'effort tranchant.

$$\text{On a : } V_{z,sd} < V_{plz,Rd} \quad \text{et} \quad V_{y,sd} < V_{ply,Rd}$$

D'où la lisse de bardage est vérifiée au cisaillement.

III.5.9 Vérification à l'instabilité (dversement)

- Calcul des moments sollicitant :

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{190.23 \times 6^2}{8} = 856.03 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times (L/2)^2}{8} = \frac{66.42 \times 3^2}{8} = 74.72 \text{ daN.m.}$$

- Calcul moment critique de déversement élastique :

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

$$= 1.132 \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 62.7}{600^2} \sqrt{\frac{1800}{62.7} + \frac{600^2 \times 8 \times 10^3 \times 5.68}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 62.7}}$$

$$M_{cr} = 1466.23 \text{ kN.cm.}$$

- Calcul de l'élément réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{103 \times 23.5}{1466.23}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.28.$$

On a : $L/b = 140/60 = 2.33 > 2$ (tableau 2 ; annexe 1).

Donc courbe de flambement « a ».

D'après le tableau de χ_{LT} on prend $\chi_{LT} = 0.4817$.

- Calcul du moment résistant au déversement :

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \times M_{ply,Rd} = 0.4817 \times 2200.45.$$

$$M_{b,rd} = 1059.95 \text{ daN.m.}$$

- Vérification du déversement :

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} = \frac{856.03}{1059.95} + \frac{74.72}{604.59} = 0.93 < 1. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé UPN140 est vérifié à l'état limite ultime.

III.5.10 Vérification à l'état limite du service (ELS)

- a- Flèche suivant yy' :

$$\text{On a : } f_y \leq f_{ad} \quad \text{et} \quad f_{ad} = \frac{L}{200} = 1.5 \text{ cm.}$$

$$Et : f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \times (L/2)^4}{E \times I_z} = \frac{2.05}{384} \times \frac{49.2 \times 10^{-2} \times 300^4}{2.1 \times 10^6 \times 62.7}$$

$$f_y = 0.161 \text{ cm} < 1.5 \text{ cm.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b- Flèche suivant zz' :

$$\text{On a: } f_z < f_{ad} \quad \text{et} \quad f_{ad} = \frac{L}{200} = 3 \text{ cm.}$$

$$Et : f_y = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times L^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{126.82 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times 605} \rightarrow f_y = 1.68 < 3 \text{ cm.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Le profilé UPN140 convient comme lisse de bardage pour notre structure.

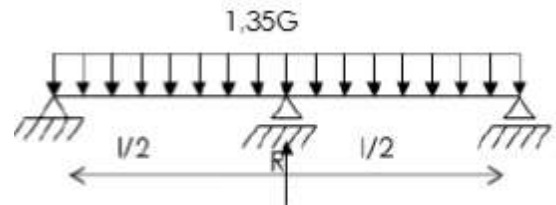
III.6 Calcul des liernes pour les lisses de bardage

- La réaction au niveau du lierne :

$$Q_{y,sd} = 1.35G = 66.42 \text{ daN/ml.}$$

$$R_y = 1.25 Q_{y,sd} \times l_z = 1.25 \times 66.42 \times 3$$

$$R_y = 249.07 \text{ daN.}$$



III.6.1 Effort de traction dans les tronçons

- Tronçon L₁ :

$$T_1 = \frac{R_y}{2} = \frac{249.07}{2} \rightarrow T_1 = 124.53 \text{ daN.}$$

- Tronçon L₂ :

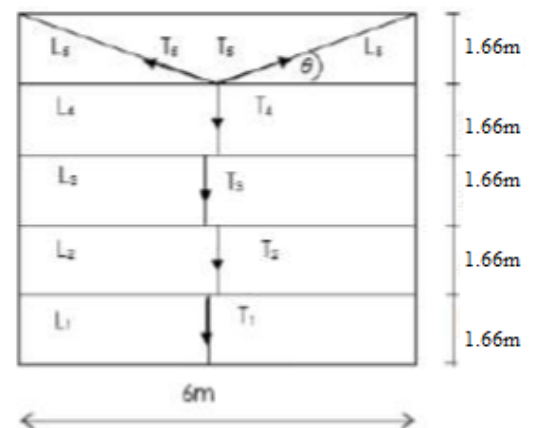
$$T_2 = R_y + T_1 = 249.07 + 124.53 \rightarrow T_2 = 373.61 \text{ daN.}$$

- Tronçon L₃ :

$$T_3 = R_y + T_2 = 249.07 + 373.61 \rightarrow T_3 = 422.68 \text{ daN.}$$

- Tronçon L₄ :

$$T_4 = R_y + T_3 = 249.07 + 422.68 \rightarrow T_4 = 671.75 \text{ daN.}$$



- Tronçon L₅ :

$$T_5 = R_y + T_4 = 249.07 + 671.75 \rightarrow T_5 = 920.82 \text{ daN.}$$

- Effort de la diagonale L₆ :

$$T_6 = \frac{T_5}{2 \times \sin(\theta)} = \frac{920.82}{2 \times \sin(28.95)} \quad \text{Avec : } \theta = \tan^{-1} \frac{1.66}{3} = 28.95.$$

$$T_6 = 951.16 \text{ daN.}$$

III.6.2 Déterminer le diamètre des liernes

Traction simple : $N_{sd} \leq N_{t,Rd}$

$$T_6 = 951.16 = N_{sd}$$

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = A \times f_y \times \gamma_{M0}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{951.16 \times 1.1}{2350} \rightarrow A = 0.44 \text{ cm}^2.$$

$$A = \frac{\pi \times \theta^2}{4} \leftrightarrow \theta = \sqrt{\frac{A \times 4}{\pi}} = \sqrt{\frac{0.44 \times 4}{\pi}} \quad \theta = 0.75 \text{ cm.}$$

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

III.7 Calcul des potelets

III.7.1 Définition

Un potelet est un élément vertical de petite section survenant comme support pour les lisses de bardage. Il permet le transfert des charges depuis ces dernières aux fondations.

III.7.2 Évaluation des charges et surcharges

- On a le potelet le plus chargé est situé dans la zone (1).
- Chaque pignon possède 3 potelets de longueur max $L=11.5 \text{ m}$.
- L'entre axe des potelets est de 5 m .
- Nombre de lisses supporté par potelet $n=7$.
- Accessoires de pose 5 daN/ml .
- Poids propre de lisse 16 daN/ml .
- Surcharge climatique (vent) $V=70.04 \text{ daN/m}^2$ (zone D ; $\theta=90^\circ$).
- Action latérale à l'ELS : $Q_{z,sd}=V=70.04 \times 5=350.2 \text{ daN/ml}$.

III.7.3 Prédimensionnement

$$f_z < f_{ad} \quad \text{et : } f_{ad} = \frac{L}{2} = \frac{1150}{200} = 5.75$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times L^4}{E \times I_y}$$

$$\text{Donc : } I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times L^4}{E \times f_{ad}} = \frac{5}{384} \times \frac{350.2 \times 10^{-2} \times 1150^4}{2 \times 10^6 \times 5.75}$$

$$I_y \geq 6604.79 \text{ cm}^4.$$

Soit : IPE300

Tableau III.4 : Caractéristique géométrique de l'IPE300.

IPE300							
G (daN/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm ²)	Avz (cm ²)	Iw (cm ⁶)
42.2	300	152	8	12.7	53.8	25.7	126
Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	wply (cm ³)	Wplz (cm ³)	Iy(mm)	iz (mm)	Avy (cm ²)	It (cm ⁴)
8356	604	628		12.5	3.35	33.7	20.1

III.7.4 Les combinaisons

$$G = (P_{Lisse} \times L_{Lisse} \times N_{Lisse}) + (P_{pardage} + P_{accessoire}) \times (armature \times L_{potelles}) + (P_{profil} \times L_{profilé})$$

$$G = (16 \times 6 \times 7) + (15 + 5) \times (5 \times 11.5) + (42.2 \times 11.5).$$

$$G = 2307.3 \text{ daN/ml.}$$

- Action vers le bas ↓(ELU) :

$$N_{sd} = 1.35G = 1.35 \times 2307.3 = 3114.85 \text{ daN.}$$

- Action latéral →(ELU) :

$$Q_{z,sd} = 1.5V = 1.5 \times 350.2 = 525.3 \text{ daN.}$$

- Action latéral →(ELS) :

$$Q_{z,sd} = V = 350.2 \text{ daN.}$$

III.7.5 Classe de la section

- Classe de la semelle :

$$c/t_f = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(150 - 7.1 - (2 \times 15))/2}{12.7} = 4.44$$

$$c/t_f = 4.44 < 9\varepsilon = 9 \quad \text{classe 1.}$$

- Classe de l'âme :

$$C/t_w = \frac{d}{t_w} = \frac{248.6}{7.1} = 35.01 \leq 72\varepsilon = 72 \quad \text{classe 1.}$$

Dans l'IPE300 est de classe 1.

III.7.6 Vérification de la section à la résistance

Calcul de l'effort normal résistant :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{53.8 \times 23.5 \times 10^2}{1.1} = 114936.36 \text{ daN.}$$

a) Vérification de l'incidence de l'effort normal :

$$N_{sd} \leq \min\{0.25N_{pl,Rd} ; 0.5(A_w \times f_y/\gamma_{M0})\}$$

$$\text{Avec : } A_w = A - 2b \times t_f = 53.8 - 2 \times 15 - 12.7 = 22.53 \text{ cm}^2.$$

$$N_{sd} \leq \min\{0.25 \times 114936.36 ; 0.5(22.53 \times 2350/1.1)\}$$

$$N_{sd} \leq \min\{28734.09 ; 24066.13\}$$

$$N_{sd} = 3114.85 \leq 24066.13 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'incidence de l'effort tranchant :

$$V_{z,sd} \leq 0.5V_{pl,Rd}$$

$$Q_{z,sd} = 1.5V = 1.5 \times 350.2 = 525.3 \text{ daN.}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L}{2} = \frac{525.3 \times 11.5}{2} = 3020.47 \text{ daN.}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{25.7 \times (2350/\sqrt{3})}{1.1} = 31699.15 \text{ daN.}$$

$$V_{z,sd} = 3020.47 < 0.5V_{pl,Rd} = 15849.57 \text{ daN.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification à la flexion :

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

$$M_{cy,Rd} = M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{628 \times 23.5}{1.1} = 13416.36 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{1.5V \times L^2}{8} = \frac{525.3 \times 1150^2}{8} = 8683.86 \text{ daN.m.}$$

$$M_{y,sd} = 8683.86 \text{ daN.m} \leq M_{cy,Rd} = 13416.36 \text{ daN.m.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.7.7 Vérification de l'élément aux instabilités

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + K_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} < 1.$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + K_{LT} \frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{ply,Rd}} < 1.$$

- Calcul le coefficient de réduction minimal :

$$\chi_{min} = \min[\chi_y; \chi_z] \quad \text{avec: } \chi_{min} < 1.$$

- Flambement selon yy' :

$$\chi_y = \frac{1}{Q_y + (Q_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}} \quad \text{Et : } Q_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\text{Avec : } \lambda_y = \frac{L_y}{I_y} = \frac{1150}{12.5} = 92 \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{92}{93.2} = 0.97.$$

$$\text{Et : } L/b = \frac{300}{150} = 2 > 1.2 \quad \text{donc: axe } yy' \text{ courbe a } \alpha = 0.21.$$

$$Q_y = 0.5 [1 + 0.21(0.97 - 0.2) + 0.97^2] \quad Q_y = 1.05.$$

$$\chi_y = \frac{1}{1.05 + (1.05^2 - 0.97^2)^{0.5}} = 0.6887.$$

- Flambement selon zz' :

$$: \lambda_z = \frac{L_z}{I_z} = \frac{166}{3.35} = 49.55 \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{49.55}{93.2} = 0.52$$

$$\text{Et : } L/b = \frac{300}{150} = 2 > 1.2 \quad \text{axe } zz' \text{ courbe a } \alpha = 0.34.$$

$$Q_z = 0.5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$Q_z = 0.5 [1 + 0.34(0.52 - 0.2) + 0.52^2] \quad Q_z = 0.6896.$$

$$\chi_z = \frac{1}{Q_z + (Q_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.68 + (0.68^2 - 0.52^2)^{0.5}}$$

$$\chi_z = 0.8943.$$

III.7.8 Calcul coefficient d'interaction K_{ij}

$$N_{by,Rd} = \chi_y \times N_{ply,Rd} = 0.6887 \times 114936.36 = 79156.67 \text{ daN.}$$

$$K_{yy} = \min \left\{ C_{my} \left(1 + \left(\bar{\lambda}_y - 0.2 \right) \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right); C_{my} \left(1 + 0.8 \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) \right\}$$

Avec : $C_{my} = 0.95 + 0.05\alpha h$ et : $\alpha h = \frac{Mh}{M_s} = \frac{0}{M_s} = 0$ donc : $C_{my} = 0.95$.

$$K_{yy} = \min \left\{ 0.95 \left(1 + (0.97 - 0.2) \frac{3114.85}{79156.67} \right); 0.95 \left(1 + 0.8 \frac{3114.85}{79156.67} \right) \right\}$$

$$K_{yy} = \min\{0.97; 0.97\} = 0.97$$

$$K_{zy} = 0.6K_{yy} = 0.6 \times 0.97 = 0.58.$$

$$N_{bz,Rd} = \chi_z \times N_{plz,Rd} = 0.8943 \times 114936.36 = 102787.58.$$

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

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + K_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} = \frac{3114.85}{79156.67} + 0.97 \times \frac{8683.8}{13416.36} = 0.66 < 1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + K_{zy} \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} = \frac{3114.85}{102787.58} + 0.58 \times \frac{8683.8}{13416.36} = 0.4 < 1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.8 Conclusion

L'étude que nous avons étudiée nous a permis de déterminer la nature des profilées des éléments secondaires, qui devront résister aux différentes sollicitations et voici les profilés qui ont été retenus après les vérifications pour différents éléments :

Les pannes : **IPE 180.**

Lisses de bardages : **UPN140.**

Les potelets : **IPE 300.**

Chapitre IV : Calcul du pont roulant.

IV.1 Introduction

La manutention d'objets lourds dans un hall industriel nécessite souvent l'emploi d'engins spéciaux dits engins de manutention ou de levage. Parmi les plus courants on trouve les ponts roulants, qui ont des caractéristiques fixes fournis par le constructeur.

Les éléments mobiles (chariot, crochet, pont) d'un engin de manutention permettent d'effectuer simultanément trois genres de mouvement :

- Levage : mouvement vertical de la charge levée.
- Direction : mouvement du chariot transversalement.
- Translation : mouvement du pont roulant le long du bâtiment.

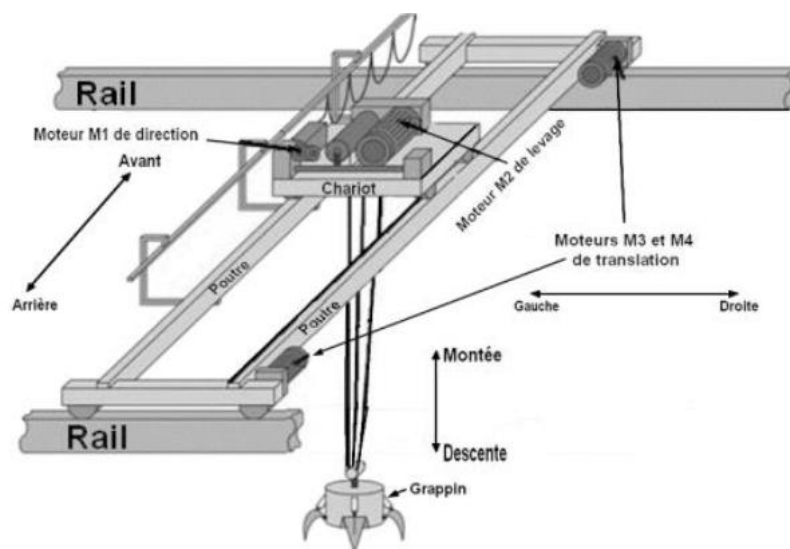


Figure IV-1 : Représentation d'un pont roulant.

IV.2 Définition

Le pont roulant : se présente comme une machine qui sert à manutentionner, à déplacer, à déposer, à stocker, à charger ou à décharger des produits ou des équipements lourds circulant sur une voie de roulement. Il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace, transversalement à la voie principale, un chariot de transfert équipé d'un treuil pour le levage de la charge. Si le pont est constitué d'une seule poutre, on parle de pont roulant mono poutre si non on parle d'un pont bipoutre. On utilise les ponts roulants dans de nombreux secteurs d'activités comme : l'industrie automobile, l'industrie de l'impression, l'industrie de la distribution, l'agroalimentaire, la sidérurgie, la métallurgie.

Chemin de roulement : est la structure porteuse de l'engin de levage, constituée de deux poutres de roulement et ses supports, les deux poutres parallèles surmontées d'un rail spécial et sur lesquelles circule le pont roulant.

La poutre de roulement : est l'élément porteur longitudinal de la voie, les poutres de roulement sont des poutres simples ou continues. Leurs appuis sont constitués par corbeaux fixés sur les poteaux de la halle.

IV.3 Caractéristique du pont roulant

D'après [C ; T ; I ; C ; M], soit le pont roulant avec une portée de 19m :

- Caractéristiques géométriques du pont roulant :

Tableau IV.1 : Dimensions du pont roulant.

	Lp [m]	Amin [m]	b [m]	c [m]	e [m]	d [m]
<i>Pont roulant</i>	19	0.8	0.25	0.5	3.5	1.8

- Charge et vitesse :

Puissance N (t)	Portée (m)	Vitesse [m/min]			Poids [t]			
		Levage (V _l)	Direction (V _d)	Translation (V _t)	Pont B(t)	Chariot K(t)	Charge R _{max} (t)	Charge R _{min} (t)
15.0	19	5	30	70	19.5	5	14.4	5.4

- B** : Poids du pont et de son équipement.
- K** : Poids du chariot et de son équipement.
- N** : Poids de la charge nominale (puissance du pont).
- V_l** : Vitesse de levage de la charge.
- V_d** : Vitesse de direction du chariot.
- V_t** : Vitesse de translation du pont.

IV.4 Classification du pont roulant

La classification du pont roulant sera faite selon le CTICM en tenant compte des critères suivants :

- L'intensité de l'usage du pont.
- La variation des charges à soulever.
- Les groupes de ponts roulants.

- Classement ressortant des recommandations du CTICM :

Tableau IV.2 : Classification des ponts selon l'intensité de d'usage.

	Classe d'utilisation
Classe A	Utilisation occasionnelle suivie de périodes repos
Classe B	Utilisation régulière en service intermittent
Classe C	Utilisation régulière avec service intensif

Tableau IV.3 : Classement des ponts selon la variation des charges à soulever.

	Etats de Charges
1 (léger)	Soulèvement exceptionnel de la charge nominale et manutention courante de faibles charges
2 (moyen)	Soulèvement de charges variant de zéro a la charge nominale
3 (lourd)	Soulèvement régulier au voisinage de la Charge nominale

Pour notre cas :

- Utilisation régulière en service intermittent pont de classe B.
- Soulèvement de charge variant de zéro à la charge nominale charge 2.

Coefficients :

Pour le calcul des chemins de roulement on utilise 2 coefficients :

- C : Coefficient d'adhérence galet sur le rail.
- Ψ : coefficient de majoration dynamique des réactions verticales.

Avec :

- Ψ_1 : chemin de roulement.
- Ψ_2 : support du chemin de roulement.

Tableau IV.4 : coefficients de calcul des charges

Groupe du pont roulant	C	Ψ_1	Ψ_2
Groupe II	0.2	1.15	1.05

IV.5 Étude de la poutre de roulement

IV.5.1 Calcul les réactions au niveau des galets

$$\sum M/A = 0$$

$$R_B \times L_p - (K + N) \times (L_p - a_{min}) - B \times \frac{L_p}{2} = 0.$$

$$R_B = \frac{(K + N) \times (L_p - a_{min}) - B \times L_p/2}{L_p} = \frac{(50 + 150) \times (19 - 1) + 195 \times 19/2}{19}$$

$$R_B = 286.97kN.$$

$$\sum M/B = 0$$

$$-R_A \times B \times L_p/2 + (K + N) \times a_{min} = 0.$$

$$-R_A = \frac{-B \times L_p/2 - (K + N) \times a_{min}}{L_p} = \frac{-195 \times 19/2 - (50 + 150) \times 1}{19}$$

$$R_A = 108.03kN.$$

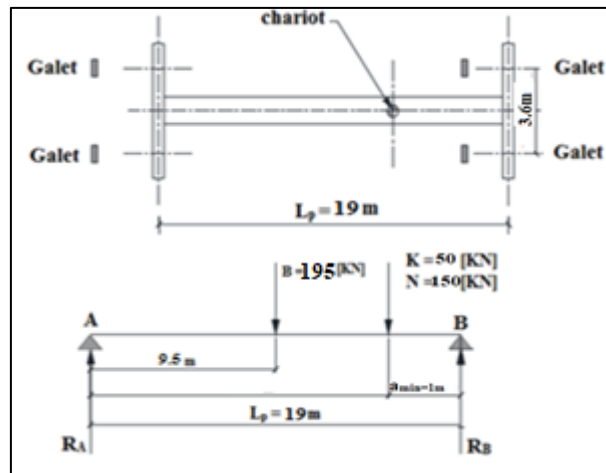


Figure IV-2 : Réactions verticales aux galets.

Réaction verticale :

R_{max} : Réaction maximale statique (pont immobile).

R_{min} : Réaction minimale statique (pont immobile).

Nombre de galets par appuis $n = 2$.

$$R_{max} = \frac{R_B}{2} = \frac{286.97}{2} = 143.48kN \approx 144kN.$$

$$R_{min} = \frac{R_A}{2} = \frac{108.03}{2} = 54.01kN \approx 54kN.$$

a- Charges verticales avec majoration dynamique :

$$R_{Vmax} = \Psi_1 \times R_{max} = 1.15 \times 144 = 165.6kN.$$

$$R_{Vmin} = \Psi_1 \times R_{min} = 1.15 \times 54 = 62.1kN.$$

b- Charges horizontales avec majoration dynamique :

$$R_{Lmax} = C \times R_{max} = 0.2 \times 144 = 28.8kN.$$

$$R_{Lmin} = C \times R_{min} = 0.2 \times 54 = 10.8kN.$$

c- Charge horizontales transversales avec majoration dynamique :

- Charge au milieu de la portée :

$$R_{H1max} = \left[0.024(K + N + B) \times \frac{L_p}{e} + 0.021(N + K) \right] / n$$

$$= \left[0.024(50 + 150 + 195) \times \frac{19}{3.6} + 0.021(50 + 150) \right] / 2$$

$$R_{H1max} = 27.11kN.$$

$$R_{H1min} = \left[0.024(K + N + B) \times \frac{L_p}{e} - 0.021(N + K) \right] / n$$

$$= \left[0.024(50 + 150 + 195) \times \frac{19}{3.6} - 0.021(50 + 150) \right] / 2$$

$$R_{H1min} = 22.91kN.$$

- Charge à l'extrémité de la portée :

$$R_{H2max} = \left[0.0052(K + N + 5B) \times \frac{L_p}{e} + 0.021(N + K) \right] / n$$

$$= \left[0.0052(50 + 150 + 5 \times 195) \times \frac{19}{3.6} + 0.021(50 + 150) \right] / 2$$

$$R_{H2max} = 37.12kN.$$

$$R_{H2\ min} = \left[\frac{0.0052(K + N + 5B) \times L_p/e - 0.021(N + K)}{n} \right]$$

$$= \left[\frac{0.0052(50 + 150 + 5 \times 195) \times 19/3.6 - 0.021(50 + 150)}{2} \right]$$

$R_{H2\ min} = 14.02\ kN.$

Réaction sur les galets :

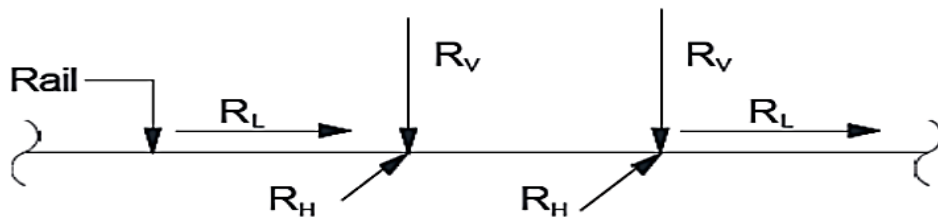


Figure IV-3: Récapitulatif des réactions sur les galets.

Tableau IV.5 : Réaction d’un galet en charge.

Réaction	Réaction verticale R_v (kN)	Réaction longitudinale R_L (kN)	Réaction horizontale transversale	
			Chariot au milieu R_{h1} (kN)	Chariot à l’extrémité R_{h2} (kN)
Max	165.6	28.8	27.11	37.12
Min	62.1	10.8	22.91	14.02

IV.5.2 Pré-dimensionnement de la poutre de roulant :

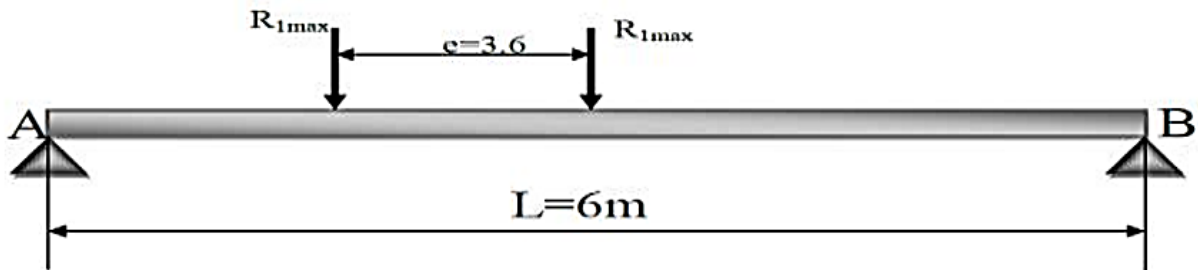


Figure IV-4 Disposition des réactions des galets sur la PDR.

- Condition de flèche :

$f_{max} \leq f_{adm}$ Avec : $f_{adm} = \frac{L}{750} = 0.8$

$$f_{max} = \frac{R_{Vmax}(L-e)[3L^2-(L-e)^2]}{48 \times E \times I_y} \leq f_{adm}$$

$$I_y = \frac{R_{Vmax}(L-e)[3L^2-(L-e)^2]}{48 \times E \times f_{adm}} = \frac{165.6(6-3.6)[3 \times 6^2 - (6-3.6)^2] \times 750}{48 \times 2.1 \times 10^8 \times 6}$$

Surface (Cm ²)	G (kg/m)	Iy (cm ⁴)	Wply (cm ³)	Iz (cm ⁴)	Wplz (cm ³)	K (mm)	Hr (mm)
56.4	43.5	327	73.7	609	69.9	65	75

$$I_y = 5.03 \times 10^{-4} m^4 = 50389.7 cm^4$$

En prend le profilé HEB400 :

Tableau IV.6 : Caractéristique géométrique de l'HEB400

HEB400								
G(Kg/m)	h (mm)	b(mm)	d(mm)	tw (mm)	tf(mm)	A (mm ²)	Avz(mm ²)	Avy(mm ²)
155	400	300	298	13.5	24	197.8*10 ²	69.98*10 ²	127.8*10 ²
Iy (mm ⁴)	Iz (mm ⁴)	wply (mm ³)	Wplz (mm ³)	iy(mm)	iz(mm)	It(mm ⁴)	Iw(mm ⁶)	(mm)
57680 *10 ⁴	10820 *10 ⁴	3232 *10 ³	1104 *10 ³	17.08 *10	7.4 *10	355.7 *10 ⁴	3817*10 ³	27

IV.5.3 Choix du rail de roulement

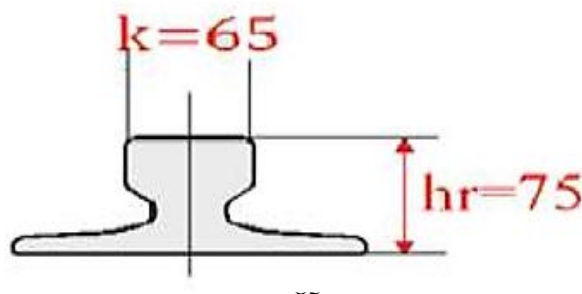
D'après les recommandations du C.T.I.C.M en prend les profils spéciaux A65.

Tableau IV.7 : Caractéristiques du rail.

IV.5.4 Vérification de la flèche

a- Flèche verticale :

- Le poids propre de la PDR $P_p=1.55kN/ml$.
- Le poids du rail : $P_r=0.435kN/ml$.



$$q = P_r + P_p = 1.55 + 0.435 = 1.985 \times 6$$

$$q = 11.91kN.$$

- Charge répartie :

$$f_{1\ max} = \frac{5 \times q \times L^4}{348 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 11.91 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 57680} = 0.027cm.$$

- Charge roulante :

$$f_{2\ max} = \frac{R_{V\ max}(L-e)(3L^2-(L-e)^2)}{48 \times E \times I_y} = \frac{165.6(6-3.6)(3 \times 600^2 - (600-360)^2)}{48 \times 2.1 \times 10^6 \times 57680} = 0.698cm.$$

$$f_{max} = 0.698 + 0.027 = 0.725.$$

$$\text{Et : } f_{ad} = \frac{600}{750} = 0.8cm.$$

$$f_{max} < f_{ad}.$$

Condition vérifiée.

- a- Flèche horizontale :

$$f_{max} = \frac{R_{H1\ max}(L-e)(3L^2-(L-e)^2)}{48 \times E \times I_{se}}$$

Avec :

I_{se} : inertie de la semelle supérieure de la PDR.

$$I_{se} = \frac{t_f \times b^3}{12} = \frac{2.4 \times 30^3}{12} = 5400cm^4.$$

$$f_{max} = \frac{27.11 \times (6 - 3.6)(3 \times 6^2 - (6 - 3.6)^2)}{48 \times 2.1 \times 10^8 \times 0.54 \times 10^{-4}} = 0.256cm.$$

$$f_{max} = 0.25cm < f_{ad} = 0.8cm.$$

Condition vérifiée.

IV.5.6 déterminations des efforts :

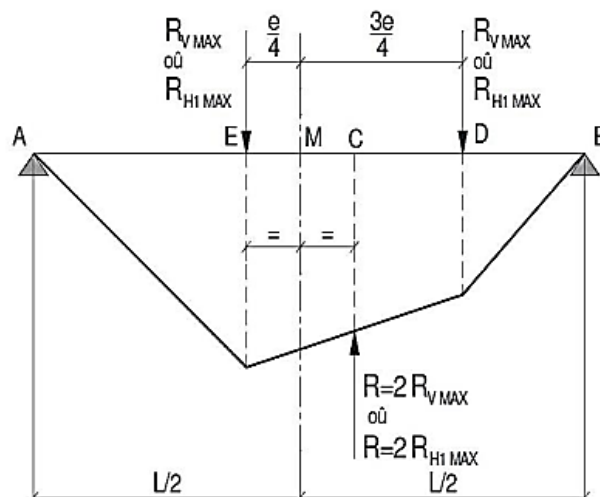
a) Calcul du moment fléchissant max :

- Moment du aux charge mobile (théorème de barre) :

$$M_{y\ max} = R_{V\ max} \frac{(L - \frac{e}{2})^2}{2L}$$

$$M_{y\ max} = 165.6 \frac{(6 - 3.6/2)^2}{2 \times 6} = 243.43kN.m.$$

$$M_{z\ max} = R_{h1\ max} \frac{(L - \frac{e}{2})^2}{2L}$$



$$M_{z \max} = 27.11 \frac{(6 - 3.6/2)^2}{2 \times 6} = 26.29 \text{ kN.m}$$

Figure IV-5 : Moment fléchissant dû aux charges mobiles.

- Moment dû au poids propre du chemin de roulement :

$$q = P_p + P_r$$

$$q = 1.55 + 0.435 = 1.985 \text{ kN/m.}$$

$$M_{q \max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{1.985 \times 6^2}{8} = 8.93 \text{ kN.m.}$$

- Moment combinés pondérée :

$$M_{y, sd} = 1.35M_{q \max} + 1.5M_{y \max} = 1.35 \times 8.93 + 1.5 \times 243.43$$

$$M_{y, sd} = 377.2 \text{ kN/m.}$$

$$M_{z, sd} = 1.5M_{z \max} = 1.5 \times 26.29$$

$$M_{z, sd} = 39.43 \text{ kN/m.}$$

b) Calcul l'effort tranchant maximum :

- Effort tranchant dû aux charges mobiles :

$$V_{z \max} = \frac{R_{V \max} \times e}{L} = \frac{165.6 \times 3.6}{6} = 99.36 \text{ kN.}$$

$$V_{y \max} = \frac{V_{z \max}}{R_{v \max}} \times R_{H1 \max} = \frac{99.36}{165.6} \times 27.11 = 16.26 \text{ kN}$$

- Effort tranchant dû au poids propre du chemin de roulement :

$$V_{q \max} = \frac{q \times L}{2} = \frac{1.98 \times 6}{2} = 5.94 \text{ kN.}$$

$$V_{z, sd} = 1.35V_{q \max} + 1.5V_{z \max} = 1.35 \times 5.94 + 1.5 \times 99.36$$

$$V_{z, sd} = 157.05 \text{ kN}$$

$$V_{y, sd} = 1.5V_{y \max} = 1.5 \times 16.26$$

$$V_{y, sd} = 24.39 \text{ kN}$$

- Calcul de l'effort normal maximum :

$$N_{sd} = 1.5 \times 2 \times R_{L \max} = 1.5 \times 2 \times 28.8$$

$$N_{sd} = 86.4 \text{ kN.}$$

IV.6 Vérification de la section à la résistance

a) Vérification de la flexion bi-axiale composée :

$V_{sd} < 0.5V_{Plz,Rd}$ Pour l'effort normal.

- Calcul de la classe de HEB400 :

- Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{17.5}{24} = 4.89 < 10\varepsilon \quad \text{Semelle classe 1}$$

- Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298}{13.5} = 22.07 < 72\varepsilon \quad \text{Âme de classe 1}$$

Donc HEB400 est de classe 1.

b) Vérification de la section transversale :

- Indice de l'effort tranchant :

$$V_{sd} < 0.5V_{Plz,Rd}$$

$$V_{Plz,Rd} = A_{Vz} \times \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 69.98 \times \frac{235/\sqrt{30}}{1.1} \times 10^{-1} = 863.154kN.$$

$$A_w = A - 2b \times t_f = 197.8 - (2 \times 300 \times 2.4)$$

$$A_w = 53.8cm^2$$

$$N_{sd} < \min\{0.25N_{Plz,Rd} ; 0.5V_{Plz,Rd}\}.$$

$$0.5V_{Plz,Rd} = 0.5 \times 863.154 = 431.57kN.$$

$$V_{z,sd} = 157.05kN \leq 0.5V_{Plz,Rd} = 431.57kN \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Indice de l'effort normal :

$$N_{sd} \leq 0.25N_{Plz,Rd}$$

$$\text{Avec : } N_{sd} = 86.4kN \text{ et : } N_{Plz,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{197.8 \times 235}{1.1} \times 10^{-1} = 4225.72kN.$$

$$86.4kN \leq 0.25 \times 4225.72 = 2112.86kN \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$N_{sd} = 86.4kN < \min(2112.86 ; 431.57)$$

$$N_{sd} < 0.5V_{plz,Rd} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées il n'y'a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort normal.

c) Vérification de l'élément aux instabilités :

- Flambement par rapport à y-y' :

$$\lambda_y = \frac{I_y}{i_y} = \frac{600}{17.08} = 38.12$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{35.12}{93.9} = 0.374.$$

Courbe de flambant par rapport à y-y' :

$$\frac{h}{b} = \frac{400}{300} = 1.33 > 1.2$$

$t_f = 24 < 40\text{mm}$ Axe de flambement y-y' courbe « a » $\rightarrow \alpha_y = 0.21$.

$$Q_y = 0.5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5[1 + 0.21(0.374 - 0.2) + 0.374^2]$$

$$Q_y = 0.588$$

$$\chi_y = \frac{1}{Q_y + [Q_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.588 + [0.588^2 - 0.374^2]^{0.5}}$$

$$\chi_y = 0.9599.$$

- Flambement par rapport à z-z' :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{600}{7.4} = 81.08$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{81.08}{93.9} = 0.86$$

Courbe de flambement par rapport à z-z' :

$$\frac{h}{b} = \frac{400}{300} = 1.33 \geq 1.2$$

$t_f = 24 < 40$ Axe de flambement z-z' courbe « b » $\rightarrow \alpha_z = 0.34$.

$$Q_z = 0.5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5[1 + 0.34(0.86 - 0.2) + 0.86^2]$$

$$Q_z = 0.93$$

$$\chi_y = \frac{1}{Q_y + [Q_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.588 + [0.588^2 - 0.374^2]^{0.5}}$$

$$\chi_y = 0.9599.$$

$$\chi_z = \frac{1}{Q_z + [Q_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.93 + [0.93^2 - 0.86^2]^{0.5}}$$

$$\chi_z = 0.7788.$$

$$\chi_{min} = \min\{\chi_z ; \chi_y\} = \min\{0.7788 ; 0.9599\}$$

$$\chi_{min} = 0.7788.$$

- Coefficient de réduction pour le déversant χ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{600/7.4}{1.046^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{600/7.4}{40/2.4} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = 23.95.$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{23.95}{93.9} = 0.255$$

$$Q_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.5[1 + 0.21(0.255 - 0.2) + 0.255^2]$$

$$Q_{LT} = 0.538$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{Q_{LT} + [Q_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.538 + [0.538^2 - 0.255^2]^{0.5}}$$

$$\chi_{LT} = 0.9884$$

- **Calcul les coefficients d'interaction K_{ij} :**

- Coefficient d'interaction K_y :

$$\beta_{my} = 1.4$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{mz} - 4) + \left(\frac{W_{Ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right) = 0.86(2 \times 1.4 - 4) + \left(\frac{3232 - 2884}{2884} \right)$$

$$\mu_y = 0.12$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{0.12 \times 86.4}{0.9599 \times 197.8 \times 10^2 \times 235 \times 10^{-3}}$$

$$K_y = 1.01$$

- Coefficient d'interaction K_z :

$$\beta_{mz} = 1.4$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2\beta_{mz} - 4) + \left(\frac{W_{Plz} - W_{elz}}{W_{elz}}\right) = 0.86(2 \times 1.4 - 4) + \left(\frac{1104 - 721.3}{721.3}\right)$$

$$\mu_z = -0.501 \leq 0.9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{-0.501 \times 86.4}{0.7788 \times 197.8 \times 10^2 \times 235 \times 10^{-3}}$$

$$K_z = 1.01 \leq 1.5$$

- Coefficient d'interaction K_{LT} :

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{mLT} - 0.15 = 0.15 \times 0.86 \times 1.4 - 0.15$$

$$\mu_{LT} = 0.03$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{0.03 \times 86.4}{0.7788 \times 197.8 \times 10^2 \times 235 \times 10^{-3}}$$

$$\mu_{LT} = 0.999 \approx 1.$$

1- Vérification la flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times f_y / \gamma_{M0}} + K_y \frac{M_{y,sd}}{W_{Ply} \times f_y / \gamma_{M0}} + K_z \frac{M_{z,sd}}{W_{Plz} \times f_y / \gamma_{M0}} \leq 1.0$$

$$\frac{86.4}{0.7788 \times 197.8 \times 235 / 1.1} \times 10 + 1 \times \frac{377.2}{3232 \times 235 / 1.1} \times 10^3 + 1 \times \frac{39.43}{1104 \times 235 / 1.1} = 0.74 < 1$$

Condition vérifiée.

2- Vérification de la flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y / \gamma_{M0}} + K_y \frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times W_{Ply} \times f_y / \gamma_{M0}} + K_z \frac{M_{z,sd}}{W_{Plz} \times f_y / \gamma_{M0}} \leq 1.0$$

$$\frac{86.4}{0.7788 \times 197.8 \times 235 / 1.1} \times 10 + 1 \frac{377.2}{0.9884 \times 3232 \times 235 / 1.1} \times 10^3 + 1 \frac{39.43}{1104 \times 235 / 1.1} \times 10^3 = 0.722 \leq 1.0$$

Condition vérifiée.

d) Vérification au cisaillement :

- Cisaillement sous l'effet de la charge verticale :

$$V_{z,sd} \leq V_{Plz,sd} \quad \text{avec : } V_{z,sd} = 175.05 \text{ kN}$$

$$V_{Plz,sd} = \frac{A_{Vz} \times f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{69.98 \times 235}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-1} = 86315.43 \text{ kN.}$$

$$V_{z,sd} = 175.05kN \leq V_{Plz,sd} = 86315.43kN \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Cisaillement sous l'effet de la charge verticale :

$$V_{y,sd} \leq V_{Ply,sd} \quad \text{avec : } V_{y,sd} = 24.39kN$$

$$V_{Ply,sd} = \frac{A_{Vy} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \quad \text{Avec : } A_{Vy} = A - A_{Vz} = 197.8 - 69.98 = 127.82 \times 10^{-2} mm^2.$$

$$V_{Ply,sd} = \frac{127.82 \times 235 / \sqrt{3}}{1.1} 10^{-1} = 1576.57kN.$$

$$V_{y,sd} = 24.39 \leq 0.5 \times V_{Ply,sd} = 788.28kN \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.7 Calcul du support du chemin de roulement

a) Pré-dimensionnement du support :

Nous choisissons le profilé HEB400.

P_c : Poids propre de HEB400.

$$P_c = \frac{1.55kN}{ml}$$

- Poids propre du chemin de roulement P_{cr} :

$$P_{cr} = q \times L/2 = (1.55 + 0.435) \times 6/2$$

$$P_{cr} = 5.955kN.$$

- Charge verticale :

$$P_{Vmax} = 2 \times R_{Vmax} \times \left(\frac{L - e/2}{L} \right) = 2 \times 165.6 \times \left(\frac{6 - 3.6/2}{6} \right)$$

$$P_{Vmax} = 231.84kN$$

- Charge horizontale :

$$P_{Hmax} = 2 \times R_{Lmax} = 2 \times 28.8$$

$$P_{Hmax} = 57.6kN$$

b) Calcul des sollicitations internes :

- Charge verticale :

$$M_{y1} = P_{cr} \times l + \frac{P_c \times l^2}{2} = 5.95 \times 0.65 + \frac{1.55 \times 0.65^2}{2}$$

$$M_{y1} = 4.18kN.$$

$$V_{z1} = P_{cr} + P_c \times l = 5.95 + 1.55 \times 0.65$$

$$V_{z1} = 6.95kN.$$

$$M_{y2} = P_{V \max} \times l = 231.84 \times 0.65$$

$$M_{y2} = 150.69kN.$$

$$V_{z2} = P_{V \max} = 231.84kN.$$

Effort combinés pondérés :

$$M_{y,sd} = 1.35M_{y1} + 1.5M_{y2} = 1.35 \times 4.18 + 1.5 \times 150.69$$

$$M_{y,sd} = 235.41kN.$$

$$V_{z,sd} = 1.35V_{z1} + 1.5V_{z2} = 1.35 \times 6.95 + 1.5 \times 231.84$$

$$V_{z,sd} = 357.14kN.$$

- Charge horizontale :

$$M_{z2} = P_{H \max} \times l = 57.6 \times 0.65$$

$$M_{z2} = 37.44kN.$$

$$V_{y2} = P_{H \max} = 57.6kN.$$

Effort combinés pondérés :

$$M_{z,sd} = 1.5M_{z2} = 1.5 \times 37.44$$

$$M_{z,sd} = 56.16kN.$$

$$V_{y,sd} = 1.5V_{y2} = 1.5 \times 57.6$$

$$V_{y,sd} = 86.4kN.$$

c) Vérification de la flexion déviée :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{Ply,sd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{Plz,sd}} \right)^\beta \leq 1$$

$$M_{Ply,sd} = \frac{W_{Ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3232 \times 235}{1.1} \times 10^{-3} = 690.47kN.m.$$

$$M_{Plz,sd} = \frac{W_{Plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1104 \times 235}{1.1} \times 10^{-3} = 235.85kN.m.$$

$$\left(\frac{233.41}{690.47}\right)^2 + \left(\frac{56.1}{235.85}\right)^1 = 0.35 \leq 1$$

Condition vérifiée.

d) Vérification au cisaillement :

$$V_{z,sd} \leq V_{Plz,Rd} ; V_{y,sd} \leq V_{Ply,Rd}$$

Avec : $V_{z,sd} = 357.14kN$ et : $V_{y,sd} = 86.4kN$.

$$V_{Plz,Rd} = \frac{A_{Vz} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{69.98 \times 235 / \sqrt{3}}{1.1} \times 10^{-1} = 863.1kN.$$

$$V_{Ply,Rd} = \frac{A_{Vy} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{127.82 \times 235 / \sqrt{3}}{1.1} \times 10^{-1} = 1576.57kN.$$

$$V_{z,sd} = 357.14kN \leq V_{Plz,Rd} = 863.1kN$$

Condition vérifiée.

$$V_{y,sd} = 86.4kN \leq V_{Ply,Rd} = 1576.57kN$$

Condition vérifiée.

e) Vérification au déversant :

$$\frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{Ply} \times f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,sd}}{W_{Plz} \times f_y / \gamma_{M0}} \leq 1 \quad \text{avec: } \beta_w = 1$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{65/7.4}{1.879^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{65/7.4}{40/2.4} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = 6.38$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta]^{0.5} = \frac{6.38}{93.9} = 0.06$$

On a: $h/b = 40/30 = 1.33 \leq 2$ Courbe "a" $\rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$

$$Q_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$Q_{LT} = 0.5 [1 + 0.21(0.06 - 0.2) + 0.06^2] \quad Q_{LT} = 0.487$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{Q_{LT} + [Q_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.487 + [0.487^2 - 0.06^2]^{0.5}} \leq 1$$

$$\chi_{LT} = 1.03$$

$$\frac{233.41}{1.03 \times 1 \times 3232 \times 235 / 1.1} \times 10^3 + \frac{56.1}{1104 \times 235 / 1.1} \times 10^3 = 0.56 \leq 1$$

Condition Vérifiée.

f) Vérification à la flèche :

- Charge horizontale :

$$\frac{P_{H \max} \times l^3}{3E \times I_z} < \frac{l}{750}$$

$$\frac{57.6 \times 65^3}{3 \times 2.1 \times 10^4 \times 1.08 \times 10^4} < \frac{65}{750}$$

$$0.023 < 0.086$$

Condition Vérifiée.

- Charge verticale :

$$\frac{5 P_c \times l^3}{384 E \times I_y} + (P_{v \max} + P_{cr}) \times \frac{l^3}{3 \times E \times I_y} < \frac{l}{750}$$

$$\frac{5 \times 1.55 \times 65^3}{384 \times 2.1 \times 0.57 \times 10^5} + (231.84 + 5.95) \times \frac{65^3}{3 \times 2.1 \times 0.57 \times 10^5} \times 10^{-4} < \frac{65}{750}$$

$$0.064 < 0.086$$

Condition Vérifiée.

IV.8 Conclusion

Poutre de roulement en HEB400

Rail de roulement A65

Support de chemin de roulement en HEB400

Chapitre V : Plancher mixte.

V.1 Introduction

Les plancher mixte, combinant acier et béton, offrent une solution structurelle efficace pour les bâtiments modernes. Ils associent la résistance et la légèreté de l'acier à la durabilité du béton. Cette hybridation permet d'optimiser la performance mécanique tout en réduisant les coûts et les délais de construction.

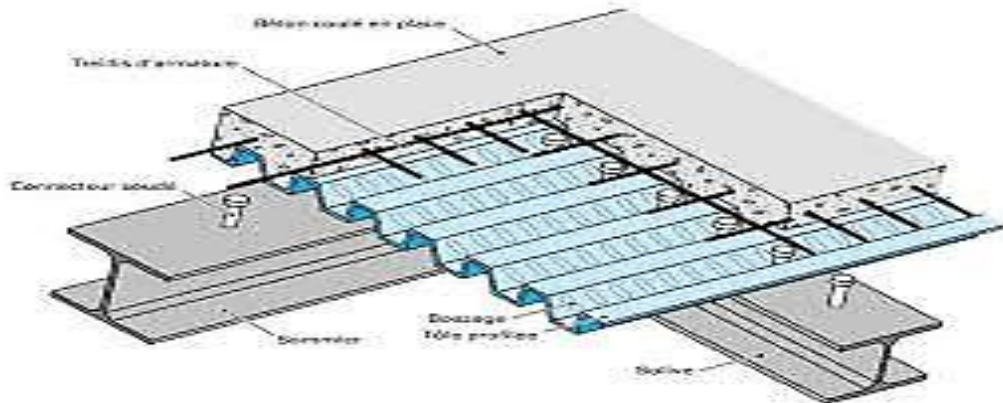


Figure V-1 : Élément constructif d'un plancher collaborant.

V.2 Calcul des planchers mixte à dalle collaborant

Le calcul des planchers mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction.
- Phase finale.

V.2.1 Phase de construction

Dans cette phase c'est le profilé seul qui travaille et les charges prises en compte dans cette Phase sont les suivantes :

- Poids propre du profilé.
- Poids propre du béton frais.
- Poids propre de la tôle.
- Charge de construction.

V.2.2 Phase finale

Le béton ayant durci, donc la section mixte acier béton (profilé et la dalle) travaillant ensemble en doit tenir compte des charges suivantes :

- Le poids propre du profilé.
- Le poids propre du béton sec.
- Le poids propre de la tôle HI-BOND 55.
- Surcharge d'exploitation.

Dans notre cas on considère le plancher à usage bureau.

V.3 Disposition des solives (poutrelles)

Dans notre cas les dimensions les plus défavorables pour les dimensionnements des éléments de plancher.

- Distance entre les solives est $d=1\text{m}$.
- La longueur des solives est $l=5$.
- L'épaisseur de la dalle est $e=12\text{cm}$.

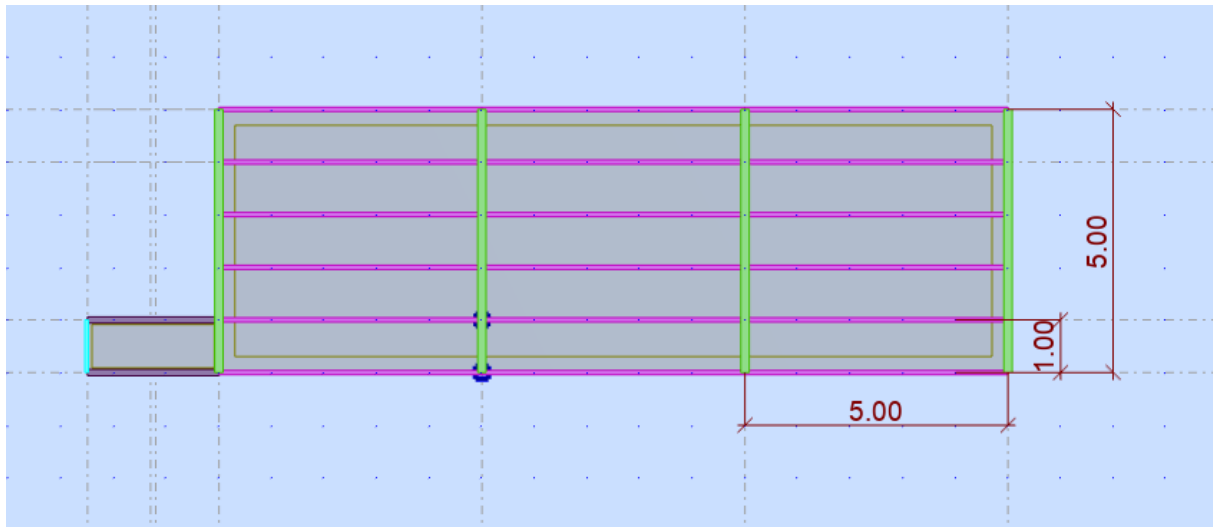


Figure V-2 : vue en plan.

V.4 Caractéristique des éléments constructifs

V.4.1 L'acier

On utilise des poutres IPE, comme solives qui ont les caractéristiques suivantes : Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $\rightarrow E_a = 21.10^4 \text{ Mpa}$

La limite élastique de traction $\rightarrow f_y = 235 \text{ Mpa}$

V.4.2 Béton

Pour les planchers, on utilise un béton C25/30 d'épaisseur ($e=13\text{cm}$) qui a les caractéristiques suivantes :

La résistance caractéristique à la compression $\rightarrow f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

La masse volumique $\rightarrow \rho = 2500 \text{ Kg/m}^3 = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

Le module d'élasticité longitudinale $\rightarrow E_b = 14000 \text{ Mpa}$.

Le coefficient de retrait du béton $\rightarrow \varepsilon = 2.10^{-4}$.

Le coefficient d'équivalence acier/béton : $\rightarrow n = \frac{E_a}{E_b} = 1.5$.

V.5 Vérification au stade de montage

V.5.1 Evaluation des charges

Ce sont les actions correspondant aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquemment l'immeuble. Pour cela le règlement technique DTR-BC 2.2 (charges et surcharges) nous fixe Les valeurs des charges et surcharges.

a) Les charges permanentes :

Poids de la dalle en béton (épaisseur équivalente compte tenu des nervures de la tôle = 102.5 mm) : $G_1 = \rho \cdot e = 2500 \times (9.25 \cdot 10^{-2}) = 231.25 \text{ daN/m}^2$

Poids de la tôle (HI-BOND 55.750) : $G_2 = 9.56 \text{ daN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2) = (231.25 + 9.56) = 240.81 \text{ daN/m}^2$$

b) Des charges de construction :

$$Q = P \times d = 100 \times 1 = 100 \text{ daN/ml.}$$

V.5.2 Les combinaisons des charges

Pré dimensionnement par le critère de rigidité ELS : $q_s = G = 240.81 \text{ daN/ml}$

Vérification de résistance de la solive seule ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 240,81 + 1,5 \times 100$$

$$q_u = 475,09 \text{ daN/ml}$$

V.5.3 Condition de flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{q \times L^4}{E \times I_y} < f_{ad} = \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times L^3 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times 240,81 \times 250 \times 500^3 \times 10^{-2}}{384 \times 2,1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 466,59 \text{ daN/ml}$$

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

On opte un IPE 160 :

Tableau V.1 : Caractéristique géométrique IPE 160.

IPE160							
G (daN/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm ²)	Avz (cm ²)	Iw (cm ⁶)
15.8	160	82	5	7.4	20.1	9.66	396
I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	$wply$ (cm ³)	$Wplz$ (cm ³)	i_y (mm)	i_z (mm)	Avy (cm ²)	It (cm ⁴)
889	68.3	124	26.1	6.58	1.84	10.44	3.6

On ajoute le poids propre de l'IPE 160 à la charge permanente G :

- **ELS:** $= G + G_s = 240.81 + 15.8 = 256.61 \text{ daN/ml}$
- **ELU:** $1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 256.66 + 1.5 \times 100 = 496.49 \text{ daN/m}$

V.5.4 Vérification à l'ELU

V.5.4.1 Vérification du moment fléchissant

$$M_{sd} \leq M_{ely,Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{496.49 \times 5^2}{8} = 1551.53 \text{ daN/m}$$

$$M_{ely,Rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{109 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1} = 2328.63 \text{ daN/m}$$

$$M_{sd} = 1551.53 \text{ daN/m} \leq M_{ely,Rd} = 2328.63 \text{ daN/m}$$

Condition vérifiée.

V.5.4.2 Vérification de la section à l'effort tranchant (cisaillement)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{Pl,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{1} = \frac{496.49 \times 5}{2} = 1241.22 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = \frac{A_{Vz} \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{966 \times 235 \times 10^{-6}}{1.1 \times \sqrt{3}} = 11914.934 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1241.22 \text{ daN} \leq V_{Pl,Rd} = 11914.934 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

V.5.4.3 Calcul de la flèche (ELS)

$$f_1 = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E \times I_y} < f_{ad} = \frac{L}{250}$$

$$f_1 = \frac{5}{384} \times \frac{256.66 \times 10^{-2} \times 500^4}{2.6 \times 10^6 \times 869} = 1.14 \text{ cm} < 2 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

Au final :

L'IPE 160 est vérifié au stade de montage comme une solive.

V.6 Vérification au stade finale**V.6.1 Evaluation des charges****a) Les charges permanentes :**

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

- Cloison de séparation 10cm..... $90 daN/m^2$
- Revêtement en carrelage $40 daN/m^2$
- Mortier de pose..... $40 da N/m^2$
- Poids de la dalle $93 \times 10^{-3} \times 2500 = 232.5 daN/m^2$
- Poids de solives $15.8 daN/ml$
- Poids de la tôle $9.56 daN/ml$

$$G = (90 + 40 + 40 + 232.5 + 9.56) \times 1 + 15.8$$

$$G = 427.86 daN/ml$$

b) Les charges variables :

Plancher courant : $P = 250 daN/m^2$ (DTR tableau 7.2.4)

$$Q = P \times d = 250 \times 1 = 250 daN/m^2$$

V.6.2 Combinaisons des charges

$$ELS: q_s = G + Q = 250 + 427.86 = 677.86 daN/m^2$$

$$ELU : q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 427.86 + 1.5 \times 250 = 952.61 daN/m^2$$

V.7 Caractéristique de la poutre mixte**V.7.1 Calcul de la largeur efficace du béton**

La largeur efficace du béton qui participe à l'inertie équivalente I, de la section mixte notée par b_{eff} est donnée selon EC4.4.2.2.1 par :

$$b_{eff} = \min\left(2 \frac{L_0}{8}; b\right)$$

Avec : L_0 : la longueur des solives

$$b_{eff} = \min\left(2 \times \frac{5}{8}; 1\right) = \min(1.25; 1)$$

$$b_{eff} = 1m$$

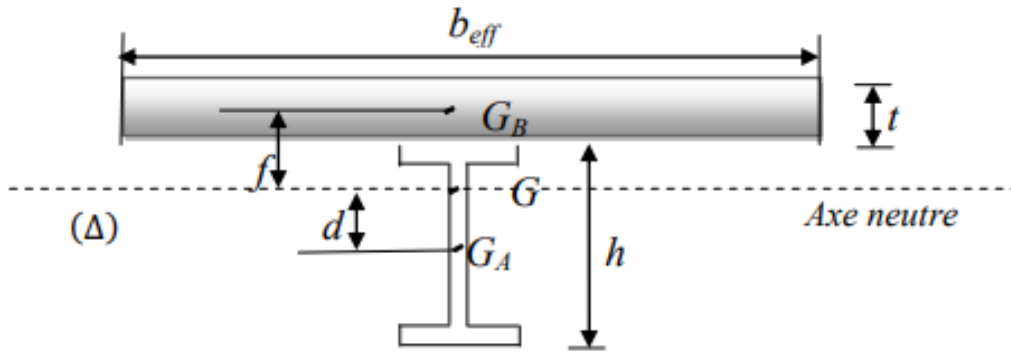


Figure V-3 : Présentation de l'ensemble (solive- dalle).

V.7.2 Position de l'axe neutre

Résistance de la section d'acier :

$$f_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{20.1 \times 2350}{1.1} = 42940.9 \text{ daN}$$

Résistance de la section de béton :

$$f_b = \frac{0.85 \times b_{eff} \times h_c \times f_{ck}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 100 \times 925 \times 250}{1.5}$$

Avec :

$$h_c = 120 - 55/2 = 9.25 \text{ cm}$$

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

$$f_b = 131041.66 \text{ daN}$$

$f_b > f_a$ Donc l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton.

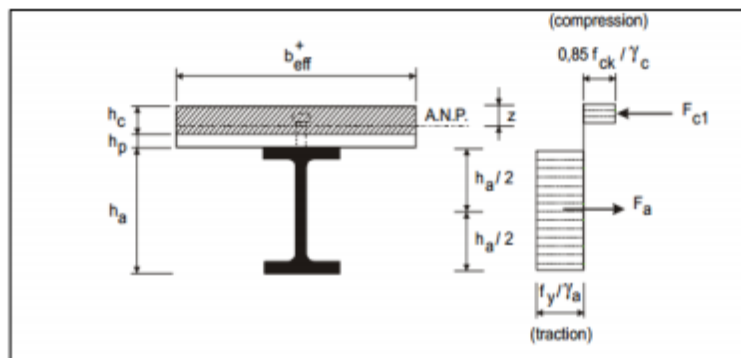


Figure V-4 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle.

V.7.3 Vérification à L'ELU

V.7.3.1 Vérification du moment de résistance plastique

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

$$M_{sd} = \frac{qL^2}{8} = \frac{952.61 \times 5^2}{8} = 2976.9 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = f_a \left(h_a/2 + h_c + h_p - z/2 \right)$$

$$Z = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \bigg/ \frac{0.85 \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b}$$

$$Z = \frac{158 \times 2350}{1.1} \bigg/ \frac{0.85 \times 100 \times 250}{1.5} = 2.38 \text{ cm}$$

$$M_{pl,Rd} = 42940.9 \left(0.16/2 + 0.0925 + 0.055 - 0.0238/2 \right)$$

$$M_{pl,Rd} = 9258.05 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2976.9 < M_{pl,Rd} = 9258.05 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée.

V.7.3.2 Vérification de l'effort tranchant

$$V_{sd} < V_{pl,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{qL}{2} = \frac{952.61 \times 5}{2} = 2381.52 \text{ daN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{9.66 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1.1} = 1194.93 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2381.52 \text{ daN} < V_{pl,Rd} = 1194.93 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

V.7.4 Calcul de la flèche (ELS)

$$f_{max} < f$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q \times L^4}{E \times I_y}$$

Avec :

L : la portée de la solive.

I : Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique.

E : module d'élasticité de l'acier.

Calcul du moment d'inertie I :

$$I_y = I_A + A_{d2} + \frac{I_B}{n} + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \times \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

Avec :

I_A : Inertie propre de l'IPE160

h_c : Hauteur de la dalle seule

I_B : Inertie de la section en béton

$$I_B = \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12} = \frac{100 \times 9.25^3}{12} = 6595.44 \text{ cm}^4$$

d : distance du centre de gravité du profilé à l'axe neutre élastique.

$$d = \left[\frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left(t + \frac{h}{2} \right) \right] \div \left[A_a + \frac{b_{eff}}{n} \right]$$

$$d = \left[\frac{100 \times 9.25}{15} \left(12 + \frac{16}{2} \right) \right] \div \left[15.8 + \frac{100 \times 9.25}{15} \right] = 15.92 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_y = 869 + 20.1 \times 15.922 + \frac{6595.44}{15} + (12 + 16)/9 - 15.92)^2$$

$$I_y = 5613.08 \text{ cm}^4$$

$$f_{max} = \frac{952.61 \times 10^{-2} \times 500^4}{2.1 \times 10^6 \times 5613.08} = 0.65 < \frac{L}{250} = 2 \text{ cm.}$$

V.8 Calcul des connexions acier-béton

V.8.1 Introduction

La connexion acier-béton est essentielle dans les structures mixtes, assurant la transmission des efforts de cisaillement entre la poutre métallique et la dalle en béton pour un comportement monolithique. Cette liaison, réalisée par des connecteurs mécaniques, permet d'optimiser la résistance et la rigidité des éléments tout en tirant parti des qualités complémentaires de l'acier et du béton.

V.8.2 Choix des dimensions des connecteurs suivant « L'urocode 4 »

- On utilise des goujons en acier de diamètre $d = 16 \text{ mm}$
- La hauteur totale des goujons $H > 4d$ $H=70\text{mm}$
- Résistance ultime en traction $f_u = 360 \text{ MPa}$

On adopte alors comme connecteurs des goujons à têtes ductiles de :

$$D = 1.5 \times d = 1.5 \times 16 = 24 \text{ mm} \quad D=24 \text{ mm.}$$

$$h_t = 0.4d \quad h_t = 6.4 \text{ mm.}$$

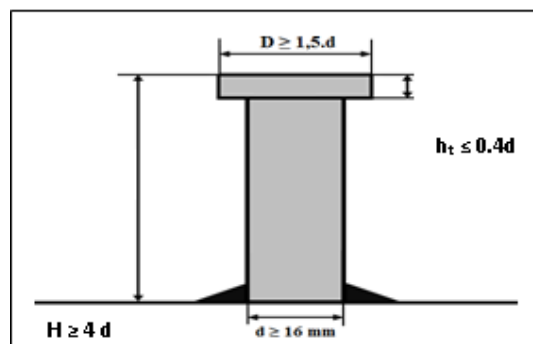


Figure V-5 : Caractéristiques des connecteurs.

V.8.3 Calcul de nombre de connecteurs (goujon)

Le nombre de connecteur doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé (Section 6.2 EC 4), divisé par la résistance de calcul d'un connecteur P_{Rd} (section 6.3 ou 6.5 EC 4)

$$N \geq \frac{V_l}{P_{Rd}}$$

Avec :

V_l : l'effort de cisaillement longitudinal.(Effort Rasant).

P_{Rd} : La résistance au cisaillement d'un connecteur.

V.8.3.1 Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal

L'effort total de cisaillement longitudinal V_l s'exerçant sur chaque longueur antique (c'est à dire chaque demi travée de la poutre) est donnée par :

$$V_l = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \\ \frac{0.85 \times b_{eff} \times t \times f_{ck}}{\gamma_c} \end{array} \right. \quad A_a : \text{Aire de l'élément structural}$$

IPE160 :

$$V_l = \min \left\{ \begin{array}{l} f_a = \frac{20.1 \times 2350}{1.1} = 42940.9 daN. \\ f_c = \frac{0.85 \times 100 \times 9.25 \times 250}{1.1} = 178693.18 daN. \end{array} \right.$$

$$V_l = 42940.9 daN.$$

V.8.3.2 Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur P_{Rd}

Selon l'article 3-10-2 (Eurocode 4), elle est donnée par la plus petite valeur des deux Résistances suivantes :

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{Rd1} = \frac{0.8 \times F_u \times \frac{\pi d^2}{4}}{1.25} \\ P_{Rd2} = \frac{\alpha \times 0.29 \times d^2 \times \sqrt{f_{ck}} \times E_{cm}}{\gamma} \end{array} \right.$$

$$\alpha = \begin{cases} \alpha = 1 \text{ pour } \frac{h}{d} > 4 \\ \alpha = 0.2 \left(\frac{h}{6} + 1 \right) \text{ pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{cases}$$

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{Rd1} = \frac{0.8 \times 36 \times \frac{\pi \times 16^2}{4}}{1.25} = 4630.11 daN \\ P_{Rd2} = \frac{1 \times 0.29 \times 16^2 \times \sqrt{2.5} \times 3100}{1.25} = 5228.52 daN \end{array} \right.$$

$$P_{Rd} = \min (4630.11; 5228.52)$$

$$P_{Rd} = 4630.11 daN.$$

On a : $h/d = 70/16 = 4.37 > 4$

Donc : $\alpha = 1$

D'où le nombre des connecteurs N est :

$$N = \frac{V_l}{P_{Rd}} = \frac{42940.9}{4630.11} = 9.27 = 10 \text{ goujons}$$

Soit $N = 10$ goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire 20 goujons sur la longueur totale de la poutre.

V.8.4 Calcul de l'espacement entre les goujons

Le nombre de connecteur N est uniformément réparti sur une longueur critique L_{cr} . Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques.

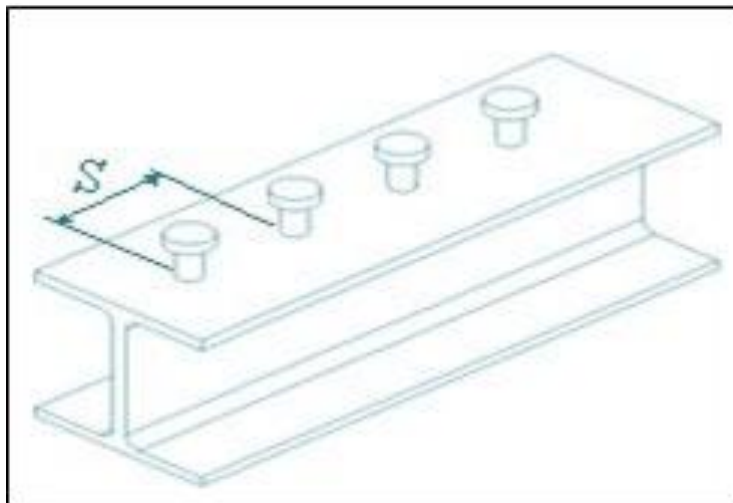
Selon l'EC4.4.1.2, une section transversale critique comprend :

- Une section de moment fléchissant maximum.
- Une section sur appuis
- Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives.

Donc : $L_{cr} = \frac{L}{2}$ Alors l'espacement des connecteurs S est :

$$S = \frac{L_{cr}}{N} = \frac{L}{2N} = \frac{500}{2 \times 10} = 25 \text{ cm}$$

Donc l'espacement entre les goujons est $S = 25 \text{ cm}$.



V.9 Pré dimensionnement des poutres principales du plancher

V.9.1 Vérification au stade de montage

V.9.1.1 Evaluation des charges et surcharges

a) Charges permanentes :

Poids propre du plancher : $G_p = 412.65 \times 5 = 2060.3 \text{ daN}$.

Poids propre de la solive : $G_s = 15,8 \times 5 = 79 \text{ daN}$.

b) Charges variables :

Surcharge d'exploitation : $P = 100 \text{ daN/ml}$ (DTR tableau 7.2.4)

$$\rightarrow Q = P \times d = 100 \times 5 = 500 \text{ daN/ml}.$$

V.9.1.2 Combinaisons de charges

ELS: $q_s = G = (2139.3) = 2139,3 \text{ daN/ml}$.

ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35(2139,3) + 1.5(500) = 3638,09 \text{ daN/ml}$.

V.9.1.3 Calcul du moment fléchissant

$$M_{y,sd} \leq M_{\acute{e}l,rd}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{3638 \times 5^2}{8} = 11369.03 \text{ daN.m}.$$

$$M_{\acute{e}l,rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{\acute{e}l,rd} = \frac{M_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{11369.03 \times 1.1}{23.5} = 532.16 \text{ cm}^3.$$

Soit IPE330 : On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant une valeur de I_y supérieure ou égale à la valeur trouvée.

On opte un IPE 330 :

Tableau V.2 : Caractéristique géométrique IPE 330.

IPE330							
G (daN/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm ²)	Avz (cm ²)	Iw (cm ⁶)
42.2	330	160	7.5	11.5	12.6	22.96	196
Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	wply (cm ³)	Wplz (cm ³)	iy(mm)	iz (mm)	Avy (cm ²)	It (cm ⁴)
11770	788	804	154	137.1	35.5	30.85	28.15

V.9.1.4 Vérification à l'ELU

a) Vérification de la section à la résistance plastique :

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

$$M_{sd} = \frac{qL^2}{8} = \frac{3638,09 \times 5^2}{8} = 11369,03 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{éty} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{713 \times 23,5}{1,1} = 15232,27 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,Rd}$$

Condition vérifiée.

b) Vérification de la section à l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plz,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} = \frac{3638,09 \times 5}{2} = 2273,08 \text{ daN.}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{30,8 \times 2350 / \sqrt{3}}{1,1} = 37989,64 \text{ daN.}$$

$$V_{sd} < V_{plz,Rd}$$

c) Vérification de la flèche (ELS) :

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

$$q = 3164,3 \text{ daN}$$

$$f_1 < f_{ad} \quad \text{Avec : } f_{ad} = \frac{L}{200} = \frac{500}{200} = 2,50 \text{ cm.}$$

$$f_1 = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{2060,3 \times 10^{-2} \times 500^4}{2,1 \times 10^6 \times 11770} = 0,67 \text{ cm}$$

$$f_1 = 0,67 \text{ cm} < f_{ad} = 2,50 \text{ cm.}$$

V.9.2 Vérification au stade finale

V.9.2.1 Evaluation des charges et surcharges

a) Les charges permanentes :

- Cloison de séparation.....90daN/m².
- Revêtement en carrelage.....40daN/m².
- Mortier de pose.....40daN/m².
- Poids de la dalle.....412.65daN/m².
- Poids de la solive.....15.8daN/l.
- Poids de la tôle.....12daN/m².

$$G = (90 + 40 + 40 + 412.65 + 12) \times 5 + 15.8$$

$$G = 2989.5 \text{ daN/ml.}$$

b) Les charges d'exploitation :

Plancher courant : $P = 250 \text{ daN/m}^2$.

$$Q = P \times d = 250 \times 5 = 1250 \text{ daN/ml.}$$

c) Combinaisons des charges :

ELS : $q_s = G + Q = 2989.5 + 250 = 4239.5 \text{ daN}$.

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(2989.5) + 1.5(250) = 4410.82 \text{ daN}$.

V.9.2.2 Caractéristique de la poutre mixte

a) Calcul la largeur efficace du béton :

$$b_{eff} = \min \left(2 \frac{L_a}{8} ; b \right) = \min \left(2 \frac{5}{8} ; 5 \right) = \min(1.25 ; 5)$$

L_a = la longueur de solive.

$$b_{eff} = 1.25 \text{ m.}$$

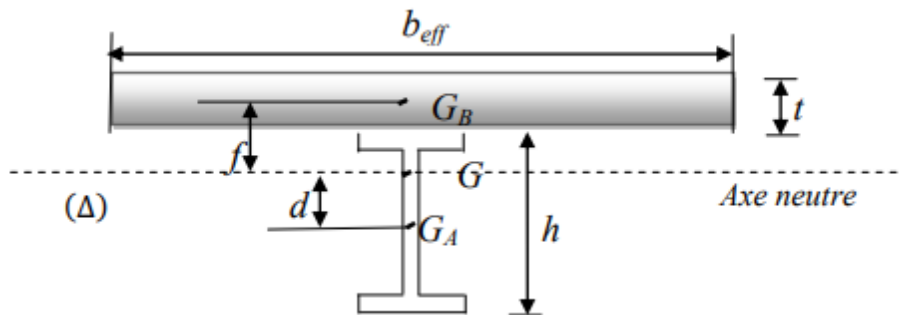


Figure V-6 : Présentation de l'ensemble (solive- dalle).

b) Calcul de la section équivalente :

La formule de calcul de la section équivalente acier-béton est :

$$S = A + \frac{B}{n}$$

Avec :

- A : section d'acier.
- B : section de la dalle en béton. Tel que : $B = 9.25 \times 1.25 = 11.56 \text{ cm}^2$
- n : facteur d'équivalence (n=15).

$$S = 62.5 + \frac{11.56}{15} = 63.37 \text{ cm}^2.$$

c) Position de l'axe neutre :

Résistance de la section d'acier :

$$f_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{63.3 \times 2350}{1.1}$$

$$f_a = 135231.8 \text{ daN}.$$

Résistance de la section du béton :

$$f_b = \frac{0.85 \times b_{eff} \times h_c \times f_{ck}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$f_{ck} = f_{c28} = 25 \text{ Mpa}.$$

$$h_c = 120 - \frac{55}{2} = 9.25$$

$$f_b = \frac{0.85 \times 125 \times 9.25 \times 250}{1.5} = 163802.08 \text{ daN}.$$

$$f_b - f_a = 163802.08 - 135231.8 =$$

$$2b \times t_f \times f_y \times \gamma_{M0} = 2 \times 152 \times 23.5 \times 1.1 \times 12.7 = 99801.68 \text{ daN}$$

$f_b - f_a < 2b \times t_f \times f_y \times \gamma_{M0}$ Donc l'axe neutre plastique se situe dans la semelle.

V.9.2.3 Vérification à l'ELU

a) Vérification du moment de résistance plastique :

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{pl,Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4410.82 \times 5^2}{8} = 13783.81 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{804 \times 23.5}{1.1} = 17176.37 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 13783.81 \text{ daN.m} < M_{pl,Rd} = 17176.37 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée.

b) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} = \frac{4410.82 \times 5}{2} = 11027.05 daN.$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{30.8 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 3803.4 daN.$$

$$V_{sd} = 11027.05 daN \leq V_{pl,Rd} = 3803.4 daN.$$

Condition vérifiée.

V.9.2.4 Vérification à l'ELS**a) Vérification de la flèche :**

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q \times L^4}{E \times I_y}$$

Calcul le moment d'inertie I :

$$I_y = I_A + A \times d^2 + \frac{I_b}{n} + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I_b = \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12} = \frac{125 \times 9.25^3}{12} = 8244.3 cm^4$$

d : distance du centre de gravité du profilé (GA) à l'axe neutre élastique.

$$d = \frac{\left[\frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left(t + \frac{h}{2} \right) \right]}{\left[A_a + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \right]} = \frac{\left[\frac{125 \times 9.25}{15} \left(12 + \frac{33}{2} \right) \right]}{\left[62.6 + \frac{125 \times 9.25}{15} \right]}$$

$$d = 15.72 cm.$$

$$I_y = 11770 + 62.6 \times 15.72^2 + \frac{8244.3}{15} \left(\frac{12+33}{2} - 15.72 \right)^2 = 31352.62 cm^2$$

$$f_2 = \frac{5}{384} \frac{q \times L^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \frac{4239.5 \times 500^4 \times 10^{-2}}{2.1 \times 10^6 \times 31352.62} = 0.52 cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{500}{250} = 2 cm$$

$$f_2 = 0.52 cm < \bar{f} = 2 cm$$

Condition vérifiée.

Conclusion :

IPE330 convient comme une poutre principale.

Remarque :

Les poutres secondaires sont sollicitées de la même façon que les solives, donc on utilise la même section IPE160.

V.10 Calcul des poteaux intermédiaire qui support le plancher

V.10.1 Evaluation des charges

a) Charge Permanente « G » :

- Poids propre du plancher : $G_p = (5 \times 2.5) \times 412.65 = 5158.12 daN$.
- Poids propre des solives : $n=2$, IPE160 ; $G_s = 15.8 \times 5 \times 2 = 158 daN$.
- Poids propre de la poutre principale : IPE330 ; $G_{pp} = 49.1 \times 2.5 = 122.75 daN$.
- Poids propre de la poutre secondaire : IPE160 ; $G_{ps} = 15.8 \times 5 \times 1 = 79 daN$.
- Poids estimé du poteau : IPE360 ; $G_p = 50.2 \times 3.28 = 164.65 daN$.

$$G = G_p + G_s + G_{pp} + G_{ps} + G_p = 5158 + 158 + 122.75 + 164.65$$

$$G = 5603.52 daN.$$

b) Surcharge d'exploitation « Q » :

$$Q = p \times S = 250 \times (5 \times 2.5) = 3125 daN.$$

- Les combinaisons de charge :
 ELU : $1.35G + 1.5Q = 1.35(5603.52) + 1.5(3125) = 12252.2 daN$.
 ELS : $q_s = G + Q = 5603.52 + 3125 = 8728.52 daN$.
- Choix de la section :

On suppose IPE360:

Tableau V.3 : Caractéristique géométrique IPE 360.

IPE360						
G (daN/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm ²)	Avz (cm ²)
50.2	360	170	8	12.7	72.7	35.1
Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	wply (cm ³)	Wplz (cm ³)	Iy(mm)	iz (mm)	Avy (cm ²)
16270	1043	1019	191	15	3.79	37.6

V.10.2 Vérification de la condition à la résistance

$$N_{sd} \leq N_{b,Rd} = \chi \times \beta \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

a- Calcul l'élancement :

$$\lambda = \frac{L_f}{I_y} = \frac{0.5 \times 3.28 \times 10^2}{15} = 10.93.$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{10.93}{93.9} = 0.11.$$

b- Choix de la courbe de flambement :

$$\frac{L}{b} = \frac{360}{170} = 2.11 > 1.2 \quad \text{axe } zz' \quad \text{courbe b.}$$

$$\chi = 1.0000.$$

$$N_{b,Rd} = 1 \times 1 \frac{72.2 \times 2350}{1.1} = 155313.63 \text{ daN.}$$

$$N_{sd} = 12252.2 \text{ daN} \leq N_{b,Rd} = 155313.63 \text{ daN.}$$

Condition vérifiée.

V.11 Conclusion

IPE360 convient comme un poteau de plancher mixte.

Chapitre VI : Etude des escaliers

VI.1 Introduction

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et Paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

Notre structure contient un plancher, ou des bureaux et des sanitaires sont installés, et pour y accéder on prévoit un escalier compris entre deux paliers successifs.

VI.2 Définition des éléments constituant les escaliers

- Cage d'escalier : Pièce dans laquelle se trouve l'escalier.
- Palier : Est un espace plat et spacieux qui marque un étage après une série des marches, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- Giron : Est une largeur d'une marche d'escalier mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.
- Volée : Est une partie droite ou courbé d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- Limon : Est un élément incliné supportant les marches, pour les limons on emploie des profils ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profile en U sur l'âme verticale, situé sur le "côté" de l'escalier, parallèle au mur.
- Marche : Est la partie sur laquelle on pose les pieds. Elle est parallèle au sol.
- Contremarche : Est la partie verticale de la marche.

VI.3 Pré-dimensionnement des marches

VI.3.1 Choix des dimensions

Le dimensionnement des marches et des contres marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL : $59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$.

h : Hauteur de la contre marche.

g : Giron.

n : nombre de contre marche.

m : le nombre des marches.

On prend $h = 17 \text{ cm}$ $n = \frac{340}{17} = 20 \text{ contre marche}$.

$m = n - 1 = 20 - 1 = 19 \text{ marches}$.

$$59 - 2h \leq g \leq 66 - 2h$$

$$59 - 2 \times 17 \leq g \leq 66 - 2 \times 17$$

$$25 \leq g \leq 32$$

Donc on prend : $g = 30 \text{ cm}$.

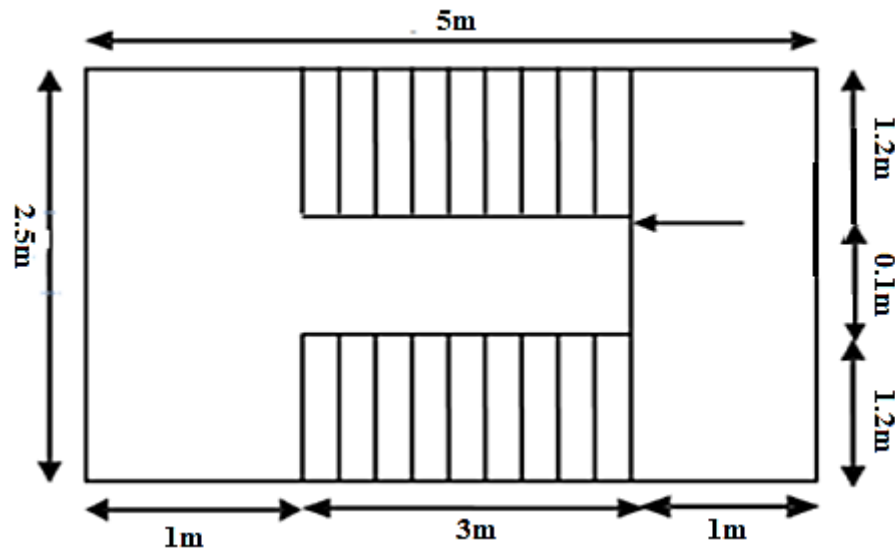


Figure VI-1 : Déposition et dimension des éléments des escaliers.

Caractéristique de notre cage d'escalier :

- Hauteur d'étage : 3.4m.
- Dimension de notre cage 5mx2.5m.
- Largeur de la volée : 1.2m.
- Hauteur de marches : 17cm.
- Margeur d'une marche : 30cm.

VI.3.2 Dimensionnement de la cornière (support)

- Langueur de la marche $L=1.2\text{m}$.
- Largeur de la marche $G=30\text{cm}$.
- Les Cornières sont en acier S235.

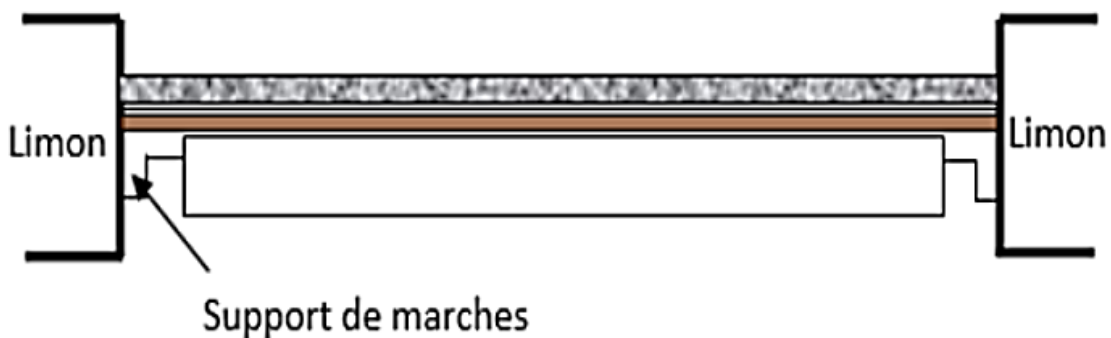


Figure VI-2 : Disposition des cornières.

VI.4 Détermination de la section de la cornière

VI.4.1 Evaluation des charges

a) Les charges permanentes :

- Tôle striée (5mm)..... $G_1 = 40daN/m^2$.
- Mortier de ciment (2cm)..... $G_2 = 40daN/m^2$.
- Revêtement (2cm)..... $G_3 = 40daN/m^2$.

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) = (40 + 40 + 40) \times 0.3 = 36daN/ml.$$

b) Les charges d'exploitation :

$$Q = 2.5kN/m^2.$$

$$Q = 250 \times 0.3 = 75daN/ml.$$

VI.4.2 Les combinaisons des charges ELS

$$q_s = G + Q = 36 + 75 = 111daN/ml$$

VI.4.2.1 Condition de flèche

$$f_y = \frac{5 q \times L^4}{384 E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times L^4 \times 300}{384 \times E} = \frac{5 \times 111 \times 10^{-2} \times 120^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 3.56cm^4$$

Soit une cornière L45x45x4 :

Tableau VI.1 : Caractéristique et dimension de L 45 x 45 x 4.

$h = b (m)$	$t (mm)$	$r_1 (mm)$	$r_2 (mm)$	$d(mm)$
45	4	7	3.5	1.23
$A (cm^2)$	$G (daN/m)$	$I_y = I_z (cm^4)$	$W_{ely}=W_{elz} (cm^3)$	$i_y = i_z (cm)$
3.49	2.74	6.63	1.97	1.36

La charge permanente devient :

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d \times G = (40 + 40 + 40) \times 0.3 + 2.74$$

$$G = 38.74daN/m$$

VI.4.3 Les combinaisons des charges

- ELS :
 $q = G + Q = 38.74 + 75 = 113.74daN$.
- ELU :

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35(38.74) + 1.5(75) = 164.79daN.$$

VI.4.4 Vérification de la flèche

La condition se fait à l'ELS : $f_{max} < f_{adm}$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q \times L^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \frac{113.74 \times 10^{-2} \times 120^4}{2.1 \times 10^6 \times 6.63} = 0.22cm.$$

$$f_{ad} = \frac{L}{300} = \frac{120}{300} = 0.4cm.$$

$$f_{max} = 0.22cm < f_{adm} = 0.4cm$$

Condition vérifiée.

VI.4.5 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement)

$$V_{sd} \leq V_{Pl,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} = \frac{164.79 \times 1.2}{2} = 98.87daN$$

$$V_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{3.49 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}} = 4304.67daN$$

$$V_{sd} = 98.87daN \leq V_{Pl,Rd} = 4304.67daN.$$

Condition vérifiée.

VI.4.6 Vérification du moment fléchissant (résistant)

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

$$M_{sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{154.79 \times 1.2^2}{8} = 29.66daN.m$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1.97 \times 10^{-6} \times 23.5 \times 10^{-6}}{1.1} = 42.08daN.m$$

$$M_{sd} = 29.66daN.m \leq M_{c,Rd} = 42.88daN.m$$

Condition vérifiée.

Conclusion :

La cornière L 45 x 45 x 4 convient comme cornière d'attache.

VI.5 Dimensionnement de limon

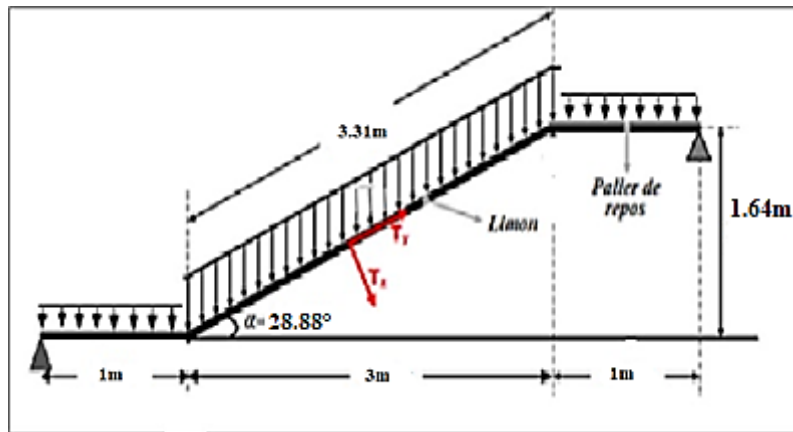


Figure VI-3 : Distribution des charges sur un limon.

VI.5.1 Evaluation des charges

VI.5.1.1 Sur la volée

a) Les charges permanentes :

- Tôle striée $e_p=5\text{mm}$ $G_1 = 40\text{daN/m}^2$
- Mortier de pose..... $G_2 = 40\text{daN/m}^2$
- Revêtement de carrelage..... $G_3 = 40\text{daN/m}^2$
- Cornier de support $45\times 45\times 4$ $G_4 = 2.74\text{daN/m}^2$
- Garde-corps..... $G_5 = 100\text{daN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + P_c + P_G = (40 + 40 + 40) \times 0.3 + 2.74 + 100$$

$$G = 246.74\text{daN/ml}$$

b) La charge totale pour 1 Limon :

$$G = \frac{246.74}{2} = 123.37\text{daN/ml}$$

c) Charge d'exploitation :

$$Q = P \times d = 250 \times \frac{1.2}{2} = 150\text{daN/ml}.$$

VI.5.1.2 Sur le palier :

a) Les charges permanentes :

- Tôle striée $e_p=7\text{mm}$ $G_1 = 58.5\text{daN/m}^2$
- Mortier de pose..... $G_2 = 40\text{daN/m}^2$
- Revêtement de carrelage..... $G_3 = 40\text{daN/m}^2$
- Dalle en béton (8mm)..... $G_4 = 200\text{daN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \times d = (58.5 + 40 + 40 + 200) \times 2.5$$

$$G = 847\text{daN/ml}.$$

b) La charge totale pour 1 Limon :

$$G = \frac{847}{2} = 423.7 \text{ daN/ml}$$

c) Charge d'exploitation :

$$G = 250 \times 2.5/2 = 312.5 \text{ daN/ml}$$

VI.5.2 Calcul la charge d'équivalente

a) Charge permanente :

$$G_{eq} = \frac{123.37(1.2 + 1.2) + 423.7(3.00)}{5.31} = 295.13 \text{ daN}.$$

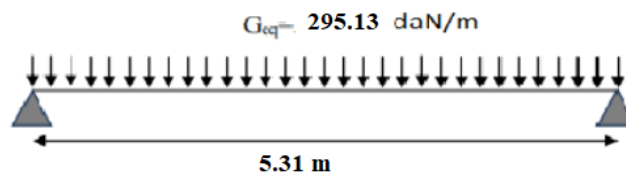
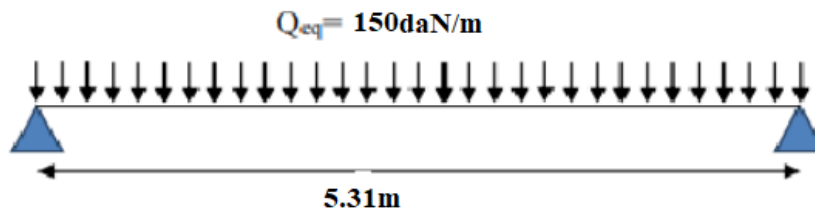


Figure VI-4 : Charge équivalente(G).

b) Charge d'exploitation :

$$Q_{eq} = 250 \times \frac{1.2}{2} = 150 \text{ daN}$$



Charge équivalente (Q)

c) Combinaison de charge :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(295.13) + 1.5(150)$$

$$q_u = 623.425 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 295.13 + 150$$

$$q_s = 445.13 \text{ daN/m}^2$$

VI.5.3 Pré-dimensionnement des limons

$$f < f_{adm} \quad f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} < f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$I_y > \frac{5 \times q \times L^3 \times 300}{384E} = \frac{5 \times 445.13 \times 531^3 \times 10^2 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^6}$$

$$I_y = 1239.68 \text{ cm}^4$$

Soit UPN180 :

Tableau VI.2 : Dimension et caractéristique de l'UPN 180.

UPN180							
h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	d (mm)	A (cm ²)	P (daN/m)	Iy (cm ⁴)
180	70	8	11	133	28	22	1350
Wely (cm ³)	iy (cm)	wply (cm ³)	Iz (cm ⁴)	Welz (cm ³)	iz (mm)	Wply (cm ³)	Avy (cm ²)
150	6.95	179	114	22.4	2.02	42.9	12.9

VI.5.4 Vérification à la résistance (ELU)

$$M_{sd} < M_{Ply,Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{623.42 \times 5.31^2}{8} = 2197.25 \text{ daN.m.}$$

$$M_{Ply,Rd} = \frac{W_{Ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{179 \times 10^{-2} \times 2350}{1.1} = 3824.09 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2197.25 \text{ daN.m} < M_{Ply,Rd} = 3824.09 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée.

VI.5.5 Vérification à l'effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{Ply,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} = \frac{623.42 \times 5.31}{2} = 1655.15 \text{ daN}$$

$$V_{Ply,Rd} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{12.9 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}} = 15911.24 \text{ daN.}$$

$$V_{sd} = 1655.15 \text{ daN} \leq V_{Ply,Rd} = 15911.24 \text{ daN.}$$

Condition vérifiée.

VI.5.6 Vérification à la compression

$$N_{sd} < N_{Plrd}$$

$$N_{sd} = q \times L = 623.42 \times 5.31 = 3310.36 \text{ daN.}$$

$$N_{Plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28 \times 2350}{1.1} = 5818.18 \text{ daN.}$$

$$N_{sd} = 3310.36 \text{ daN} < N_{Plrd} = 5818.18 \text{ daN.}$$

Condition vérifiée.

VI.5.7 Vérification à la flexion composer

$$\frac{N_{sd}}{N_{Plrd}} + \frac{M_{sd}}{N_{Ply,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{3310.36}{59818.18} + \frac{2197.25}{3824.09} = 0.63 \leq 1.0$$

Condition Vérifiée.

VI.6 Etude de la poutre palière des limons

VI.6.1 Evaluation de charges

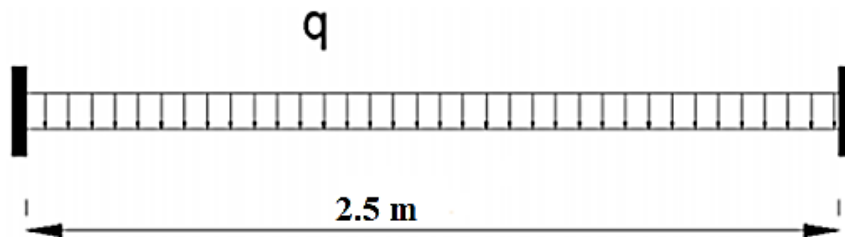


Figure VI-5 : Schéma statique de la poutre palière.

a) Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière « R » :

➤ ELU :

$$R = (1.35G_{eq} + 1.5G_{eq}) \times L/2 = (1.35 \times 295.13 + 1.5 \times 150) \times 5.31/2$$

$$R = 1655.19 daN.$$

➤ ELS :

$$R = (G_{eq} + G_{eq}) \times L/2 = (295.13 + 150) \times 5.31/2$$

$$R = 1181.82 daN.$$

b) Charge équivalente :

➤ ELS :

$$\frac{4 \times R}{4} + \text{Garde corps} = 1181.82 + 100 = 1281.82 daN.$$

➤ ELU :

$$\frac{4 \times R}{4} + 1.35 \text{Garde corps} = 1655.19 + 1.35 \times 100 = 1790.19 daN.$$

VI.6.2 Condition de flèche

$$f_y = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{ad} = \frac{L}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times L^3 \times 300}{384 \times E} = \frac{5 \times 1281.82 \times 250^3 \times 300 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6}$$

$$I_y = 372.55 \text{ cm}^4$$

Soit HEA120 :

Tableau VI.3 : Dimension et caractéristique de l'HEA120.

HEA120							
h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	d (mm)	A (cm ²)	P (daN/m)	Iy (cm ⁴)
114	120	5	8	74	25.3	19.9	6062
Wely (cm ³)	iy (cm)	wply (cm ³)	Iz (cm ⁴)	Welz (cm ³)	iz (mm)	Wply (cm ³)	Avy (cm ²)
106.3	4.89	119.5	230.9	38.48	3.02	58.85	12.9

VI.6.3 Vérification du moment fléchissant

$$M_{sd} < M_{Ply,Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{1790.19 \times 2.5^2}{8} = 1398.58 \text{ daN.m}$$

$$M_{Ply,Rd} = \frac{W_{Ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{119.5 \times 10^{-2} \times 2350}{1.1} = 2552.95 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1398.58 \text{ daN.m} < M_{Ply,Rd} = 2552.95 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée.

VI.6.4 Vérification à l'effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{Ply,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} = \frac{1790.19 \times 2.5}{2} = 2237.73 \text{ daN}$$

$$V_{Ply,Rd} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{12.9 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}} = 15911.24 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2237.73 \text{ daN} \leq V_{Ply,Rd} = 15911.24 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

VI.6.5 Vérification à la flèche

$$f_y = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{ad} = \frac{L}{300}$$

$$f_y = \frac{5 \times 1281.82 \times 250^4 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1350} \leq f_{ad} = \frac{250}{300}$$

$$f_y = 0.22 \text{ cm} \leq f_{ad} = 0.83 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

Conclusion :

IPE300 convient pour la poutre palière.

VI.7 Calcul de palier de repos

VI.7.1 Evaluation des charges

a) Charges permanentes :

- Tôle striée $e_p=7\text{mm}$ $G_1 = 58.5 \text{ daN/m}^2$
- Mortier de pose..... $G_2 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Revêtement de carrelage..... $G_3 = 40 \text{ daN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) = (58.5 + 40 + 40).$$

$$G = 138.5 \text{ daN/m}^2$$

b) Charge d'exploitations :

$$Q = 250 \text{ daN/m}^2$$

VI.7.2 Combinaisons des charges

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(138.5) + 1.5(250)$$

$$q_u = 561.97 \text{ daN/m}^2.$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 138.5 + 250$$

$$q_s = 388.5 \text{ daN/m}^2.$$

VI.7.3 Vérification de la flèche

$$f_y < f_{ad}$$

$$f_y = \frac{0.0277 \times q \times a^4}{E \times e^3} = \frac{0.0277 \times 388.5 \times 10^{-6} \times (1.00 \times 10^3)^4}{21000 \times 7^3} = 1.49 \text{ mm}.$$

$$f_{ad} = \frac{a}{300} = \frac{1000}{300} = 3.33 \text{ mm}$$

$$f_y = 1.49 \text{ mm} < f_{ad} = 3.33 \text{ mm}$$

Condition vérifiée.

$$f_z < f_{ad}$$

$$f_z = \frac{0.0277 \times q \times b^4}{E \times e^3} = \frac{0.0277 \times 388.5 \times 10^{-6} \times (2.5/2 \times 10^3)^4}{21000 \times 7^3} = 3.64mm$$

$$f_{ad} = \frac{b}{300} = \frac{125}{300} = 4.16mm$$

$$f_z = 3.64mm < f_{ad} = 4.16mm$$

Condition vérifiée.

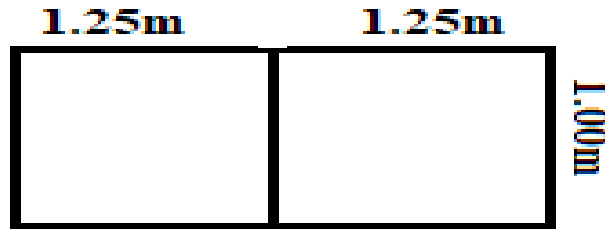


Figure VI-6 : Elément constructifs du palier de repos.

VI.7.4 Vérification les poutres de milieu

a) Evaluation de charge :

$$G_m = 1.25G = 1.25 \times 138.5 = 173.12daN/m^2.$$

$$Q_m = 1.25q = 1.25 \times 250 = 312.5daN/m^2.$$

VI.7.5 Combinaison des charges

$$G + Q = 173.12 + 312.5 = 485.62daN/m^2$$

$$n = 485.62 \times 1.25 = 607.02dan/ml.$$

VI.7.6 Condition de flèche

$$f_{max} = \frac{a}{300} \geq \frac{5 \times n \times a^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 300 \times 607.02 \times 1000^3 \times 10^{-3}}{21000}$$

$$I_y \geq 2.25cm^4.$$

En prend la poutre à un IPE80.

Tableau VI.4 : Caractéristique géométrique de l'IPE80.

IPE80							
G (daN/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm ²)	Avz (cm ²)	Iw (cm ⁶)
6	80	46	3.8	5.2	7.64	3.58	120
Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	wply (cm ³)	wplz (cm ³)	iy (mm)	iz (mm)	Avy (cm ²)	It (cm ⁴)
80.1	8.49	23.2	5.8	3.24	1.05	4.06	0.7

a) Evaluation de charge avec IPE80 :

$$G_m = 1.25G + G_p = 1.25 \times 138.5 \times 1.25 + 6$$

$$G_m = 22.4 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_m = 1.25Q = 1.25 \times 250 \times 1.25$$

$$Q_m = 390.62 \text{ daN/ml.}$$

b) Combinaison des charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(222.4) + 1.5(390.62)$$

$$q_u = 886.17 \text{ daN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 222.4 + 390.62$$

$$q_s = 613.02 \text{ daN/ml}$$

c) Vérification de la flèche :

$$f_y < f_{ad}$$

$$f_y = \frac{5 \times 613.02 \times 10^{-2} \times 100^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 80.1} < f_{ad} = \frac{100}{300}$$

$$f_y = 0.047 \text{ cm} < f_{ad} = 0.33 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

d) Vérification à la résistance :

$$M_{sd} < M_{Pl,Rd}$$

$$M_{Pl,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{23.2 \times 23.5}{1.1} = 495.63 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{886.17 \times 1^2}{8} = 110.77 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 110.77 \text{ daN.m} < M_{Pl,Rd} = 495.63 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée.

VI.8 Conclusion

L'état que nous avons étudié nous a permis de déterminer la nature des profilées des éléments d'escalier, qui devront résister aux différentes sollicitations.

Voici les profilées qui ont été retenus après les vérifications :

- Cornière : 45x45x4.
- Limon : UPN180.
- Poutre palier : HEA120.
- Palier de repos : IPE80.

Chapitre VII : Étude sismique.

VII.1 Introduction

L'étude sismique consiste à analyser et évaluer les impacts des séismes sur les ouvrages pour assurer de leur résistance et sécurité contre le mouvement du sol.

Un séisme est l'accumulation brutale d'énergie dans les roches, provoquant des vibrations du sol qui peuvent engendrer des mouvements et des charges significatives sur les ouvrages. L'objectif principal de cette recherche est de définir les caractéristiques dynamiques inhérentes aux structures, y compris leur réponse vibratoire, pour calculer les forces et déplacements maximaux dus à un séisme. Le calcul peut être effectué en utilisant différentes techniques, notamment la méthode statique équivalente, l'analyse modale spectrale ou l'analyse dynamique de l'accélérogrammes. En pratique, des modélisations et logiciel spécialisés, sont utilisés pour simplifier et effectuer ces calculs complexes. L'objectif de l'étude sismique est de comprendre le comportement dynamique du sol et des structures face à ces mouvements afin de mieux évaluer le risque sismique et d'améliorer la conception parasismique des constructions.

VII.2 Notion de sismologie

La sismologie est une discipline scientifique qui étudie les séismes, c'est-à-dire les tremblements de terre, ainsi que la propagation des ondes élastiques, appelées ondes sismiques, à l'intérieur de la terre. Elle vise à comprendre l'origine des séismes, leurs mécanismes de déclenchement, la manière dont les ondes se propagent dans les différents canapés terrestres, et leurs conséquences. La sismologie englobe plusieurs branches, telles que la sismogènes (étude des causes des séismes et mouvements tectoniques), la sismologie globale (analyse de la structure interne de la terre à partir des ondes sismiques), ainsi que la sismologie de l'ingénieur qui s'intéresse aux effets des séismes sur les constructions.

Les sismologues utilisent des instruments comme les sismographes pour enregistrer les mouvements du sol et localiser les séismes, ce qui permet d'évaluer le risque sismique et d'améliorer la prévention du préjudice causé par les tremblements de terre. En résumé, la sismologie est très importante en vue d'une meilleure compréhension de la dynamique interne de la terre ainsi que de la prédiction de l'impact des séismes sur les sociétés humaines.

VII.3 Méthode de calcul

Pour le calcul et la vérification des bâtiments courants, le Règlement Parasismique Algérien (RPA99. VERSION 2003.Art 4.1.2) nous propose trois méthodes de calcul pour évaluer la Force sismique.

- La méthode statique équivalente (MSE).
- La méthode d'analyse spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérographes.

a) Choix de la méthode

Dans le cas de notre hangar étudié vu l'irrégularité en plan, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette dernière d'après le RPA99/version

2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Rappelons que le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement supposé élastique de la structure, permet le calcul des modes propres.

b) Caractéristiques du hangar étudié :

Wilaya d'implantation : Tizi-Ouzou

Zone II_a

Groupe d'usage 1B : stockage

Catégorie du site : Site 3 (sol meuble).

VII.4 La méthode statique équivalente (M.S.E)

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle-ci basée sur l'utilisation des spectres de repenser. Mais comme le (RPA99/03) préconise que le l'effort tranchant dynamique soit Supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcule l'effort tranchant statique par la Méthode statique équivalente.

VII.5 Calcul de la force sismique totale

D'après l'article 4.2.3 de RPA99 version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Formule 4. 1RPA99 version 2003.

Avec :

- V : Effort tranchant à la base du bâtiment.
- A : coefficient d'accélération des zones.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : facteur de qualité.
- R : coefficient de comportement global de la structure.
- W : poids de la structure.

VII.5.1 Coefficient d'accélération de zone A

Le coefficient "AA" dépend du groupe d'usage de l'ouvrage et de la zone sismique, où il sera Implanté.

- Groupe d'usage de l'ouvrage : groupe 1B.
- Zone sismique : Zone II_a

D'après le tableau 4.1 de « RPA 99 version 2003 » on obtient $A = 0,2$.

VII.5.2 Facteur d'amplification dynamique moyen **DD**

Le facteur d'amplification dynamique moyen est donné en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).
RPA99/2003

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{Formule 4.2}$$

Avec :

- T_1 et T_2 périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

Tableau VII.1valeurs des périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.15	0.15
T2	0.30	0.40	0.50	0.70

- T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie de site donnée par le tab 4.7 p49
Site $S_3 \rightarrow T_2=0,50$
- η : Le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :
$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \quad \text{Formule 4.3 « RPA 99 VERSION 2003 ».}$$
- ε : Pourcentage d'amortissement critique est en fonction du matériau constitutif, du type de structure de l'importance des remplissages, est donné par le tableau 4.2
« RPA99 VERSION 2003 ».

Dans notre cas on a un portique en acier et un remplissage Léger $\varepsilon = 4^0/0$.

D'où :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+4)}} = 1,08 \geq 0,7 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.5.3 Calcul du période fondamentale à l'aide des formules empirique

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times h_n^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

- h : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $h = 11,5\text{m}$.
- C_T : Coefficient en fonction de système de contreventement et du type de remplissage. Donnée, par le tableau (4.6).

On a : portique auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie : $C_T = 0,085$

Donc :

$$T = 0,085 \times 11,5^{3/4} = 0,53\text{s}$$

On a : $T_2 \ 0,5 < T = 0,42\text{s} < T_2 = 0,53\text{s}$

$$\text{Donc : } D = 2,5\eta\left(\frac{T_2^2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \times 1,08\left(\frac{0,5^2}{0,53}\right)^{2/3} = 2,59$$

VII.5.4 Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q \quad \text{Formule 4.4 RPA99 version 2003}$$

p_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q " satisfait ou non".

Tableau VII.2 : Les valeurs de pénalité P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Critère "q"	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0,05
2. Redondance en plan.	0,05
3. Régularité en plan.	0
4. Régularité en élévation.	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0,1

$$Q = 1 + 0.25 = 1.25$$

Donc : $Q = 1.25$.

VII.5.5 Poids total de la structure W

Le poids total W de la structure égale à la somme des poids calculés à chaque niveau :

$$W = \sum W_i$$

Avec : $W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$

- W_{G_i} : Poids du aux charges permanentes et celles des équipements fixes solidaires de la structure.
- W_{Q_i} : Charge d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donnée par le tableau 4.5 du « RPA version 2003 » : $\beta = 0.2$.

Tableau VII.3 : Evaluation des actions permanentes pour Niveau 1.

	Élément	Type	Longueur (m)	Nombre	Poids propre Kg/m	Poids totale kN
1 ^{ère} Niveau De 0 à 7m	Poteau	HEB450	7m	27	171	323,19
	Poutre de roulement	HEB400	6m	28	155	260,4
	Rail	A65	6m	28	43,5	73,08
	Potelets	IPE300	7m	12	42,2	35,44
	Lisse de bardage	UPN140	6m	128	16	122,8
	Bardage		1232m ²		15Kg/m ²	184,4
	Pont roulant			2	19500	390
	Chariot			2	5000	50
	Palé de stabilité	UPN140	9,21	1,6	8	11,8
	Total	1451,11kN				

Tableau VII.4 : Evaluation des actions permanentes pour niveau 2.

	Elément	Type	Longueur	Nombre	Poids propre	Poids total (KN)
2 ^{émé} Niveau De 7m à 11,5m	Poteau	HEB450	3	27	171	138,51
	Traverse	HEB400	10,11	36	155	564,13
	Potelets	IPE300	4,5	12	42,2	22,78
	Lisse de bardage	UPN140	6	96	16	92,16
	Panne	IPE180	6	224	18,8	252,67
	Toiture		1941,12(m ²)		15	291,16
	Sablière	IPE180	6	36	18,8	40,6
	Palé de stabilité	UPN140	6,7	8	16	10 ?84
	Total	1412,85 kN				

a) Charge d'exploitation :

- Niveau 1 : $W_{Q1} = 2 \times 150 = 300kN$ (2 ponts de 15 T)

$$W_1 = 1451 + 0,5 \times 300 = 1601,11 kN$$

- Niveau 2 : $W_{Q2} = 0KN$

$$W_2 = 1412,85kN$$

$$\text{Donc : } W_T = W_1 + W_2 = 1601.11 + 1412.85$$

$$W_T = 3013,96kN$$

VII.6 Calcul de la force sismique

$$V_Y = V_X = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_T = \frac{0,2 \times 2,59 \times 1,25}{4} \times 3013,96$$

$$V_Y = V_X = 487,88 kN$$

VII.7 Distribution verticale de la force sismique

- Niveau 1 : h=7m.

$$f_{y1} = f_{x1} = \frac{V \times w_1 \times h_1}{w_1 \times h_1 + w_2 \times h_2} = \frac{487,88 \times 1601,11 \times 7}{1601,11 \times 7 + 1412,85 \times 11,5}$$

$$f_{y1} = f_{x1} = 199,16 \text{ kN}$$

- Niveau 2 : h=11,5m.

$$f_{y2} = f_{x2} = \frac{V \times w_2 \times h_2}{w_2 \times h_2 + w_1 \times h_1} = \frac{487,88 \times 1412,85 \times 11,5}{1412,85 \times 11,5 + 1601,11 \times 7}$$

$$f_{y2} = f_{x2} = 288,7 \text{ kN}$$

VII.8 Répartition des efforts tranchants par niveau aux différents portiques

a) Calcul du centre de gravité de l'ouvrage aux différents niveaux :

Les centres de masse de et de torsions sont calculés par le logiciels robot

- Centre de gravité :

- Niveau1 :h=7m.

$$X_G = 20m$$

$$Y_G = 21m$$

- Niveau2 :h=11,5m

$$X_G = 20m$$

$$Y_G = 24m$$

- Centre de torsion :

- Niveau1 :h=7m

$$X_t = 20m$$

$$Y_t = 40,2m$$

- Niveau2 :h=11,5m

$$X_t = 20m$$

$$Y_t = 24m$$

- L'excentricité réelle :

- Niveau1 :h=7m

$$e_x = X_G - X_t = 0$$

$$e_y = y_G - y_t = (21 - 40,2) = 19,2m$$

- Niveau2 :h=11,5m

$$e_x = X_G - X_t = 0m$$

$$e_y = y_G - y_t = 0m$$

- L'excentricité théorique :

- Niveau1 :h=7m

$$e_x = \max(e_x ; 5\% \times L) = \max(0 ; 0,05 \times 39,32) = 1,96m$$

$$e_y = \max(e_y ; 5\% \times L) = \max(19,2 ; 0,05 \times 42) = 19,2m$$

- Niveau2 :h=11,5m

$$e_x = \max(e_x ; 5\% \times L) = \max(0 ; 0,05 \times 40) = 2m$$

$$e_y = \max(e_y ; 5\% \times L) = \max(19,2 ; 0,05 \times 48) = 2,4m$$

Tableau : L'excentricité maximal probable de la structure

Niveau	CDG(m)		CDT(m)		Excentricité réelle(m)		Excentricité théorique(m)	
	X _G	Y _G	X _t	Y _t	e _x	e _y	X	Y
1	20	21	20	40,2	0	19,2	1,96	19,2
2	20	24	20	24	0	0	2	2,4

- b) Répartition des efforts sismique sur différents files :**

$$\begin{cases} K_{jx} = F_{ix} \left(\frac{I_{yj}}{\sum I_{Yj}} + e_y \frac{Y_j}{\sum I_{Yj}} \frac{I_{Yj}}{Y_j^2} \right) \\ K_{jy} = F_{iy} \left(\frac{I_{xj}}{\sum I_{Xj}} + e_x \frac{X_j}{\sum I_{Xj}} \frac{I_{Xj}}{X_j^2} \right) \end{cases}$$

Avec :

- I_j : Inertie de la file de contreventement (j).
- F : Force sismique appliquée au centre de masse du niveau.
- e : excentricité.
- X_j : La distance entre la file de contreventement (j) et le centre de torsion (c_T).

• Sens longitudinal :

- Niveau1 :h=7m

$$K_{1x1} = 199,16 \times \left(\frac{1 \times 9 \times I_z}{9 \times I_z \times 3} + 1,93 \times \frac{9 \times I_z \times 20}{9 \times I_z \times 20^2 + 9 \times I_z \times 21^2} \right)$$

$$K_{1x1} = 67,27kN$$

$$K_{2x1} = 199,16 \times \left(\frac{9 \times I_z}{9 \times I_z \times 3} + 0 \right)$$

$$K_{2x1} = 66,38kN$$

$$K_{3x1} = K_{1x1} = 67,27 kN$$

- Niveau2 :h=11,5m

$$K_{1x2} = 288,7 \times \left(\frac{9 \times I_z}{9 \times I_z \times 3} + 2 \times \frac{9 \times I_z \times 20}{9 \times I_z \times 20^2 + 9 \times I_z \times 20^2} \right)$$

$$K_{1x2} = 97,67kN = K_{3x2}$$

$$K_{2x2} = 288,7 \times \left(\frac{9 \times I_z}{9 \times I_z \times 3} + 0 \right)$$

$$K_{3x2} = 96,23kN$$

	Niveau1	Niveau2
K_{1xi}	67,27	97,67
K_{2xi}	66,38	96,23
K_{3xi}	67,27	97,67

Chapitre VIII : Etude de portique.

VIII.1 Introduction

Après avoir étudié la stabilité longitudinale qui est assurée par le palet de stabilité nous allons vérifier la stabilité transversale qui est assurée par la rigidité du portique (Portique auto-stable) qui reprendra tous les efforts Transversaux (vent ; séisme) et les transmettra aux fondations sans présentée grandes déformations.

L'étude des portiques nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, séismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées. Son calcul est fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles il pourrait être soumis durant toute la période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, traverses) elles servent également au calcul des assemblages. Ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

VIII.2 Calcul du portique

Le calcul est effectué par le logiciel ROBOT structural analyse 2025 les notes de calcul sont données par famille en s'intéressant, pour chaque famille, à l'élément le plus sollicité.

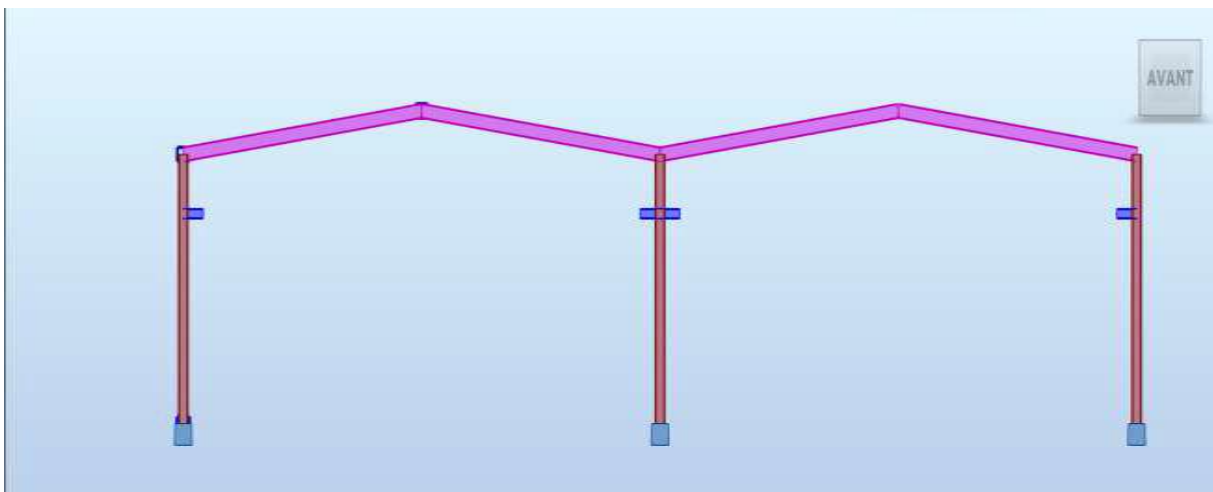


Figure VIII-1 : Vue de face du portique.

Pour le calcul du portique, vu que notre hangar possède deux ponts roulants chaque position prise par l'un des ponts donnera des charges sur les portiques différents. La raison pour laquelle robot propose un cas de charge adapté à ce genre de situation appelé "Charges roulantes". La procédure est assez simple :

- On va sur chargements => autres charges => roulantes.
- On crée un nouveau chargement où on donnera les distances du convoi ainsi que ses charges.
- On choisit la direction de la charge ainsi que le pas, pour notre cas on a choisi 6m pour que le calcul soit plus au moins rapide et on valide.

Enfin, la charge roulante sera comme un cas de charge qui rentrera dans les combinaisons puis après calcul on a obtenu les charges citées ci-dessous.

VIII.3 Evaluation des charges

a) Les charges permanentes revenant au portique

Pois propre de la toiture	0,33KN/m ²
Pois propre de la parois	0,33KN/m ²
Pois propre du pont roulant.....	245KN
Pois propre de la poutre a chemin de roulement.....	1,98KN

b) Surcharge d'exploitation

Surcharge de neige	0,3KN/m ²
Vent toiture	1,14KN/m ²
Vent parois	0,7KN/m ²
Charge entretien	0,6KN/m ²
Capacité de charge du pont	150KN

VIII.4 Bilan des efforts dans la traverse

- $N_{sd} = 131.23kN$.
- $M_{y,sd} = -618.67kN.m$.
- $V_{z,sd} = 180.12kN$.

a) Diagramme des efforts normal

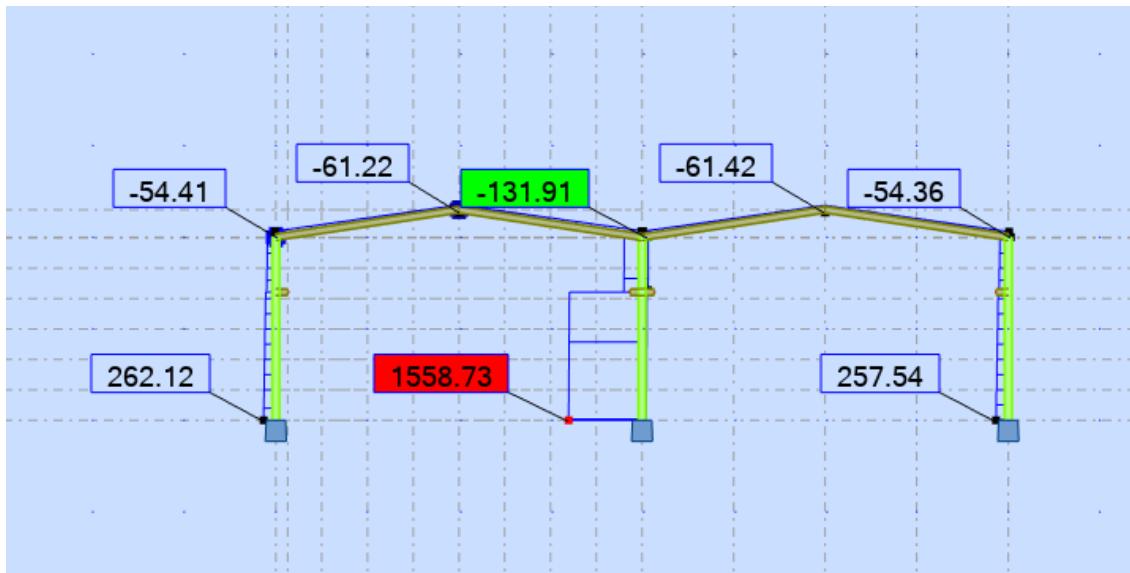


Figure VIII-2 : Diagramme des efforts normal.

b) Diagramme des Moment fléchissant

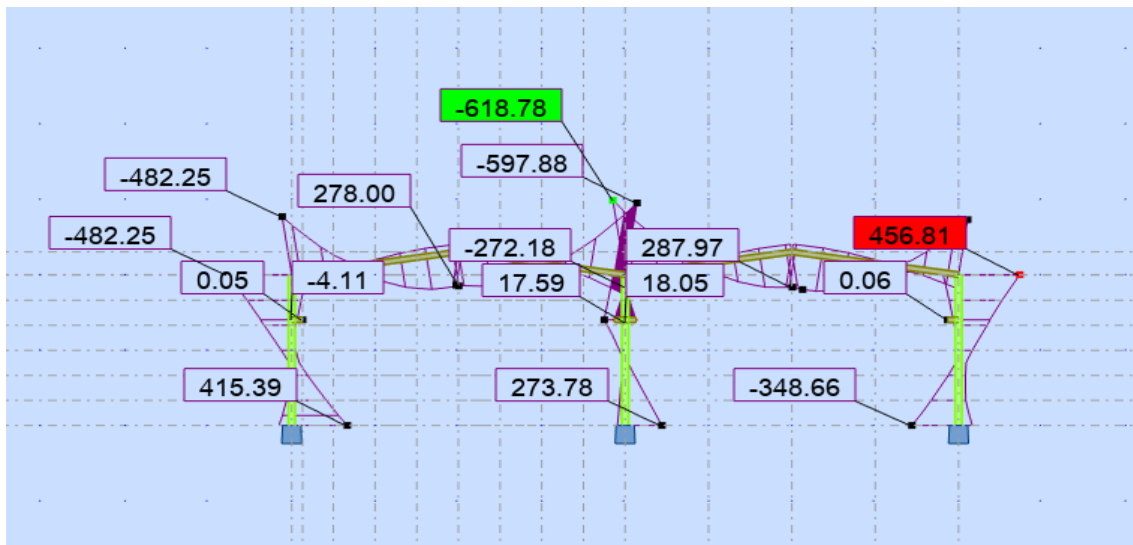


Figure VIII-3 : Diagramme des Moment fléchissant

c) Diagramme des efforts tranchant

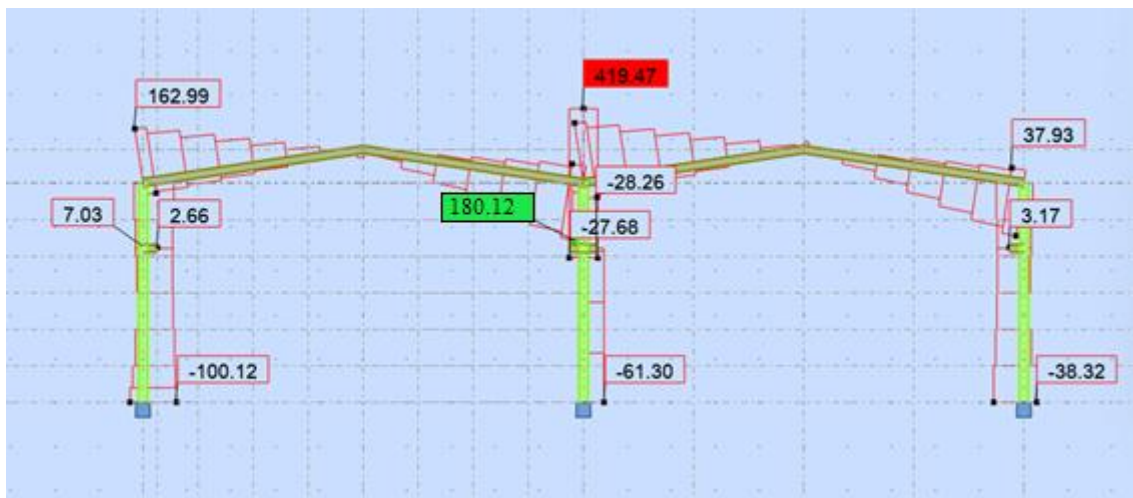


Figure VIII-4 : Diagramme des efforts tranchant.

VIII.5 Bilan des efforts dans le poteau

- $N_{sd} = 1558.73kN$.
- $M_{y\ sd} = 481.93kN.m$.
- $V_{z\ sd} = 104.67kN$

a) Diagramme des efforts normal

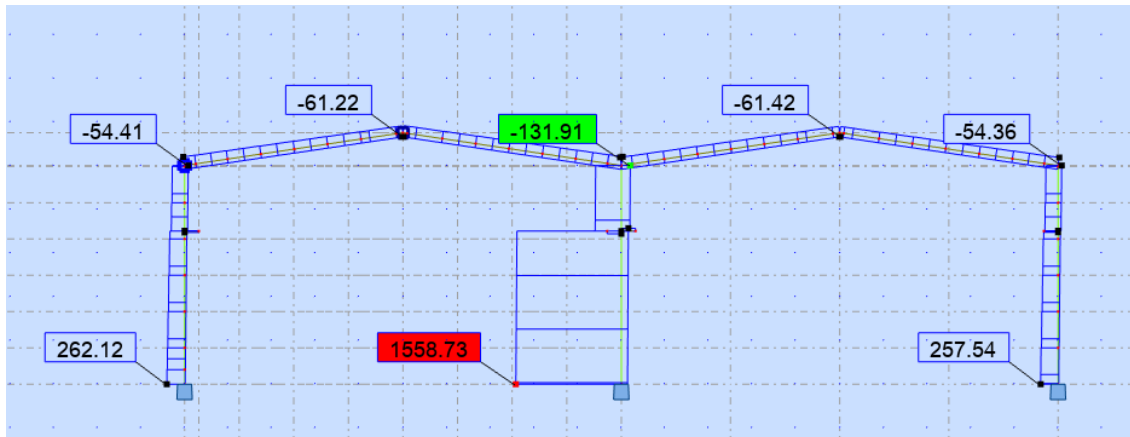


Figure VIII-5 : Diagramme des efforts normal.

b) Diagramme des moments fléchissant

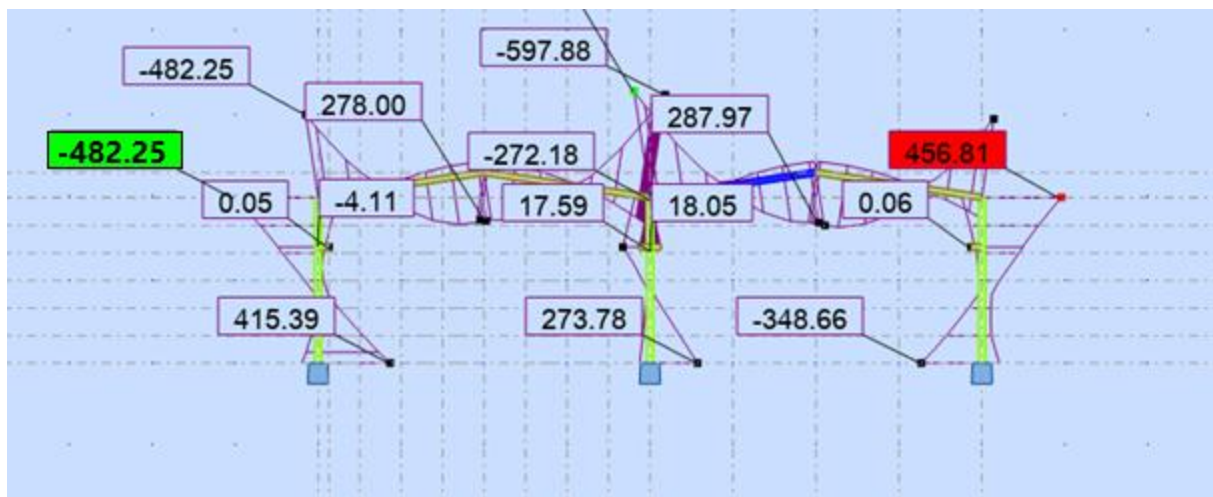


Figure VIII-6 : Diagramme des moments fléchissant.

c) Diagramme des efforts tranchant

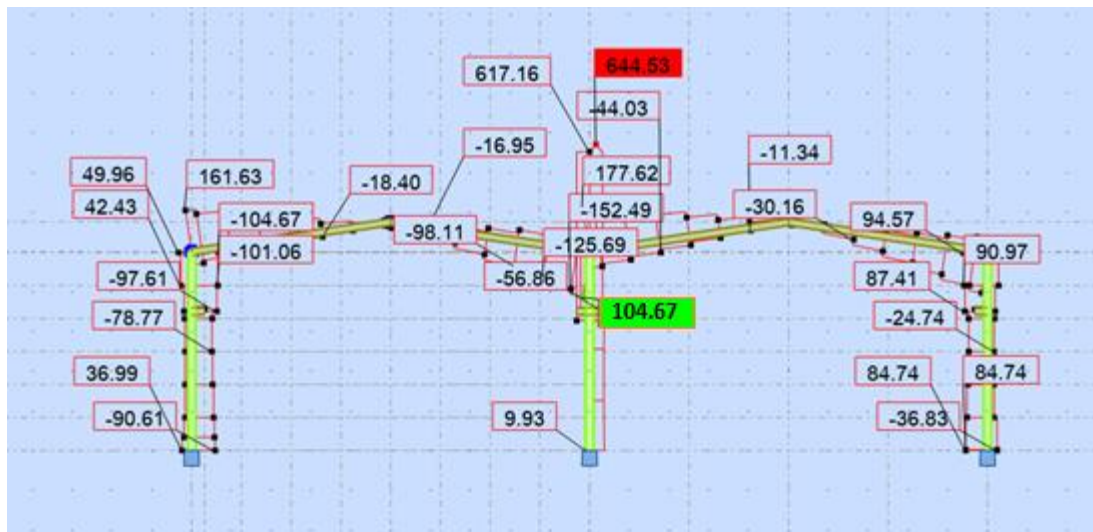


Figure VIII-7 : Diagramme des efforts tranchant.

VIII.6 Combinaison de charges

Tableau VIII.1 : Différent de chargement.

Type de charge	Valeurs (kN)	Type de charge
Poids propre de la toiture G_t	0.33	Permanente
Poids propre de la parois G_p	0.55	Permanente
Poids propre du pont G_{pont}	195	Permanente
Poids propre du chariot G_{ch}	50	Permanente
Poids vertical max sur galet $P_{max\ pont}$	142.1	Exploitation
Poids vertical min sur galet P_{min}	7.89	Exploitation
Neige (N)	0.3	Exploitation
Vent de soulèvement (V_t)	1.14	Exploitation
Vent parois (V_p)	0.7	Exploitation
Poids total de la structure G_T	Poids automatique	Permanente

Tableau VIII.2 : Les combinaisons de charge.

Nom de Combinaison	Type de combinaisons	Nature de cas
$1.35G_t + 1.5E$	ELU	Permanente
$1.35G_t + 1.5N$	ELU	Permanente
$1.35G_t + 1.5V_t$	ELU	Permanente
$1.35G_t + 1.5(V_t + N)$	ELU	Permanente
$1.35(G_p + G_{pont} + G_t + G_{ch}) + 1.5P_{max}$	ELU	Permanente
$1.35(G_p + G_{pont} + G_t + G_{ch}) + 1.5P_{min}$	ELU	Permanente
$1.35G_T + 1.35N + 1.35(V_T + V_p) + 1.35(P_{max} + P_{min})$	ELU	Permanente
$G_t + E$	ELS	Permanente
$G_t + N$	ELS	Permanente
$G_t + V_t$	ELS	Permanente
$G_t + (V_t + N)$	ELS	Permanente
$(G_p + G_{pont} + G_t + G_{ch}) + P_{max}$	ELS	Permanente
$(G_p + G_{pont} + G_t + G_{ch}) + P_{min}$	ELS	Permanente
$G_T + N + (V_T + V_p) + (P_{max} + P_{min})$	ELS	Permanente
$G_T + P_{max} + E_x$	ACC	Sismique
$G_T + P_{min} + E_x$	ACC	Sismique
$G_T + P_{max} + E_y$	ACC	Sismique
$G_T + P_{min} + E_y$	ACC	Sismique
$G_T + Q + 1.2E_x$	ACC	Sismique
$G_T + Q + 1.2E_y$	ACC	Sismique
$0.8G_T + E_x$	ACC	Sismique
$0.8G_T + E_y$	ACC	Sismique

VIII.7 Prédimensionnement des traverses

a) Bilan des efforts :

- $N_{sd} = 131.23kN$.
- $M_{y,sd} = -618.67kN.m$.
- $V_{z,sd} = 180.12kN$.

b) Calcul préliminaire :

$$M_{y,sd} \leq M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{ply} \geq \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{618.67 \times 1.1 \times 10^2}{23.5} \quad W_{ply} \geq 2895.9cm^3.$$

Soit HEB400 :

Tableau VIII.3 : Caractéristique géométrique de l'HEB400.

HEB400								
G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (mm ²)	Avz (mm ²)	Avy (mm ²)
155	400	300	298	13.5	24	197.8 *10 ²	69.98 *10 ²	127.8 *10 ²
Iy (mm ⁴)	Iz (mm ⁴)	wply (mm ³)	Wplz (mm ³)	iy (mm)	iz (mm)	It (mm ⁴)	Iw (mm ⁶)	(mm)
57680 *10 ⁴	10820 *10 ⁴	3232 *10 ³	1104 *10 ³	17.08 *10	7.4 *10	355.7 *10 ⁴	3817 *10 ³	27

VIII.8 Vérification à l'ELU

VIII.8.1 Vérification à l'effort tranchant

$$V_{z,sd} = 180.12kN.$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{Vz} \times f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{69.98 \times 23.5}{1.1 \times \sqrt{3}} = 863.31kN.$$

$$V_{z,sd} = 180.2kN < V_{plz,Rd} = 863.31kN$$

Condition vérifiée.

VIII.8.2 Vérification à la flexion composée

$$Si : N_{sd} < \min \left(0.25 N_{pl,Rd} ; \frac{0.5 \times A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \right)$$

$$N_{sd} = 131.23 kN.$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{197.8 \times 23.5}{1.1} = 4225.72 kN.$$

$$0.25 N_{pl,Rd} = 0.25 \times 4225.72 = 1056.43 kN.$$

$$A_w = A - 2b \times t_f = 197.8 - 2 \times 30 \times 2.4 = 53.8 daN.$$

$$\frac{0.5 \times A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.5 \times 53.8 \times 23.5}{1.1} = 574.68 kN.$$

$$N_{sd} < \min(1056.43 ; 574.68)$$

$$N_{sd} = 131.23 kN < 574.68 kN.$$

VIII.8.3 Vérification de l'effort normal

$$N_{sd} = 131.23 kN.$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{197.8 \times 23.5}{1.1} = 4225.7 kN.$$

$$N_{sd} = 131.23 kN < N_{pl,Rd} = 4225.7 kN.$$

VIII.8.4 Vérification du moment fléchissons

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

$$M_{sd} = 618.67 kN.m.$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3232 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1.1} = 690.4727 kN.m$$

$$M_{sd} = 618.67 kN.m \leq M_{pl,Rd} = 690.4727 kN.m$$

Condition vérifiée.

VIII.8.5 Vérification de l'élément aux instabilités

- Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + K_{zy} \frac{M_{y sd}}{M_{b,Rd}} < 1.$$

- Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y sd}}{M_{b,Rd}}$$

Calcul le coefficient de réduction :

- Axe y-y :

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

$$\phi_y = 0.5 [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{1011}{17.08} = 59.19.$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{59.19}{93.9} = 0.63$$

- Courbe de flambement :

$$h/b = 400/300 = 1.33 > 1.2 ; t_f = 24 < 40m. \text{ Axe y-y} \rightarrow \text{Courbe a } (\alpha=0.21).$$

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.21(0.63 - 0.2) + 0.63^2]$$

$$\phi_y = 0.74.$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.74 + [0.74^2 - 0.63^2]^{0.25}}$$

$$\chi_y = 0.7336.$$

- Axe z-z :

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.25}}$$

$$\phi_z = 0.5 [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{505}{7.4} = 68.24.$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{68.24}{93.9} = 0.72$$

- Courbe de flambement :

$$h/b = 400/300 = 1.33 > 1.2 ; \text{ Axe z-z} \rightarrow \text{Courbe b } (\alpha=0.34).$$

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.34(0.72 - 0.2) + 0.72^2]$$

$$\phi_z = 0.8476.$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.84 + [0.84^2 - 0.72^2]^{0.25}}$$

$$\chi_z = 0.7857.$$

$$\chi_{min} = \min(0.7331 ; 0.7857)$$

$$\chi_{min} = 0.7331.$$

Calcul les coefficients d'interaction K_{ij} :

$$K_{yy} = \min \left\{ \left[C_{my} \left(1 + [\bar{\lambda}_y - 0.2] \frac{N_{sd}}{\chi_y N_{Ply,Rd}} \right) \right] ; \left[C_{my} \left(1 + 0.8 \frac{N_{sd}}{\chi_y N_{Ply,Rd}} \right) \right] \right\}$$

$$K_{zy} = 0.6 K_{yy}$$

$$N_{by,Rd} = \chi_y \times N_{pl,Rd} = 0.7331 \times 4225.7 = 3097.86 kN$$

$$N_{bz,Rd} = \chi_z \times N_{pl,Rd} = 0.7857 \times 4225.7 = 3320.13 kN$$

$$K_{yy} = \min \left\{ \left[0.95 \left(1 + [0.63 - 0.2] \frac{131.23}{3097.86} \right) \right] ; \left[0.95 \left(1 + 0.8 \frac{131.23}{3097.86} \right) \right] \right\}$$

$$K_{yy} = \min \{ 0.967 ; 0.982 \} = 0.967$$

$$K_{zy} = 0.6 \times 0.967 = 0.58$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{505/7.4}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{505/7.4}{40/13.5} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = 28$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{28}{93.9} = 0.29 ; \text{axe } y - y \text{ Courbe "a" } \alpha = 0.21$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.21(0.29 - 0.2) + 0.29^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0.55$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0.5}} = \chi_z = \frac{1}{0.55 + \left[0.55^2 - 0.29^2 \right]^{0.5}} = 0.9829$$

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \times M_{ply,Rd} = 0.9829 \times 690.47$$

$$M_{b,rd} = 678.66 kN.m$$

- Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + K_{yy} \frac{M_{y sd}}{M_{b,rd}} = \frac{131.23}{3097.86} + 0.967 \frac{618.67}{678.66} = 0.92 < 1$$

- Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + K_{zy} \frac{M_{y sd}}{M_{b,rd}} = \frac{131.23}{3320.13} + 0.58 \frac{618.67}{678.66} = 0.56 < 1$$

VIII.9 Vérification des poteaux

Bilan des efforts :

- $N_{sd} = 1558.73kN$.
- $M_{y\ sd} = 481.93kN.m$.
- $V_{z\ sd} = 104.67kN$.

Soit HEB450 :

Tableau VIII.4 : Caractéristique géométrique de l'HEB450.

HEB450						
G (daN/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm ²)	Avz (cm ²)
171	450	300	14	26	218	56.58
Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	wply (cm ³)	Wplz (cm ³)	iy(mm)	iz (mm)	Avy (cm ²)
79860	11720	3983.07	1197.66	19.1	73.3	33.4

VIII.9.1 Vérification au flambement par rapport à l'axe y-y

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{1000}{19.1} = 52.35$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{52.35}{93.9} = 0.55$$

- Courbe de flambement :

$$h/b = 450/300 = 1.5 > 1.2 ; t_f = 26 < 40 \text{ mm} ; \text{axe } y - y \text{ courbe "a"} \rightarrow \alpha = 0.21.$$

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0.5 [1 + 0.21(0.55 - 0.2) + 0.55^2] = 0.68$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \left[\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2 \right]^{0.5}} = \frac{1}{0.68 + [0.68^2 - 0.55^2]^{0.5}} = 0.9260$$

$$N_{ply,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{218 \times 2350}{1.1} = 4657.27kN.$$

$$N_{by,Rd} = \chi_y \times N_{ply,Rd} = 0.9260 \times 4657.27 = 4312.63kN.$$

VIII.9.2 Vérification au flambement par rapport à l'axe faible z-z

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{166}{7.33} = 22.65 \quad 166cm : \text{entre axe des lisses.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{22.65}{93.9} = 0.24$$

- Courbe de flambement :

$$h/b = 450/300 = 1.5 > 1.2 \quad \text{axe } z - z ; \text{ courbe "b" } \alpha=0.34.$$

$$\phi_z = 0.5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0.5 [1 + 0.34(0.24 - 0.2) + 0.24^2] = 0.53$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.53 + [0.53^2 - 0.24^2]^{0.5}} = 0.9974$$

$$N_{bz,Rd} = \chi_z \times N_{ply,Rd} = 0.9974 \times 4657.27 = 4645.16 \text{ kN.}$$

VIII.9.3 Calcul la résistance au déversement

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$M_a = \frac{M_b \times 8.34}{10} = \frac{456.9 \times 8.34}{10} = 381.07 \text{ kN.}$$

$$\psi = \frac{381.07}{456.9} = 0.8$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 < 2.7$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4 \times 0.83 + 0.52 \times 0.83^2 = 1.076 < 2.7$$

$$\lambda_{LT} = \frac{166/7.3}{1.076^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{166/7.3}{45/2.6} \right)^2 \right]^{0.25}} = 21.47$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{21.47}{93.9} = 0.22$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 [1 + 0.21(0.22 - 0.2) + 0.22^2] = 0.52.$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.52 + [0.52^2 - 0.22^2]^{0.5}} = 1.0089.$$

$$M_{Ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3983.07 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1.1} = 850.92 \text{ kN.}$$

$$K_{yy} = \min \left\{ \left[0.6 \left(1 + [0.55 - 0.2] \frac{1558.73}{4312.63} \right) \right] ; \left[0.6 \left(1 + 0.8 \frac{1558.73}{4312.63} \right) \right] \right\}$$

$$K_{yy} = \min\{0.675 ; 0.773\}$$

$$K_{yy} = 0.675$$

$$K_{zy} = 0.6K_{yy} = 0.6 \times 0.675$$

$$K_{yy} = 0.405.$$

- Flambement dans le plan y-y :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + K_{yy} \frac{M_{y sd}}{M_{b,rd}} = \frac{1558.73}{4312.63} + 0.675 \frac{481.93}{850.92} = 0.74 < 1.$$

- Flambement hors plan z-z :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + K_{zy} \frac{M_{y sd}}{M_{b,rd}} = \frac{1558.73}{4645.16} + 0.405 \frac{481.93}{850.92} = 0.56 < 1.$$

- Vérification au cisaillement :

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{56.58 \times 23.5 / \sqrt{3}}{1.1}$$

$$V_{z sd} = 104.67 < V_{plz,Rd} = 697.87 \text{ kN.}$$

Condition vérifiée.

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: 80 Poutre_80

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00 L =

10.11 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 135 ELU/49=1*1.00 + 6*1.50 1*1.00+6*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=157.55 cm ²	Az=69.98 cm ²	Ax=197.78 cm ²
tw=1.4 cm	Iy=57680.50 cm ⁴	Iz=10819.00 cm ⁴	Ix=382.00 cm ⁴
tf=2.4 cm	Wely=2884.02 cm ³	Welz=721.27 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = -44.99 kN	My _{Ed} = 202.13 kN*m	Mz _{Ed} = -0.36 kN*m	Vy _{Ed} = 0.12 kN
Nt _{Rd} = 4647.78 kN	My _{el,Rd} = 677.75 kN*m	Mz _{el,Rd} = 169.50 kN*m	Vy _{T,Rd} = 2135.64 kN
	My _{c,Rd} = 677.75 kN*m	Mz _{c,Rd} = 169.50 kN*m	Vz _{Ed} = 62.02 kN
			Vz _{T,Rd} = 948.96 kN
	Mb _{Rd} = 528.71 kN*m		Tt _{Ed} = -0.05 kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 840.35 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.76
Lcr,upp=10.11 m	Lam_LT = 0.90	fi,LT = 0.89	XLT,mod = 0.78

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} + My_{Ed}/My_{c,Rd} + Mz_{Ed}/Mz_{c,Rd} = 0.31 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{ty,Ed})^2} / (fy/gM0) = 0.31 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$Vy_{Ed}/Vy_{T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz_{Ed}/Vz_{T,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau}_{ty,Ed} / (fy / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}_{tz,Ed} / (fy / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$My_{Ed}/Mb_{Rd} = 0.38 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

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: 98 Poteau_98

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 26 charge PR /36/ 26/36*1.00

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 450

h=45.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=169.82 cm ²	Az=79.66 cm ²	Ax=217.98 cm ²
tw=1.4 cm	Iy=79887.60 cm ⁴	Iz=11721.30 cm ⁴	Ix=485.00 cm ⁴
tf=2.6 cm	Wely=3550.56 cm ³	Welz=781.42 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 799.87 kN	My,Ed = 139.08 kN*m	Mz,Ed = -42.39 kN*m	Vy,Ed = -8.47 kN
Nc,Rd = 5122.48 kN	My,Ed,max = 139.08 kN*m		Mz,Ed,max = -42.39 kN*m
	Vy,T,Rd = 2303.96 kN		
Nb,Rd = 1846.46 kN	My,c,Rd = 834.38 kN*m	Mz,c,Rd = 183.63 kN*m	Vz,Ed = -33.16 kN
			Vz,T,Rd = 1080.76 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 10.00 m	Lam_y = 0.56
Lcr,y = 10.00 m	Xy = 0.91
Lamy = 52.24	kzy = 0.77



en z:

Lz = 10.00 m	Lam_z = 1.45
Lcr,z = 10.00 m	Xz = 0.36
Lamz = 136.37	kzz = 0.83

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.55 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 * (\text{Tau}_{ty,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.55 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau}_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\text{Lambda}_y = 52.24 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{Lambda}_z = 136.37 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed} / (X_y * N_{Rk} / g_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed,max} / (X_{LT} * M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{yz} * M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.59 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

$$N_{Ed} / (X_z * N_{Rk} / g_{M1}) + k_{zy} * M_{y,Ed,max} / (X_{LT} * M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{zz} * M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.75 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

Profil correct !!!

Chapitre IX : Etude de stabilité.

IX.1 Introduction

Les contreventements sont des éléments essentiels dans une charpente métallique, assurant la stabilité de la structure face aux efforts horizontaux comme le vent ou les séismes. Ils permettent d'éviter les déformations et garantissent la sécurité et la durabilité du bâtiment.

IX.2 Dispositions des contreventements

Les contreventements sont disposés dans les plans des versants de la toiture dans la travée centrale (6ème travée), dans le but de reprendre les efforts longitudinaux dus au vent, vu que le portique principal joue le rôle du contreventement transversal. Ils sont composés principalement d'une poutre au vent qui reçoit les efforts du vent et les transmet vers les palées de stabilité qui jouent le rôle des appuis de cette poutre à treillis et les transmettent vers le sol de fondation.

IX.3 Calcul de la poutre au vent

IX.3.1 Les efforts agissants sur la poutre au vent

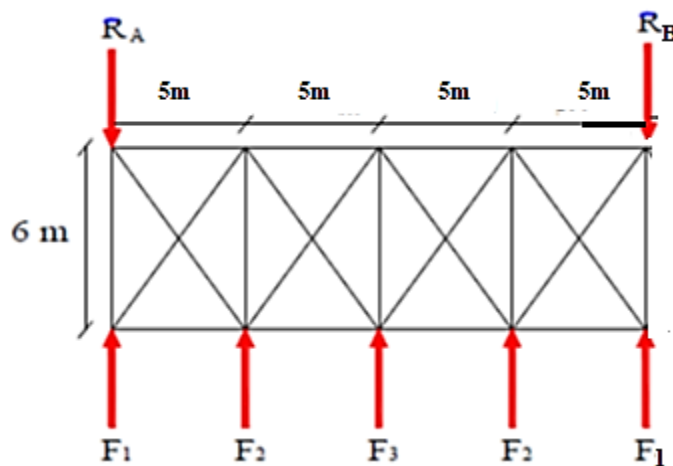


Figure IX-1 : Schéma statique de la poutre au vent.

a) Évaluation des efforts horizontaux :

$$f_1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) = \left(70.04 \times \frac{10}{2} \times \frac{20}{8} \right) = 875.5 \text{ daN.}$$

$$f_2 = \left(V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{4} \right) = \left(70.04 \times \frac{12.75}{2} \times \frac{20}{4} \right) = 1882.32 \text{ daN.}$$

$$f_3 = \left(V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{4} \right) = \left(70.04 \times \frac{11.5}{2} \times \frac{20}{4} \right) = 2013.65 \text{ daN.}$$

Avec :

- h_i : Hauteur de chaque poteau.

- V : Comme on l'a vu dans l'étude au vent (chapitre2).
- B : la largeur du bâtiment.

b) Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{2F_1 + 2F_2 + F_3}{2} = \frac{2 \times (875.5) + 2 \times (1882.32) + 2013.65}{2}$$

$$R_A = R_B = 3764 = 37.64kN.$$

c) Calcul les efforts internes dans les barres :

- Noeud1 :

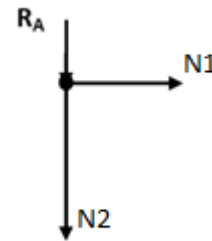
$$\sum F_x = 0$$

$$N_1 = 0kN.$$

$$\sum F_y = 0$$

$$-N_2 - R_A = 0$$

$$N_2 = -R_A = -37.64kN.$$



- Noeud2 :

$$\sum F_y = 0$$

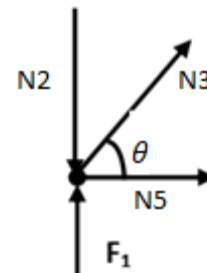
$$N_3 \sin \theta + N_2 + F_1 = 0$$

$$N_3 = \frac{-N_2}{\sin \theta} = \frac{37.64 - 8.75}{\sin(50.19)} = 49kN.$$

$$\sum F_x = 0$$

$$N_5 + N_3 \cos \theta = 0$$

$$N_5 = -49 \cos(50.19) = -31.37kN.$$



- Noeud3 :

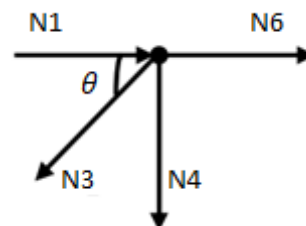
$$\sum F_x = 0$$

$$N_6 - N_3 \cos \theta - N_1 = 0$$

$$N_6 = N_3 \cos \theta + N_1 = 49 \cos(50.19) = 31.37kN.$$

$$\sum F_y = 0$$

$$-N_4 - N_3 \sin \theta = 0$$



$$N_4 = -N_3 \sin \theta = -49 \sin(50.19) = -37.64 \text{ kN}.$$

- Noeud4 :

$$\sum F_y = 0$$

$$N_9 \sin \theta + 18.82 - N_4 = 0$$

$$N_9 = \frac{-18.82 + N_4}{\sin \theta} = \frac{-18.82 + 37.64}{\sin(50.19)} = 24.49 \text{ kN}.$$

$$\sum F_x = 0$$

$$N_8 + N_9 \cos \theta - N_5 = 0$$

$$N_8 = -N_9 \cos \theta + N_5 = -24.49 \cos(50.19) - 31.37 = -47 \text{ kN}.$$

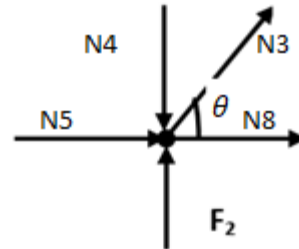


Tableau IX.1 : Efforts internes dans les barres.

Nœuds	Barres	Sens	Valeur (kN)
1	1	/	0
	2	-	37.64
2	3	+	49
	4	-	37.64
3	5	-	36.37
	6	+	31.37
4	8	-	47
	9	+	24.40

$$N_{sd} = 1.5 \times 49 = 73.5 \text{ kN}.$$

IX.3.2 Section de la diagonal

$$N_{sd} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{73.5 \times 1.1}{23.5}$$

$$A \geq 3.44 \text{ cm}^2.$$

Soit :

- Cornière de $(50 \times 50 \times 6)$ ($A = 5.69\text{cm}^2$).
- Boulon 12mm.

IX.3.3 Vérification la section à la résistance

$$N_{uRd} = \frac{\beta \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

On prend β est le coefficient minorateur donné dans le tableau en fonction de l'entraxe p_1 des trous.

On a : Une attache de 3 boulons

Donc : $\beta = \beta_3 = 0.7$.

Tableau IX.2 : coefficients minorateurs β_1 et β_2 .

Tableau 1 – Coefficients minorateurs β_2 et β_3		
Entraxe p_1	$\leq 2,5d_0$	$\geq 5,0d_0$
(2 boulons) β_2	0,4	0,7
(3 boulons ou plus) β_3	0,5	0,7

Avec : $A_{net} = 5.69 - 0.6 \times 1.3 = 4.91\text{cm}^2$

$$N_{uRd} = \frac{0.7 \times 4.91 \times 3600}{1.25} = 98.98\text{kN}.$$

$N_{sd} = 73.5\text{kN} < N_{uRd} = 98.98\text{kN}$.

Condition vérifiée.

Conclusion :

Une cornière de L50x50x6 avec des boulons de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

IX.4 Vérification des montants (Pannes) de la poutre au vent

Le montant de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charge verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée.

IX.4.1 Charge et surcharge à la panne intermédiaire

- $G = 52.21\text{daN/ml}$. « Chapitre 03 ».
- $N = 38.33\text{dan/ml}$. « Chapitre 02 ».
- $V_{compression} = f_3 = 20.13\text{kN}$.

IX.4.2 Combinaison de charge

$$Q_{sd} = 1.35Q + 1.35N + 1.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.5N \downarrow$$

$$N_{sd} = 1.35V \rightarrow$$

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.5N = 1.35(52.21) + 1.5(38.33)$$

$$Q_{sd} = 127.97 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos\alpha = 127.97 \times \cos(8.53)$$

$$Q_{z,sd} = 126.55 \text{ daN.}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{126.55 \times 6^2}{8}$$

$$M_{y,sd} = 569.47 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin\alpha = 127.97 \times \sin(8.53)$$

$$Q_{y,sd} = 18.98 \text{ daN.}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times L/2^2}{8} = \frac{18.98 \times 6/2^2}{8}$$

$$M_{z,sd} = 21.53 \text{ daN/ml.}$$

$$N_{sd} = 1.35V = 1.35 \times 2013.65$$

$$N_{sd} = 2718.42 \text{ daN.}$$

$$N_{PL,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{23.9 \times 2350}{1.1} = 51059.09 \text{ daN}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166 \times 2350 \times 10^{-6}}{1.1} = 3546.36 \text{ daN.}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{34.6 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 739.18 \text{ daN.}$$

Tableau IX.3 : Caractéristiques géométrique de IPE180.

IPE180							
G (daN/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm ²)	Avz (cm ²)	Iw (cm ⁶)
18,8	180	91	5,3	8	23,9	11,3	7430
I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	wply (cm ³)	Wplz (cm ³)	Iy(mm)	iz (mm)	Avy (cm ²)	It (cm ⁴)
1317	101	166	34,6	7,42	2,05	12,6	4,79

IX.4.3 Incidence de l'effort tranchant

Si $V_{sd} \leq 0.5V_{pl,Rd}$ (Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant).

IX.4.4 Incidence de l'effort normal

Si : $N_{sd} \leq \min\left\{0.25N_{pl,Rd} ; \frac{0.5 \times A_w \times f_y}{\gamma_{M0}}\right\}$ (Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant).

$$0.25N_{pl,Rd} = 0.25 \times 51059.09 = 12764.77 \text{ daN.}$$

$$A_w = A - 2b \times t_f = 23.9 - 2 \times 9.1 \times 0.8 = 9.34 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{0.5 \times A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.5 \times 9.34 \times 2350}{1.1} = 9976.81 \text{ daN.}$$

$$N_{sd} = 2718.42 \leq \min\{12764.77 ; 9976.81\}.$$

Alors : l'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

Vérification à la résistance :

$$\left(\frac{M_{y, sd}}{M_{ply, Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}}\right)^\beta \leq 1.0$$

Avec : $\alpha = 2$.

$$\beta = 5n = 5 \times \frac{N_{sd}}{N_{pl, Rd}} = 5 \times \frac{2718.42}{51059.09} = 0.26$$

$$\left(\frac{569.47}{3546.36}\right)^2 + \left(\frac{21.53}{739.18}\right)^{0.26} = 0.42 \leq 1.0$$

Condition vérifiée.

IX.4.5 Vérification de l'élément aux instabilités

Déversement = flambement latérale + Rotation de la section transversale

$$\frac{N_{sd}}{N_{by, Rd}} + K_{yy} \frac{M_{y, sd}}{M_{b, Rd}} + K_{yz} \frac{M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz, Rd}} + K_{yy} \frac{M_{y, sd}}{M_{b, Rd}} + K_{yz} \frac{M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \leq 1.0$$

a) Combinaison a l'ELU :

- $G = 52.21 \text{ daN/ml.}$
- $V = 189.24 \text{ daN/ml.}$

- $V' = f_3 = 2013.65 \text{ daN/ml}$.

b) Charge de la flexion :

$$Q_{z,sd} = G \times \cos\alpha - 1.5V' = 52.21 \times \cos(8.53) - 1.5 \times 2013.65$$

$$Q_{z,sd} = -232.22 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = G \times \sin\alpha = 52.21 \times \sin(8.53)$$

$$Q_{y,sd} = 7.74 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{-232.22 \times 6^2}{8} = -1045 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times L/2^2}{8} = \frac{7.74 \times 6/2^2}{8} = 8.707 \text{ daN/ml}$$

c) Charge de compression :

$$V' = f_3 = 2013.65 \text{ daN/ml}$$

$$D'où : 1.5V' = 1.5 \times 2013.65 = 3020.46 \text{ daN/ml}$$

IX.4.6 Résistance au flambement par rapport à l'axe fort y-y

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{600}{7.42} = 80.86$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{80.86}{93.9} = 0.86$$

$$h/b = 180/91 = 1.97 > 1.2$$

Axe de flambement y-y ; courbe a $\rightarrow \alpha=0.21$.

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0.5 [1 + 0.21(0.86 - 0.2) + 0.86^2]$$

$$\phi_y = 0.9391$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \lambda_2^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.9391 + (0.9391^2 - 0.86^2)^{0.5}}$$

$$\chi_y = 0.75$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{23.9 \times 2350}{1.1} = 51059.09 \text{ daN/ml}$$

$$N_{by,Rd} = \chi_y \times N_{pl,Rd} = 0.75 \times 51059.09 = 38294.31 \text{ daN}$$

IX.4.7 Résistance au flambement par rapport à l'axe faible z-z

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{300}{2.05} = 146.34$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{146.34}{93.9} = 1.56$$

$$h/b = 180/91 = 1.97 > 1.2$$

Axe de flambement z-z ; courbe b $\rightarrow \alpha=0.34$.

$$\phi_z = 0.5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0.5 [1 + 0.34(1.56 - 0.2) + 1.56^2]$$

$$\phi_z = 1.94.$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \lambda_z^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.94 + (1.94^2 - 1.56^2)^{0.5}}$$

$$\chi_z = 0.32$$

$$N_{bz,Rd} = \chi_z \times N_{pl,Rd} = 0.32 \times 51059.09 = 16338.9 daN.$$

IX.4.8 Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT}

Courbe de déversement :

$$h/b = 180/91 = 1.97 < 2 \text{ Courbe a } \rightarrow \alpha_{LT}=0.21.$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{600/2.05}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{600/2.05}{18/8} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = 50.99$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{50.99}{93.9} = 0.54.$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 [1 + 0.21(0.54 - 0.2) + 0.54^2]$$

$$\phi_{LT} = 0.6815.$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.6815 + (0.6815^2 - 0.54^2)^{0.5}}$$

$$\chi_{LT} = 0.91$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 3545.36 daN.$$

$$M_{b rd} = \chi_{LT} \times M_{ply,Rd} = 0.91 \times 3546.36 = 3227.18 daN.$$

a) Calcul des coefficients d'interaction :

Charge uniformément répartie :

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

$$N_{sd} = 1.5V = 3020.46 \text{ daN.}$$

$$\text{Pour : } \bar{\lambda}_y = 0.86$$

$$K_{yy} = \min \left[C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) ; C_{my} \left(1 + 0.8 \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) \right]$$

$$K_{yy} = \min \left[0.95 \left(1 + (0.86 - 0.2) \frac{3020.46}{38294.31} \right) ; 0.95 \left(1 + 0.8 \frac{3020.46}{38294.31} \right) \right]$$

$$K_{yy} = \min[0.999 ; 1.00]$$

$$K_{yy} = 0.999$$

$$K_{zy} = \max \left[1 - \frac{0.1 \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} ; 1 - \frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right]$$

$$K_{zy} = \max \left[1 - \frac{0.1 \times 1.56}{0.95 - 0.25} \times \frac{3020.46}{16338.9} ; 1 - \frac{0.1}{0.95 - 0.25} \times \frac{3020.46}{16338.9} \right]$$

$$K_{zy} = \max[0.958 ; 0.973]$$

$$K_{zy} = 0.958$$

$$K_{zz} = \min \left[C_{my} \left(1 + (2 \bar{\lambda}_z - 0.6) \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) ; C_{my} \left(1 + 1.4 \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) \right]$$

$$K_{zz} = \min \left[0.95 \left(1 + (2 \times 1.86 - 0.6) \frac{3020.46}{16338.9} \right) ; C_{my} \left(1 + 1.4 \frac{3020.46}{16338.9} \right) \right]$$

$$K_{zz} = \min[1.39 ; 1.19]$$

$$K_{zz} = 1.19$$

$$K_{yz} = 0.6K_{zz} = 0.6 \times 1.19$$

$$K_{yz} = 0.71$$

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

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + K_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + K_{yz} \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{3020.47}{38294.31} + 0.996 \frac{1045}{3227.18} + 0.71 \frac{8.707}{739.18} = 0.40 < 1.0$$

Condition vérifiée.

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + K_{zy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + K_{zz} \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{3020.47}{16338.9} + 0.97 \frac{1045}{3227.18} + 1.19 \frac{21.53}{739.18} = 0.53 < 1.0$$

Condition vérifiée.

IX.5 Vérification de la sablière

La panne sablière est une pièce horizontale située à la base de la toiture d'un hangar, fixée sur le sommet des murs porteurs. Elle sert de support aux éléments de couverture comme les chevrons et transmet leur charge à la structure verticale.

Les sablières sont vérifiées à la flexion composée à cause :

- La compression du vent qui agit sur le pignon ou la force de séisme.
- Flexion due à leurs poids propres.

IX.5.1 Calcul de l'effort normal

$$N_{sd} = \max\{R_A - F_1 ; 1.25E_y\}$$

- $R_A - F_1 = 37.64 - 8.75 = 28.89kN$.
- $1.25E_y = 1.25 \times 97.67 = 120.42kN$.

$$N_{sd} = \max\{28.89kN ; 120.42kN\}$$

$$N_{sd} = 120.42kN.$$

IX.5.2 Vérification à la flexion composée

Tableau IX.4 : Caractéristiques géométrique de IPE180

IPE180							
G (daN/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm ²)	Avz (cm ²)	Iw (cm ⁶)
18,8	180	91	5,3	8	23,9	11,3	7430
Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	wply (cm ³)	Wplz (cm ³)	Iy(mm)	iz (mm)	Avy (cm ²)	It (cm ⁴)
1317	101	166	34,6	7,42	2,05	12,6	4,79

$$M_{y,sd} = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{18.8 \times 6^2}{8} = 0.81kN.m$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{23.9 \times 23.5}{1.1} = 510.5kN.$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166 \times 23.5}{1.1} = 35.46kN.$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} = \frac{120.42}{510.5} + \frac{0.81}{35.46} = 0.25 \leq 1$$

Condition vérifiée.

IX.5.3 Vérification de la résistance au flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi \times N_{pl,Rd}} + K_{yy} \frac{M_{y sd}}{M_{b,Rd}} + K_{zz} \frac{M_{z sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

IX.5.3.1 Résistance au flambement par rapport à l'axe fort y-y

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{600}{7.42} = 80.86$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{80.86}{93.9} = 0.86$$

$$h/b = 180/90 = 1.97 > 1.2 \text{ Axes-y-y ; courbe a} \rightarrow \alpha = 0.21$$

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0.5 [1 + 0.21(0.86 - 0.2) + 0.86^2]$$

$$\phi_y = 0.93$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.93 + (0.93^2 - 0.86^2)^{0.5}}$$

$$\chi_y = 0.75$$

$$N_{by,Rd} = \chi_y \times N_{pl,Rd} = 0.75 \times 510.59 = 382.94 \text{ kN.}$$

IX.5.3.2 Résistance au flambement par rapport à l'axe z-z

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{300}{2.05} = 146.34$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{146.34}{93.9} = 1.56 \text{ Axes-z-z ; courbe b} \rightarrow \alpha = 0.34$$

$$\phi_z = 0.5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0.5 [1 + 0.34(1.56 - 0.2) + 1.56^2]$$

$$\phi_z = 1.94.$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.94 + (1.94^2 - 1.56^2)^{0.5}}$$

$$\chi_z = 0.32$$

IX.5.3.3 Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT}

Courbe de déversement :

$$h/b = 180/91 = 1.97 < 2 ; \text{ Courbe a} \rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{600/2.05}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{600/2.05}{18/8} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = 50.99$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{50.99}{93.9} = 0.54.$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 [1 + 0.21(0.54 - 0.2) + 0.54^2]$$

$$\phi_{LT} = 0.6815.$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.6815 + (0.6815^2 - 0.54^2)^{0.5}}$$

$$\chi_{LT} = 0.91$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 35.46 kN.$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times M_{ply,Rd} = 0.91 \times 3546.36 = 32.26 kN.$$

Calcul des coefficients d'interaction :

$$K_{yy} = \min \left[C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) ; C_{my} \left(1 + 0.8 \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) \right]$$

$$K_{yy} = \min \left[0.95 \left(1 + (0.86 - 0.2) \frac{120.42}{382.94} \right) ; 0.95 \left(1 + 0.8 \frac{120.42}{382.94} \right) \right]$$

$$K_{yy} = \min[1.14 ; 1.18]$$

$$K_{yy} = 1.14$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + K_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} = \frac{120.42}{382.94} + 1.14 \frac{0.81}{32.26} = 0.32 < 1$$

Conclusion :

Le profilé IPE180 convient comme panne sablière.

IX.6 Étude de palée de stabilité vertical

Les forces agissant la palée de stabilité :

L'effort horizontal qui agit sur la structure est :

- L'effort sismique E_x .
- L'effort au vent P_{vent} . (en prend max (E_x ; P_{vent})).
- La réaction de la poutre au vent (négligeable devant les forces sismique).
- L'effort horizontal longitudinal du pont roulant : $H_{1,2}$:

IX.6.1 Calcul l'effort N_{sd} avec la force du vent

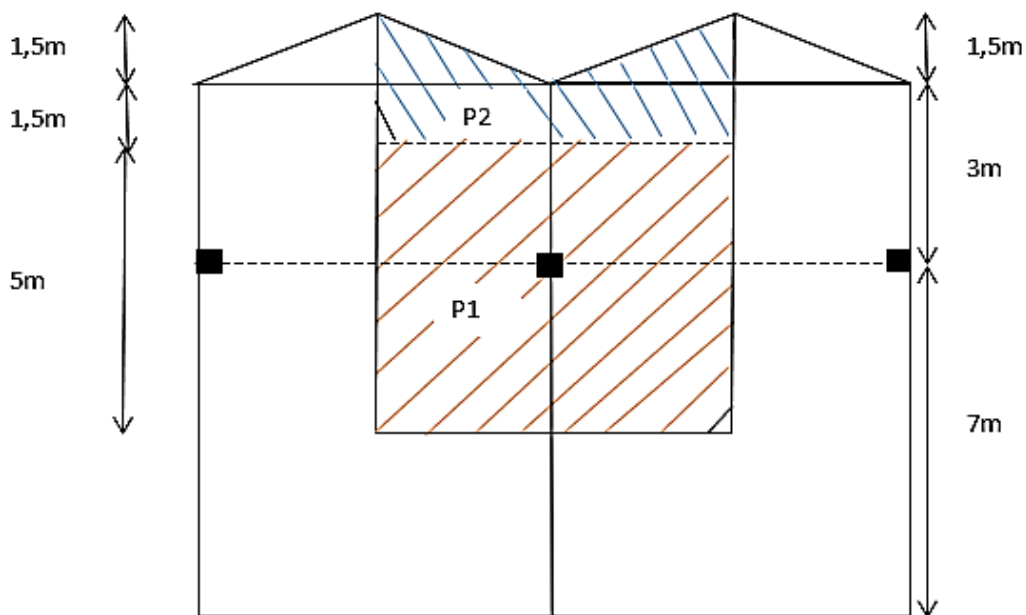


Figure IX-2 : Surface tributaire d'une palée de stabilité.

$$S_{p1} = (10 \times 1.5) + 1.5 \times 20 = 45m^2$$

$$S_{p2} = 5 \times 20 = 100m^2$$

$$V = 70.04 \text{ dan}/m^2 \text{ (Chapitre 2)}$$

$$P_1 = 70.04 \times 45 = 31.51kN$$

$$P_2 = 70.04 \times 100 = 70.04kN$$

$$N_{sd \text{ vent}} = \frac{P_1 + P_2 + R_L}{\cos(49.39)}$$

$$N_{sd \text{ vent}} = \frac{31.51 + 70.04 + 28.8}{\cos(49.39)}$$

$$N_{sd \text{ vent}} = 200.25kN.$$

$$N_{sd_{vent}} = 1.5 \times 200.25 = 300.38kN.$$

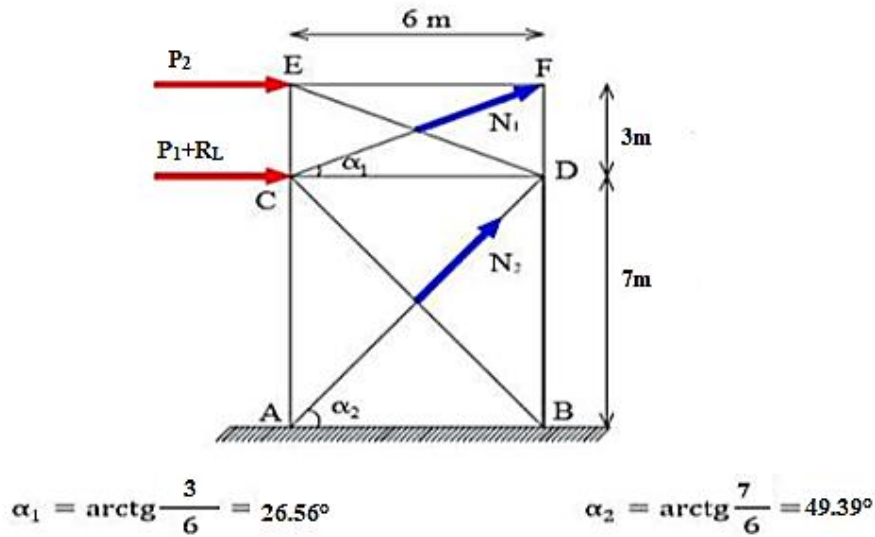


Figure IX-3 : Schéma statique de la palée de stabilité.

IX.6.2 Calcul N_{sd} avec l'effort sismique

$$N_{sd \text{ sismique}} = K_{x2} + K_{x1} + R_L / \cos(49.39)$$

$$N_{sd \text{ sismique}} = 97.6 + 67.27 + 28.8 / \cos(49.39)$$

$$N_{sd \text{ sismique}} = 297.53 \text{ kN.}$$

$$N_{sd \text{ sismique}} = 1.5 \times 297.53 = 446.3 \text{ kN.}$$

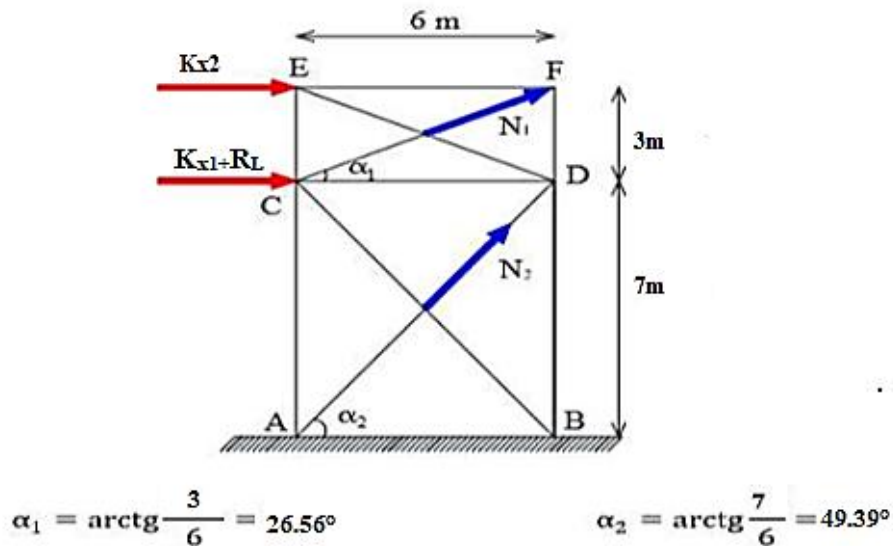


Figure IX-4 : Schéma statique du palet de stabilité.

Remarque :

D'après cette étude nous avons conclu que l'effort sismique engendré par un éventuel séisme est plus important que celui engendré par le vent.

Pour cela en va le prendre en compte comme effort horizontal pour le dimensionnement des éléments structuraux.

IX.6.3 Dimensionnement de la diagonale de la palée de stabilité

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{446.3 \times 1.1}{23.5} = 20.89 \text{ cm}^2$$

$$A = 25.1 \text{ cm}^2 \quad t_w = 5.5 \text{ mm}$$

$$A_{net} = (25.1 - 0.7 \times 1.3) = 24.19 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.7 \times 24.19 \times 3600}{1.25} = 487.67 \text{ kN}.$$

$$N_{sd} = 446.3 \text{ kN} < N_{u,Rd} = 487.67 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

IX.7 Conclusion

Les contreventements assurent la stabilité des structures en les protégeant contre les efforts horizontaux (vent, séisme...). Ils empêchent les déformations et garantissent la rigidité et la sécurité de l'ouvrage. Leur conception est essentielle pour la durabilité des charpentes métalliques.

Chapitre X : Calcul des assemblages.

X.1 Introduction

Les assemblages jouent un rôle essentiel dans les hangars métalliques en assurant la liaison entre les différents éléments de la charpente. Ils garantissent la stabilité, la sécurité et la solidité de la structure. On distingue principalement deux types d'assemblages : les assemblages boulonnés et les assemblages soudés, choisis selon les besoins du projet et les conditions de montage.

X.2 Assemblage poteau-traverse

La liaison poteau traverse est assurée par un assemblage boulonné reliant la platine soudée à la traverse à la semelle du poteau. 12 boulons M24 de classe HR (10.9) répartis de telle sorte à reprendre les efforts, des raidisseurs formés par des plaques de 14mm d'épaisseur seront mis en place pour renforcer la résistance de l'âme du poteau dans les zones tendues, comprimées et cisillées.

- Boulon HR10.9 de 24mm.
- Platine $(820 \times 300 \times 20)mm^2$

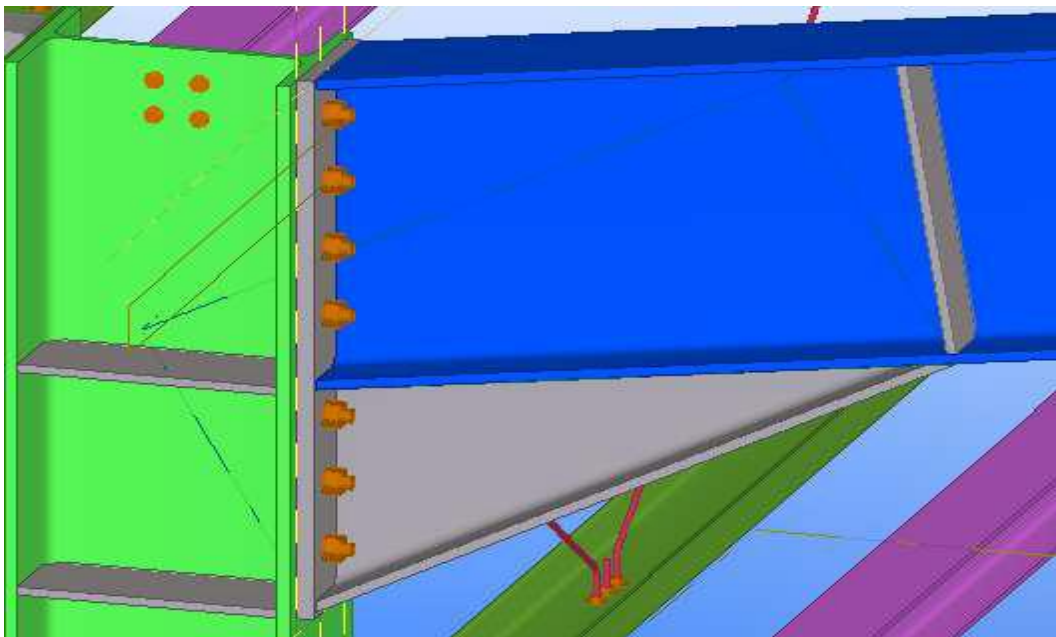


Figure X-1 : Représentation de l'assemblage poteau-travers.

X.3 Avantages des boulons HR

- Déformation très réduite par rapport aux autres types d'assemblages boulonnés (grande raideur).
- Capacité à supporter des charges alternées.
- Meilleur comportement en fatigue.
- Le boulon HR peut travailler en pression diamétrale s'il perd sa précontrainte.

X.4 Efforts de calcul

La vérification de l'assemblage à la résistance se fera sous l'effet des sollicitations suivantes

- $M_{y, sd} = 618.67 kN.m$
- $V_{z, sd} = 180.12 kN$.

X.5 Les composants de l'assemblage

La traverse est en HEB400.

Le poteau est en HEB450.

Boulon HR10.9 de 24mm.

Platine $(820 \times 300 \times 20) mm^2$.

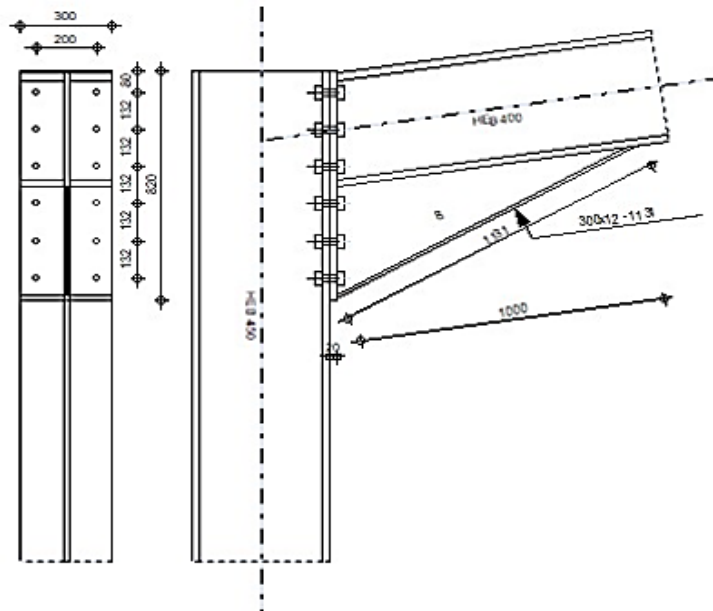


Figure X-2 : détails d'assemblage.

X.6 Vérification a la résistance

X.6.1 Calcul du moment résistant

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1} ; \text{ d'ou : } N_1 = \frac{M_{Rd} \times d_1}{\sum d_i^2}$$

a) L'effort de calcul de précontrainte autorisée dans les boulons :

$$f_{pc} = 0.7 f_u \times A_s$$

Boulons de diamètre 16 mm : $A_s = 353 mm^2$; $f_u = 1000 N/mm^2$

$$f_{pc} = (0.7 \times 1000 \times 353) \times 10^{-3} = 247.1 kN$$

b) Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n f_{pc} \times \sum d_i^2}{d_1}$$

n : est le nombre de boulons dans une rangée horizontale ($n=2$).

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.

$d_1 = 709mm$; $d_2 = 577mm$; $d_3 = 445mm$; $d_4 = 313mm$; $d_5 = 190mm$; $d_6 = 58mm$.

$$\sum d_i^2 = (58^2 + 190^2 + 313^2 + 445^2 + 577^2 + 709^2) = 1171068mm^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n f_{pc} \times \sum d_i^2}{d_1} \times 10^{-3} = \frac{2 \times 247.1 \times 1171068}{709} \times 10^{-3} = 816.27kN.m$$

On a : $M_{y,sd} = 618kN.m < M_{Rd} = 816.27kN.m$ Condition vérifiée.

X.6.2 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{180.12}{12} = 15.01kN. \text{ par boulons.}$$

$$V_{sd}/n < V_{Rd} = \frac{K_s \times m \times U \times f_p}{\gamma_{M2}} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 247.1}{1.25} = 59.30kN.$$

$$V_{sd}/n = 15.01 < V_{Rd} = 59.3kN$$

$K_s = 1.0$: Trou normal (**Eurocode 3 P6.5.8.1**).

$m = 1.0$: un plan de frottement.

$\mu = 0.3$: Coefficient de frottement (**Eurocode 3 P6.5.8.3**).

F_p : Précontrainte de calcul (**Eurocode 3 P6.5.8.2**).

X.6.3 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

$$f_v \leq f_{t,Rd}$$

a) Résistance à la traction :

$$F_{t,Rd} = \frac{Z_w \times b_{eff} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1.35 \times 13.2 \times 27.5}{1.1} = 445.5kN.$$

$F_{t,Rd}$: Résistance de l'âme du poteau à la traction.

t_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau.

b_{eff} : entre axe des boulons ($p=132\text{mm}$).

b) Efforts de cisaillement vaut :

$$f_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{618.67}{0.90 - 0.052} = 729.56 \text{ kN}$$

$$f_v = 729.56 \geq f_{t,Rd} = 445.5$$

Condition non vérifiée.

Il n'est nécessaire d'ajouter un raidisseur.

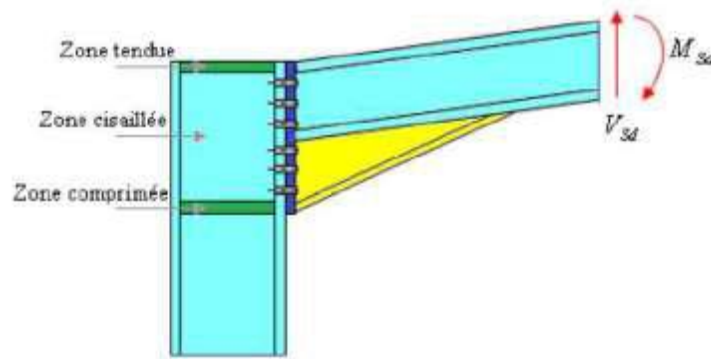


Figure X-3 : Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue.

X.6.4 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

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

a) Calcul de $f_{c,Rd}$:

$$f_{c,Rd} = \frac{K_c \times \rho \times b_{eff} \times t_w \times f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{1 + 1.3 \left(\frac{b_{eff}}{h} \right)^2}}$$

λ_p : Elancement réduit de la partie efficace de l'âme.

$t_p = 20\text{mm}$: Épaisseur de la platine d'extrémité.

$T_{fb} = 24\text{ mm}$: Épaisseur de la semelle de la poutre.

$t_{fc} = 26\text{mm}$: Épaisseur de la semelle du poteau.

$r_c = 27\text{mm}$: Rayon de raccordement âme-semelle du poteau.

$a_p = 5\text{mm}$ Épaisseur estimée pour la gorge de soudure.

$h = 450$ Hauteur de la section du profilé.

$t_w = 14 \text{ mm}$: Épaisseur de l'âme du poteau.

$$b_{eff} = t_{fb} + 2\alpha_p\sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

- Lorsque $\sigma_{c,sd} \leq 0.7f_y \rightarrow K_c = 1$
- Lorsque $\sigma_{c,sd} \geq 0.7f_y \rightarrow K_c = 1.7 - \sigma_{c,sd}/f_y$

$$\text{Donc } \sigma_{c,sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \times Z_{max}}{I_y} = \frac{180.12}{197.8} + \frac{618.67 \times 10^2 \times 27}{57680} = 29.87 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{c,sd} = 29.87 \text{ kN/cm}^2 > 0.7f_y = 0.7 \times 275 = 19.25$$

$$K_c = 1.7 - \frac{\sigma_{c,sd}}{f_y} = 1.7 - \frac{29.87}{275} = 0.61$$

$$b_{eff} = 24 + 2 \times (5 \times \sqrt{2}) + 5(26 + 27) + 2 \times 20 = 321.14 \text{ mm}$$

$$\text{Si : } \bar{\lambda}_p \leq 0.72 \rightarrow \rho = 1$$

$$\text{Si : } \bar{\lambda}_p > 0.72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0.2)/\bar{\lambda}_p^2$$

$$\bar{\lambda}_p = 0.93^2 \sqrt{\frac{b_{ef} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_w}}$$

d_{wc} : est la hauteur utile du poteau IPE 550

$$d_{wc} = (h - 2(t_{fc} + r_c)) = (400 - 2(26 + 27)) = 294 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0.93^2 \sqrt{\frac{32.1 \times 33.1 \times 27.5}{2.1 \times 10^4 \times 1.4}} = 0.92 > 0.72$$

$$\rho = (\bar{\lambda}_p - 0.2)/\bar{\lambda}_p^2 = (0.92 - 0.2)/0.92^2 = 0.85$$

$$f_{c,Rd} = \frac{0.61 \times 0.85 \times 32.1 \times 27.5}{1.1 \sqrt{1 + 1.3 \left(\frac{32.1}{40}\right)^2}} = 306.98 \text{ kN}$$

b) Calcul de N_{sd} :

$N_{sd} = \sum N_i$: la somme des efforts dans les boulons tendus

$$N_1 = \frac{M_{Rd} \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{618.67 \times 709 \times 10^{-3}}{1171068 \times 10^{-6}} = 374.56 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{M_{Rd} \times d_2}{\sum d_i^2} = \frac{618.67 \times 577 \times 10^{-3}}{1171068 \times 10^{-6}} = 304.82 \text{ kN}$$

$$N_3 = \frac{M_{Rd} \times d_3}{\sum d_i^2} = \frac{618.67 \times 445 \times 10^{-3}}{1171068 \times 10^{-6}} = 235.09kN$$

$$N_4 = \frac{M_{Rd} \times d_3}{\sum d_i^2} = \frac{618.67 \times 313 \times 10^{-3}}{1171068 \times 10^{-6}} = 165.35kN$$

$$N_5 = \frac{M_{Rd} \times d_5}{\sum d_i^2} = \frac{618.67 \times 190 \times 10^{-3}}{1171068 \times 10^{-6}} = 100.37kN$$

$$N_6 = \frac{M_{Rd} \times d_6}{\sum d_i^2} = \frac{618.67 \times 58 \times 10^{-3}}{1171068 \times 10^{-6}} = 30.64kN$$

$$N_{sd} = \sum N_i = 374.56 + 304.82 + 235.09 + 165.35 + 100.37 + 30.64 = 452.03kN$$

$$N_{sd} = 452.03kN \geq f_{c,Rd} = 306.98kN.$$

D'où il n'est nécessaire d'utilisé un raidisseur

X.6.5 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisaillement

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{M_{y,sd}}{h - t_w} = \frac{618.97}{0.4 - 0.24} = 386.6kN$$

$$F_{v,Rd} = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{T_w}{\gamma_{M0}} = 0.58 \times 27.5 \times 45 \times \frac{1.4}{1.1} = 911.54 KN$$

$$F_{v,sd} = 386.6kN \leq F_{v,Rd} = 911.54kN$$

Condition vérifiée.

X.7 Calcul de l'assemblage du faitage

L'assemblage poutre-poutre est une liaison entre deux poutres permettant de transmettre les charges et d'assurer la stabilité de la structure. Il peut se faire par soudage, boulonnage ou à l'aide d'éléments de liaison comme des platines ou cornières. Ce type d'assemblage est essentiel dans les structures métalliques pour garantir la continuité et la solidité de l'ouvrage.

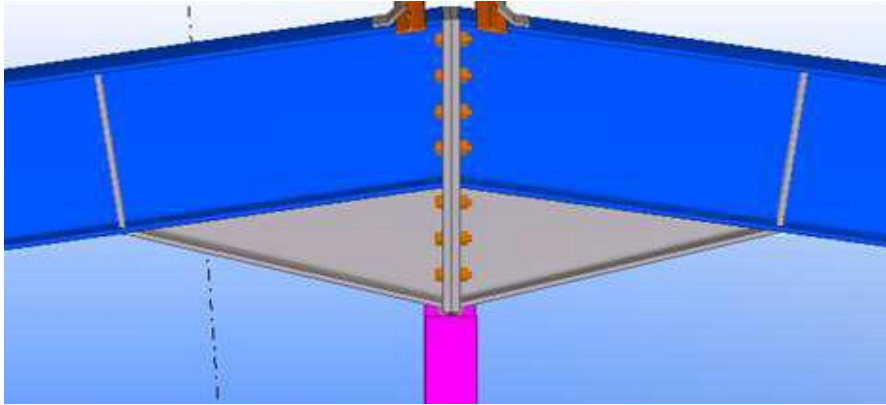


Figure X-4 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

X.7.1 La disposition constructive des boulons

On opte pour un assemblage constitué de 12boulons HR10.9 de diamètre de 24mm, La platine a une épaisseur de 20mm.

Le coefficient de frottement $\mu = 0.3$ (Surface nettoyée par broissage métallique ou à la flamme Avec enlèvement de toutes les plaques de rouilles non adhérentes).

X.7.2 Efforts de calcul

$$M_{y, sd} = 293.85kN$$

$$V_{z, sd} = 49.11kN$$

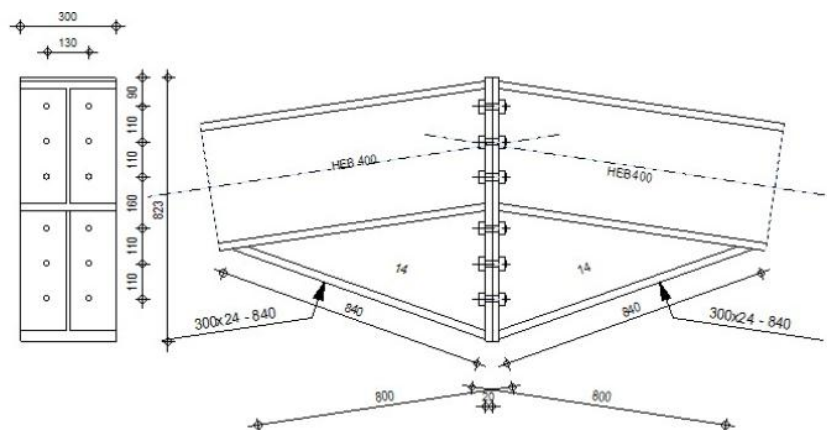


Figure X-5 : Détails sur l'assemblage de faitage.

X.7.3 Vérification à la résistance

a) Le moment résistant de l'effectif de l'assemblage :

$$d_1 = 709 ; d_2 = 577 ; d_3 = 445 ; d_4 = 313 ; d_5 = 190 ; d_6 = 58$$

$$\sum d_i^2 = (58^2 + 190^2 + 313^2 + 445^2 + 577^2 + 709^2) = 1171068 \text{mm}^2$$

b) L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons :

Boulons de diamètre 24mm

$$A_s = 353 \text{mm}^2 ; f_{ub} = 1000 \text{N/mm}^2$$

$$f_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 353 = 247.1 \text{kN}$$

$$M_{Rd} = \frac{n f_{pc} \times \sum d_i^2}{d_1} \times 10^{-3} = \frac{2 \times 247.1 \times 1171068}{709} \times 10^{-3} = 816.27 \text{kN.m.}$$

$$\text{On a : } M_{y\ sd} = 293.83 \text{kN.m} < M_{Rd} = 816.27 \text{kN.m}$$

X.7.4 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$f_{v,\ sd} < f_{v,\ Rd}$$

$$f_{v,\ sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{4911}{12} = 4.09 \text{kN}$$

$$f_{v,\ Rd} = \frac{K_s \times m \times U \times f_p}{\gamma_{M2}} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 247.1}{1.25} = 59.30 \text{kN.}$$

$$f_{v,\ sd} = 4.09 \text{kN} < f_{v,\ Rd} = 59.3 \text{kN}$$

Condition vérifiée.

X.8 Calcul de l'assemblage poteau-poutre

L'assemblage poteau-poutre est la liaison entre une poutre horizontale et un poteau vertical dans une structure métallique. Il permet de transmettre les charges de la poutre vers le poteau et d'assurer la stabilité de l'ensemble.

X.8.1 Efforts de calcul

- $M_{y, sd} = 23.8 kN.m$
- $V_{z, sd} = 26.42 kN$.

X.8.2 Les composants de l'assemblage

- Poutre : IPE 330.
- Poteau : IPE 360.
- Jarret IPE 330.
- Platine 680X160X20

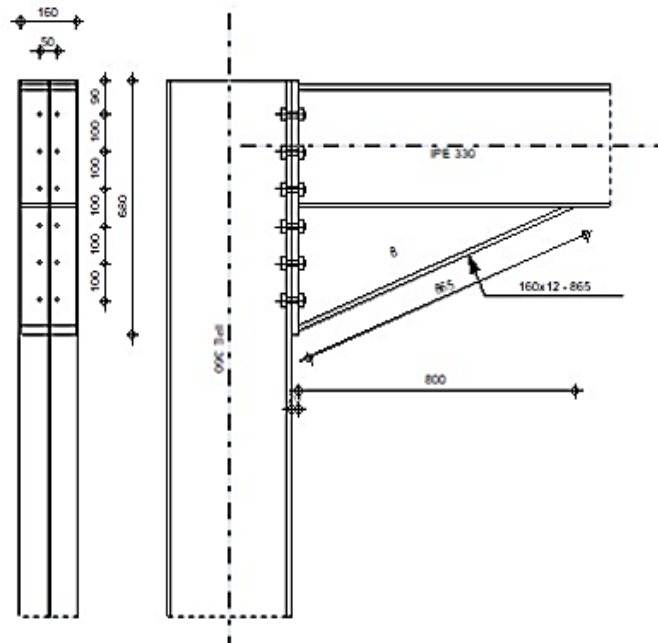


Figure X-6 : Assemblages poutre principal poteau.

a) L'effort calcul de précontrainte autorisé dans les boulons :

$$A_s = 157 \text{ mm}^2$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 157 = 109.9 \text{ kN}$$

X.8.3 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

$$\frac{V_{sd}}{n} < V_{Rd}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} < V_{Rd} = \frac{k_s \times m \times u \times f_p}{\gamma_{M0}}$$

$k_s = 1$ trou normal.

$m = 1$ plan de frottement.

$u = 0.3$: coefficient de frottement.

f_p : précontrainte de calcul.

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{26.42}{10} < V_{Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 109.9}{1.1}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = 2.64 \text{ kN} < V_{Rd} = 26.37 \text{ kN}.$$

X.8.4 Le moment résistant effectifs de l'assemblage

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n \times f_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

n : Nombre de boulon dans une rangée horizontale.

$$\sum d_i^2 = (80^2 + 250^2 + 330^2 + 455^2 + 580^2) = 721225$$

$$M_{Rd} = \frac{2 \times 109.9 \times 721225}{580} = 273.31 \text{ kN} \cdot \text{mm}^2$$

$$M_{y,sd} = 23.8 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_{Rd} = 273.31 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

X.8.5 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

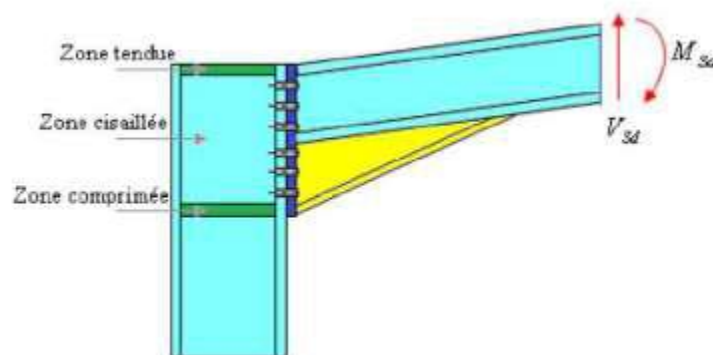


Figure X-7 : Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue.

$$f_v \leq f_{t,Rd}$$

$$f_{t,Rd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0.8 \times 5 \times \frac{27.5}{1.1} = 100kN.$$

$$f_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{23.8}{0.36 - 0.012} = 68.39kN.$$

$$f_v = 68.39kN \leq f_{t,Rd} = 100kN$$

Condition vérifiée.

X.8.6 Vérification à la résistance de l'âme de poteau dans la zone comprimé

$$f_{c,Rd} = \frac{k_{cp} \times b_{ef} \times t_w \times f_y}{\gamma_{M1} \times \sqrt{1} + 1.3 \left(\frac{b_{ef}}{n} \right)^2} \quad ; \quad b_{ef} = t_{fb} + 2ap\sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c)2t_p$$

Avec :

- λ_p : Elancement réduit de la partie efficace de l'âme.
- $t_p = 20mm$: Épaisseur de la platine d'extrémité.
- $t_{fb} = 12 mm$: Épaisseur de la semelle de la poutre.
- $t_{fc} = 12mm$: Épaisseur de la semelle du poteau.
- $r_c = 24mm$: Rayon de raccordement âme-semelle du poteau.
- $a_p = 10mm$ Épaisseur estimée pour la gorge de soudure.
- $h = 500$: Hauteur de la section du profilé.
- $t_w = 10.2 mm$: Épaisseur de l'âme du poteau.

$$b_{ef} = 11.5 + 2 \times 18 \times \sqrt{2} + 5(12.7 + 18) + 2 \times 20 = 255.91mm.$$

$$\sigma_{c,Rd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \times Z_{max}}{I_y} = \frac{26.42}{62.6} + \frac{23.8 \times 18 \times 10^2}{11770} = 4.06kN/cm^2$$

$$\sigma_{c,Rd} = 4.06kN/cm^2 < 0.7f_y = 0.7 \times 275 = 19.25kN/cm^2$$

$$\lambda_p = 0.932 \times \sqrt{\frac{24.02 \times d_w \times f_y}{E \times t_w}}$$

d_w : la hauteur utile du poteau.

$$d_w = (h - 2(t_f - r_c)) = (360 - 2(12.7 + 18)) = 329.3mm.$$

$$\lambda_p = 0.932 \times \sqrt{\frac{24.02 \times 32.9 \times 27.5}{2.1 \times 10^4 \times 0.8^2}} = 1.18$$

$$\lambda_p = 1.18 > 0.72$$

$$= (\lambda_p - 0.2)/\lambda_p^2 = (1.18 - 0.2)/1.18^2 = 0.7$$

$$f_{c,Rd} = \frac{1 \times 0.7 \times 25.5 \times 0.8 \times 27.5}{1.1 \times \sqrt{1} + 1.3 \left(\frac{25.5}{36}\right)^2} = 224.11kN.$$

$N_{sd} = \sum N_i$: La somme des efforts dans les boulons tendus.

$$N_1 = \frac{23.8 \times 580 \times 10^{-3}}{721225 \times 10^{-6}} = 19.13kN.$$

$$N_2 = \frac{23.8 \times 455 \times 10^{-3}}{721225 \times 10^{-6}} = 15.01kN.$$

$$N_3 = \frac{23.8 \times 330 \times 10^{-3}}{721225 \times 10^{-6}} = 10.88kN.$$

$$N_4 = \frac{23.8 \times 250 \times 10^{-3}}{721225 \times 10^{-6}} = 8.24kN.$$

$$N_5 = \frac{23.8 \times 80 \times 10^{-3}}{721225 \times 10^{-6}} = 2.63kN.$$

$$N_{sd} = 55.89kN < f_{c,Rd} = 224.11kN$$

Condition vérifiée.

X.8.7 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée

$$F_v \leq F_{v,Rd}$$

$$V_{Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times h \times t_w}{\gamma_{M0}} = \frac{0.58 \times 27.5 \times 36 \times 0.8}{1.1} = 417.6kN.$$

- L'effort de cisaillement :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{23.8}{0.36 - 0.127} = 102.14kN.$$

$$F_v = 102.14kN \leq F_{v,Rd} = 417.6kN$$

Condition vérifiée.

X.9 Note de calcul poteau traverse



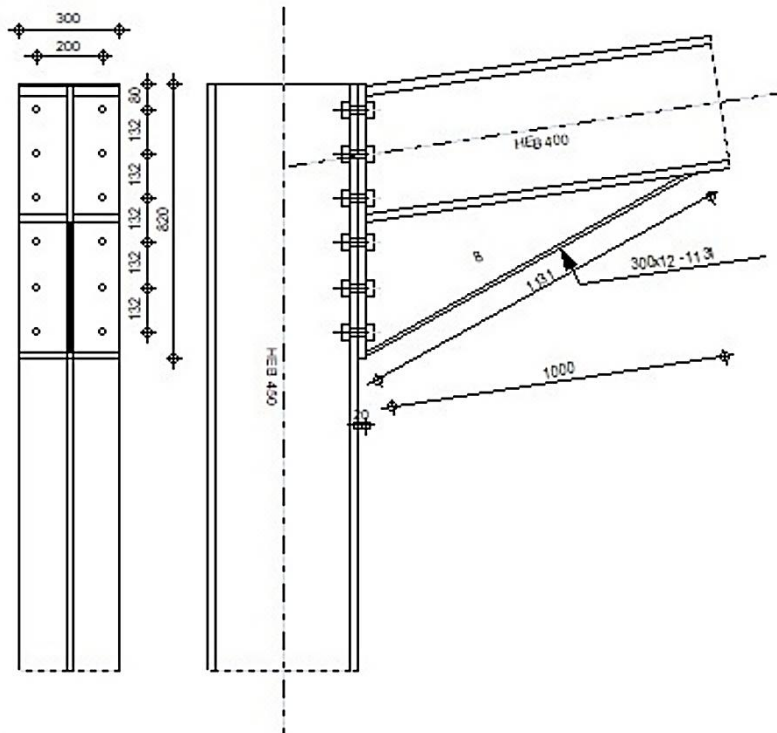
Robot Structural Analysis Professional 2025

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,56



Général

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage: Angle de portique

Noeud de la structure: 108

Barres de la structure: 91, 95

Géométrie

Poteau

Profilé: HEB 450

Barre N°: 91

$\alpha = -90,00$ [Deg] Angle d'inclinaison

Profilé:	HEB 450
$h_c =$	450 [mm] Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300 [mm] Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	14 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	26 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27 [mm] Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	217,98 [cm ²] Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	79887,60 [cm ⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	S 235
$f_{yc} =$	235,00 [MPa] Résistance

Poutre

Profilé:	HEB 400
Barre N°:	95
$\alpha =$	8,53 [Deg] Angle d'inclinaison
$h_b =$	400 [mm] Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	300 [mm] Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	14 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	24 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	27 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	27 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	197,78 [cm ²] Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	57680,50 [cm ⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 235
$f_{yb} =$	235,00 [MPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

$d =$	24 [mm] Diamètre du boulon
Classe =	10.9 Classe du boulon
$F_{tRd} =$	254,16 [kN] Résistance du boulon à la traction

$d =$	24 [mm]	Diamètre du boulon
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	6	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	80 [mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e_i $=$	200 [mm]	
Entraxe $p_i =$	132;132;132;132;132 [mm]	

Platine

$h_p =$	820 [mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	300 [mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20 [mm]	Épaisseur de la platine
Matériau:	S 235	
$f_{yp} =$	235,00 [MPa]	Résistance

Jarret inférieur

$w_d =$	300 [mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	12 [mm]	Épaisseur de l'aile
$h_d =$	400 [mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8 [mm]	Épaisseur de l'âme
$l_d =$	1000 [mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	29,01 [Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	S 235	
$f_{ybu} =$	235,00 [MPa]	Résistance

Soudures d'angle

$a_w =$	10 [mm]	Soudure âme
$a_f =$	17 [mm]	Soudure semelle
$a_{fd} =$	5 [mm]	Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Ca 270: ACC:SEI/3=1*1.00+2*0.30+3*0.30+26/1*0.30+28*1.00+84*1.00+85...
 S: (1+28+84+85+86)*1.00+(2+3)*0.30

$M_{b1,Ed} =$	273,19	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	89,01	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-125,77	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{b2,Ed} =$	273,29	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche
$V_{b2,Ed} =$	61,00	[kN]	Effort tranchant dans la poutre gauche
$N_{b2,Ed} =$	-129,77	[kN]	Effort axial dans la poutre gauche
$M_{c1,Ed} =$	41,85	[kN*m]	Moment fléchissant dans le poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	-8,49	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-129,94	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur

Résultats

Résistances de la poutre

COMPRESSION

$A_b =$ 197,78 [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{cb,Rd} =$ 4647,78 [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$ 101,98 [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} =$ 1383,61 [kN] 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)

$W_{plb} =$ 3231,91 [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 759,50 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$$W_{pl} = 5382,55 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 1264,90 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

AILE ET AME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 1264,90 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 785 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 1610,35 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$\beta = 8,53 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$\gamma = 29,01 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle d'inclinaison du renfort}$$

$$b_{eff,c,wb} = 337 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$A_{vb} = 69,98 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\sigma_{com,Ed} = 76,93 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 2675,90 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Flambement:

$$d_{wb} = 298 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\lambda_p = 0,73 \quad \text{Elancement de plaque} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\rho = 0,99 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 2656,16 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 1057,50 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 1057,50 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistances du poteau

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 273,19 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 273,29 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = -8,49 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = 0,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 662 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 4,09 \quad [\text{kN}] \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 79,66 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 79,66 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 * (f_{y,wc} * A_{vc} + f_{y,wp} * A_{vp} + f_{ys} * A_{vd}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0})$$

$$V_{wp,Rd} = 972,70 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
----------------------------------	---------------	---------	--------

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 14 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 367 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 79,66 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 14,97 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1206,79 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 344 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,79 \text{ Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,94 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$F_{c,wb,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1139,84 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 1139,84 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 14 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 377 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 79,66 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 1,00 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 14,97 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \text{ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1241,49 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 344 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,80 \text{ Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,94 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$F_{c,wb,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1161,62 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 1161,62 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	71	-	50	-	132	384	254	254	254	292	146	146	146
2	71	-	50	-	132	449	348	348	348	264	132	132	132
3	71	-	50	-	132	449	348	348	348	264	132	132	132
4	71	-	50	-	132	449	348	348	348	264	132	132	132
5	71	-	50	-	132	449	348	348	348	264	132	132	132
6	71	-	50	-	132	384	254	254	254	292	146	146	146

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	82	-	50	-	132	515	511	511	511	389	382	382	382
2	82	-	50	-	132	515	390	390	390	264	132	132	132
3	82	-	50	-	132	515	390	390	390	264	132	132	132
4	82	-	50	-	132	515	390	390	390	264	132	132	132
5	82	-	50	-	132	515	390	390	390	264	132	132	132
6	82	-	50	-	132	515	390	390	390	389	261	261	261

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 effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

m – Distance du boulon de l'âme

$l_{eff,1,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1

$l_{eff,2,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la compression

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} / 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 2115,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,06 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

Résistance de l'assemblage à la flexion

$$F_{t,Rd} = 254,16 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 390,86 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$F_{t,fc,Rd}$ – 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
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	374,73	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 375,58$	375,58	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 835,82$	835,82	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 374,73$	374,73	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 1621,64$	1621,64	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 781,73$	781,73	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 972700,51$	972700,51	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1139,84$	1139,84	Ame du poteau - compression

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{c,fb,Rd} = 1610,35$	1610,35	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 1057,50$	1057,50	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	193,66	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 437,11$	437,11	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 1145,25$	1145,25	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 331,66$	331,66	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 1238,05$	1238,05	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 781,73$	781,73	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 972700,51 - 374,73$	972325,78	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1139,84 - 374,73$	765,11	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1610,35 - 374,73$	1235,62	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1057,50 - 374,73$	682,77	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 600,61 - 374,73$	225,88	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 914,62 - 374,73$	539,89	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 568,39 - 374,73$	193,66	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1630,77 - 374,73$	1256,04	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	109,21	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 437,11$	437,11	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 1145,25$	1145,25	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 331,66$	331,66	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 1238,05$	1238,05	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 781,73$	781,73	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 972700,51 - 568,39$	972132,12	Panneau d'âme - compression

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1139,84 - 568,39$	571,45	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1610,35 - 568,39$	1041,96	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1057,50 - 568,39$	489,11	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 587,38 - 193,66$	393,72	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 868,56 - 193,66$	674,90	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 896,33 - 568,39$	327,94	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1348,90 - 568,39$	780,51	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 302,87 - 193,66$	109,21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 837,54 - 193,66$	643,88	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 741,15 - 568,39$	172,76	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 2049,54 - 568,39$	1481,15	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	151,43	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 437,11$	437,11	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 1145,25$	1145,25	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 331,66$	331,66	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 1238,05$	1238,05	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 781,73$	781,73	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 972700,51 - 677,60$	972022,91	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1139,84 - 677,60$	462,24	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1610,35 - 677,60$	932,75	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1057,50 - 677,60$	379,90	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 587,38 - 109,21$	478,18	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 868,56 - 109,21$	759,35	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 881,07 - 302,87$	578,20	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1302,84 - 302,87$	999,97	Ame du poteau - traction - groupe

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1192,05 - 677,60$	514,45	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1783,18 - 677,60$	1105,58	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 302,87 - 109,21$	193,66	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 837,54 - 109,21$	728,33	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 454,30 - 302,87$	151,43	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1256,31 - 302,87$	953,44	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 892,59 - 677,60$	214,99	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 2468,31 - 677,60$	1790,71	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 107,82 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	195,05	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 437,11$	437,11	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 1145,25$	1145,25	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 331,66$	331,66	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 1238,05$	1238,05	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 781,73$	781,73	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ti,Rd} = 972700,51 - 785,42$	971915,09	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1139,84 - 785,42$	354,42	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1610,35 - 785,42$	824,93	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1057,50 - 785,42$	272,08	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 587,38 - 107,82$	479,56	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 868,56 - 107,82$	760,74	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 881,07 - 217,03$	664,04	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 1302,84 - 217,03$	1085,81	Ame du poteau - traction - groupe

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1174,76 - 410,69$	764,07	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1737,12 - 410,69$	1326,43	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1487,77 - 785,42$	702,35	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 2217,46 - 785,42$	1432,04	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 302,87 - 107,82$	195,05	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 837,54 - 107,82$	729,72	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 454,30 - 217,03$	237,27	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 1256,31 - 217,03$	1039,28	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 605,74 - 410,69$	195,05	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1675,08 - 410,69$	1264,39	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1044,02 - 785,42$	258,60	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 2887,08 - 785,42$	2101,66	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$$F_{t5,Rd} = 64,90 \quad [\text{KN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	207,17	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 375,58$	375,58	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 835,82$	835,82	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 331,66$	331,66	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 1238,05$	1238,05	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 781,73$	781,73	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^5 F_{ii,Rd} = 972700,51 - 850,33$	971850,18	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 1139,84 - 850,33$	289,51	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 1610,35 - 850,33$	760,02	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 1057,50 - 850,33$	207,17	Ame de la poutre - compression

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 600,61 - 64,90$	535,70	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 914,62 - 64,90$	849,72	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 896,33 - 172,73$	723,60	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 1348,90 - 172,73$	1176,17	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 1192,05 - 281,93$	910,12	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 1783,18 - 281,93$	1501,25	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 1487,77 - 475,60$	1012,18	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 2217,46 - 475,60$	1741,86	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 1792,66 - 850,33$	942,33	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 2697,80 - 850,33$	1847,47	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 451,00 - 64,90$	386,10	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 1247,18 - 64,90$	1182,28	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 602,44 - 172,73$	429,71	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 1665,95 - 172,73$	1493,22	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 753,87 - 281,93$	471,94	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 2084,72 - 281,93$	1802,79	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 905,31 - 475,60$	429,71	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 2503,49 - 475,60$	2027,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 1343,59 - 850,33$	493,26	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 3715,49 - 850,33$	2865,17	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t6,Rd} = F_{t2,Rd} h_6/h_2$$

$$F_{t6,Rd} = 21,98 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	F_{tj,Rd}	F_{t,fc,Rd}	F_{t,wc,Rd}	F_{t,ep,Rd}	F_{t,wb,Rd}	F_{t,Rd}	B_{p,Rd}
1	728	374,73	375,58	835,82	374,73	1621,64	508,32	781,73
2	596	193,66	437,11	1145,25	331,66	1238,05	508,32	781,73

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
3	464	109,21	437,11	1145,25	331,66	1238,05	508,32	781,73
4	332	107,82	437,11	1145,25	331,66	1238,05	508,32	781,73
5	200	64,90	437,11	1145,25	331,66	1238,05	508,32	781,73
6	68	21,98	375,58	835,82	331,66	1238,05	508,32	781,73

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 488,83 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,56 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,56)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,94 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 132,38 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 254,16 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 345,60 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 345,60 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	508,32	-20,96	374,73	209,42	188,46	194,64
2	508,32	-20,96	193,66	108,23	87,27	232,28
3	508,32	-20,96	109,21	61,03	40,07	249,84
4	508,32	-20,96	107,82	60,26	39,30	250,13
5	508,32	-20,96	64,90	36,27	15,31	259,05
6	508,32	-20,96	21,98	12,29	-8,67	264,75

$F_{tj,Rd,N}$ – 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

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 1450,70 \quad \text{[kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,06 < 1,00$	vérifié	(0,06)
---------------------------------	---------------	----------------	--------

Résistance des soudures

$$A_w = 309,05 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 171,53 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 137,52 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 188048,61 \quad \text{[cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -44,84 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad \text{[4.5.3.2(6)]}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -44,84 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\tau_{||} = 6,47 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad \text{[4.5.3.2(7)]}$$

$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	$89,68 < 360,00$	vérifié	(0,25)
--	------------------	----------------	--------

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{ }^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	$90,38 < 360,00$	vérifié	(0,25)
--	------------------	----------------	--------

$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	$44,84 < 259,20$	vérifié	(0,17)
---	------------------	----------------	--------

Rigidité de l'assemblage

$$t_{wash} = 5 \quad \text{[mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{head} = 17 \quad \text{[mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{nut} = 24 \quad \text{[mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$L_b = 76 \quad \text{[mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$k_{10} = 7 \quad \text{[mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad \text{[6.3.2.(1)]}$$

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	23,51	1293,26
1	728	4	6	5	1	9,43	686,49
2	596	3	6	2	1	4,98	296,56
3	464	3	6	2	1	3,88	179,68
4	332	3	6	2	1	2,77	91,93
5	200	3	6	2	1	1,67	33,31
6	68	4	6	3	1	0,78	5,29

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 550 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 79,66 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 0,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 550 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 5503 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 328 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$t_{wc} = 14 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$d_c = 398 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$k_2 = 8 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 177549,13 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 177549,13 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 299472,30 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 5989,45 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,\text{pin}} \leq S_{j,\text{ini}} < S_{j,\text{rig}} \text{ SEMI-RIGIDE}$$

Composant le plus faible:

PLATINE D'ABOUT EN TRACTION

Remarques



Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre 8 [mm] < 14 [mm]

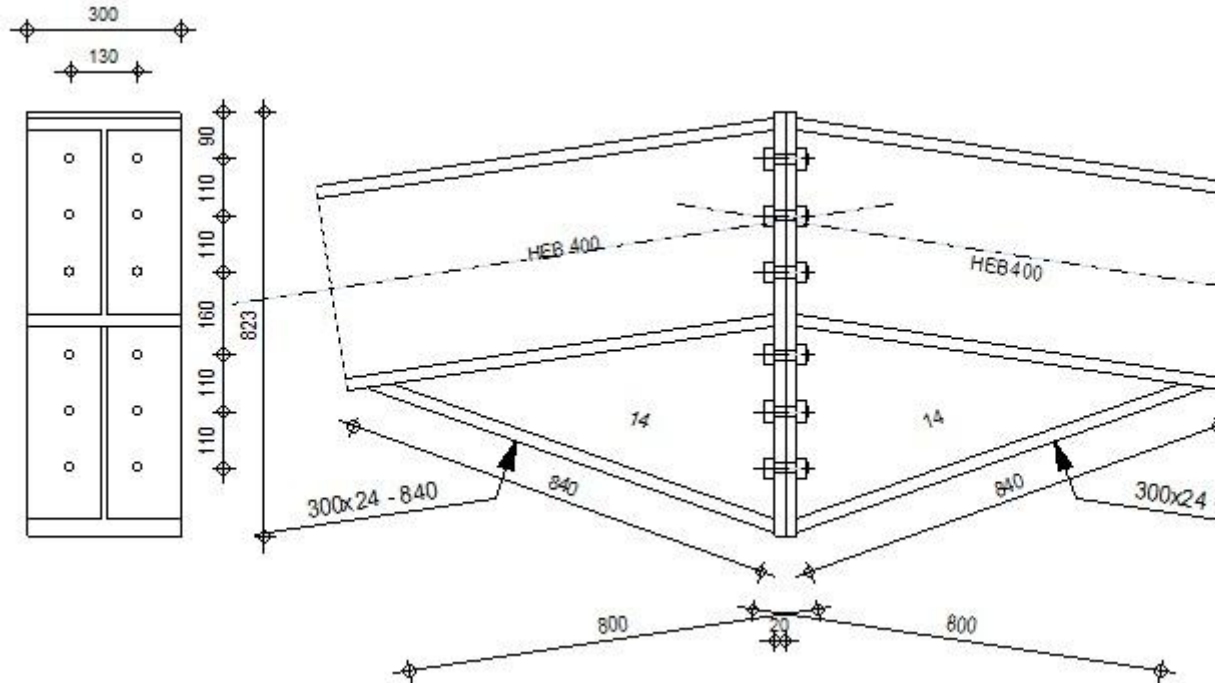
Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 12 [mm] < 24 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,56

X.10 Note de calcul faitage

	Robot Structural Analysis Professional 2025 Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	
		Ratio 0,19



Général

Assemblage N°: 4
 Nom de l'assemblage: Poutre - poutre
 Noeud de la structure: 80
 Barres de la structure: 67, 68

Géométrie

Gauche

Poutre

Profilé: HEB 400
 Barre N°: 67
 $\alpha = -171,47$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{bl} = 400$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$\alpha =$	-171,47	[Deg]	Angle d'inclinaison
$b_{fbl} =$	300	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbl} =$	24	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{bl} =$	197,78	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	57680,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 235		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Droite

Poutre

Profilé: HEB 400

Barre N°: 68

$\alpha =$	-8,53	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	400	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	300	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	24	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	197,78	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	57680,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 235		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{TRd} =$	176,40	[kN]	Résistance du boulon à la traction

$d =$	20 [mm]	Diamètre du boulon
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	6	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	90 [mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e_i $=$	130 [mm]	
Entraxe $p_i =$	110;110;160;110;110 [mm]	

Platine

$h_{pr} =$	823 [mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	300 [mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20 [mm]	Épaisseur de la platine
Matériau:	Steel	
$f_{ypr} =$	235,00 [MPa]	Résistance

Jarret inférieur

$w_{rd} =$	300 [mm]	Largeur de la platine
$t_{frd} =$	24 [mm]	Épaisseur de l'aile
$h_{rd} =$	400 [mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} =$	14 [mm]	Épaisseur de l'âme
$l_{rd} =$	800 [mm]	Longueur de la platine
$\alpha_d =$	19,58 [Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	Steel	
$f_{ybu} =$	235,00 [MPa]	Résistance

Soudures d'angle

$a_w =$	10 [mm]	Soudure âme
$a_f =$	17 [mm]	Soudure semelle
$a_{fd} =$	5 [mm]	Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Ca 400: ACC:SEI/133=1*1.00+2*0.30+3*0.30+26/1*0.30+28*-1.00+84...
 S: 1*1.00+(2+3)*0.30+(28+84+85+86)*-1.00

$M_{b1,Ed} =$	-86,23	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	0,24	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-26,42	[kN]	Effort axial dans la poutre droite

Résultats

Résistances de la poutre

COMPRESSION

$A_b =$	197,78	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{cb,Rd} =$	4647,78	[kN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	125,98	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	1709,24	[kN]	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)

$W_{plb} =$	3231,91	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	759,50	[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

$W_{pl} =$	7042,38	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$				

$M_{cb,Rd} = 1654,96$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 1654,96$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 780$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 2122,82$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 8,53$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 19,58$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 354$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 69,98$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,79$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 0,00$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd1} = 1772,32$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 298$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 0,75$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,98$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd2} = 1732,75$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \cdot \gamma_{M0})$

$F_{c,wb,Rd3} = 2115,00$ [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$

$F_{c,wb,Rd,low} = 1732,75$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{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	47	-	85	-	110	295	301	295	301	257	209	209	209
2	47	-	85	-	110	295	294	294	294	220	110	110	110
3	47	-	85	-	135	295	294	294	294	270	135	135	135
4	47	-	85	-	135	295	294	294	294	270	135	135	135
5	47	-	85	-	110	295	294	294	294	220	110	110	110
6	47	-	85	-	110	295	294	294	294	257	202	202	202

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 effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la compression

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low})$$

$$N_{j,Rd} = 3465,50 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

Résistance de l'assemblage à la flexion

$$F_{t,Rd} = 176,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$F_{t,Rd} = 176,40$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 325,72$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	329,78	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 329,78$	329,78	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 935,60$	935,60	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 651,44$	651,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 2122,82$	2122,82	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	204,01	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 326,84$	326,84	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 932,70$	932,70	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 651,44$	651,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 2122,82 - 329,78$	1793,04	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 533,79 - 329,78$	204,01	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1010,75 - 329,78$	680,97	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
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	256,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 326,84$	326,84	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 932,70$	932,70	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 651,44$	651,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 2122,82 - 533,79$	1589,03	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 490,67 - 204,01$	286,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 777,26 - 204,01$	573,25	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 789,87 - 533,79$	256,08	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1439,04 - 533,79$	905,25	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 163,78 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	326,84	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 326,84$	326,84	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 932,70$	932,70	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 651,44$	651,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 2122,82 - 697,58$	1425,24	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 512,16 - 163,78$	348,38	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 856,58 - 163,78$	692,79	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 757,12 - 367,80$	389,32	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1205,55 - 367,80$	837,75	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1045,95 - 697,58$	348,38	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1867,32 - 697,58$	1169,75	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$F_{t4,Rd} = 105,27$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon

[6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	326,84	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 326,84$	326,84	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 932,70$	932,70	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 651,44$	651,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum^4 F_{ij,Rd} = 2122,82 - 802,85$	1319,97	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum^4 F_{ij,Rd} = 490,67 - 105,27$	385,39	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum^4 F_{ij,Rd} = 777,26 - 105,27$	671,99	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum^3 F_{ij,Rd} = 757,12 - 269,06$	488,06	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum^3 F_{ij,Rd} = 1205,55 - 269,06$	936,49	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 981,33 - 473,07$	508,26	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 1554,53 - 473,07$	1081,46	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum^1 F_{ij,Rd} = 1290,91 - 802,85$	488,06	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum^1 F_{ij,Rd} = 2216,30 - 802,85$	1413,45	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$

$F_{t5,Rd} = 65,05$ [kN] 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
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	326,84	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 326,84$	326,84	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 932,70$	932,70	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 651,44$	651,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum^5 F_{ij,Rd} = 2122,82 - 867,89$	1254,92	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum^5 F_{ij,Rd} = 530,85 - 65,05$	465,81	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum^5 F_{ij,Rd} = 989,81 - 65,05$	924,77	Ame de la poutre - traction - groupe

$F_{t6,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t6,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 786,94 - 170,32$	616,62	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 1418,10 - 170,32$	1247,78	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 1043,02 - 334,10$	708,91	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 1846,39 - 334,10$	1512,28	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 1287,97 - 538,12$	749,86	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 2195,36 - 538,12$	1657,25	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 1576,81 - 867,89$	708,91	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 2857,14 - 867,89$	1989,24	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t6,Rd} = F_{t2,Rd} h_6/h_2$$

$$F_{t6,Rd} = 24,82 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]FRA$$

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	668	329,78	-	-	329,78	935,60	352,80	651,44
2	558	204,01	-	-	326,84	932,70	352,80	651,44
3	448	163,78	-	-	326,84	932,70	352,80	651,44
4	288	105,27	-	-	326,84	932,70	352,80	651,44
5	178	65,05	-	-	326,84	932,70	352,80	651,44
6	68	24,82	-	-	326,84	932,70	352,80	651,44

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 450,97 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,19 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,19)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [Tableau 3.4]$$

$$\beta_{Lf} = 0,93 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 90,65 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [Tableau 3.4]$$

$\alpha_v = 0,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,max} = 176,40$ [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,int} = 288,00$ [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,ext} = 288,00$ [kN] 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	352,80	-4,40	329,78	63,05	58,65	159,77
2	352,80	-4,40	204,01	39,01	34,61	168,60
3	352,80	-4,40	163,78	31,32	26,91	171,42
4	352,80	-4,40	105,27	20,13	15,73	175,53
5	352,80	-4,40	65,05	12,44	8,03	178,35
6	352,80	-4,40	24,82	4,75	0,34	181,17

$F_{tj,Rd,N}$ – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$V_{j,Rd} = 1034,84$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Résistance des soudures

$A_w = 304,66$ [cm²] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]

$A_{wy} = 169,49$ [cm²] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]

$A_{wz} = 135,17$ [cm²] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]

Résistance des soudures

$A_w =$	304,66	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	179669,84	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} =$	-12,70	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-12,10	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{ } =$	0,02	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3^*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	25,40	<	360,00	vérifié (0,07)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{ }^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	24,21	<	360,00	vérifié (0,07)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	12,70	<	259,20	vérifié (0,05)

Rigidité de l'assemblage

$t_{wash} =$	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	14	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	20	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	69	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	6	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	59,18	2949,68
1	668	∞	∞	15	3	21,29	1421,82
2	558	∞	∞	8	2	12,76	711,94
3	448	∞	∞	9	3	11,52	515,93
4	288	∞	∞	9	3	7,40	213,15
5	178	∞	∞	8	2	4,07	72,37
6	68	∞	∞	14	3	2,13	14,47

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 498 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$K_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$K_{eq} = 12 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 K_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 619432,61 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \text{ Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 619432,61 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 299472,30 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 5989,45 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

Composant le plus faible:

PLATINE D'ABOUT EN TRACTION

Remarques

Pince du boulon trop grande. 133 [mm] > 120 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,19
--	--------------	------

X.11 NOTE DE CALCULE POTEAU POUTRE PRINCIPAL



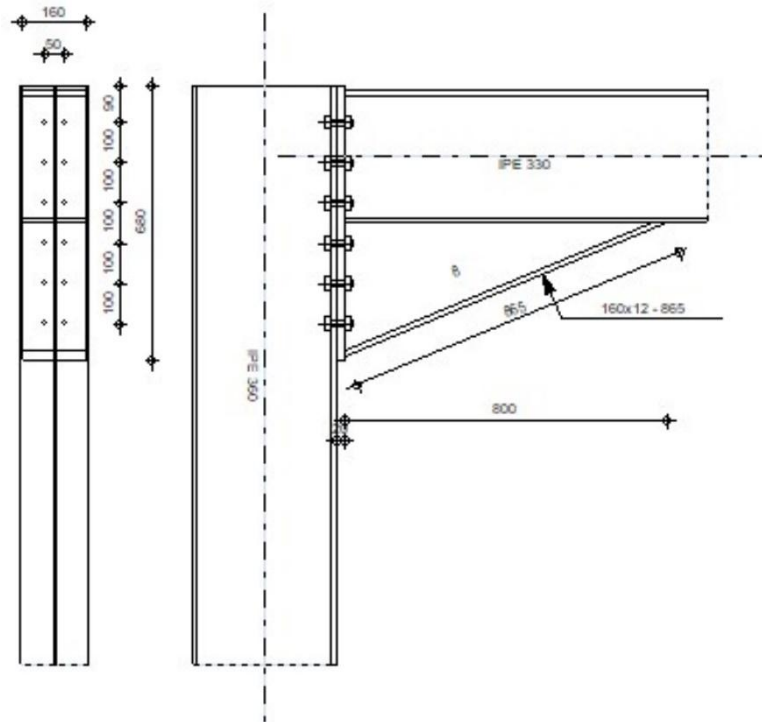
Robot Structural Analysis Professional 2025

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,66



Général

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage: Angle de portique

Noeud de la structure: 6

Barres de la structure: 3, 12

Géométrie

Poteau

Profilé: IPE 360

Barre N°: 3

$\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Profilé: IPE 360
 $h_c = 360$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 170$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 18$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 72,73$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 16265,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: S 235
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

Poutre

Profilé: IPE 330
 Barre N°: 12
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 330$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 160$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 12$ [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
 $A_b = 62,61$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 11766,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S 235
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 113,04$ [kN] Résistance du boulon à la traction

$d =$	16 [mm]	Diamètre du boulon
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	6	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	90 [mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e_i $=$	50 [mm]	
Entraxe $p_i =$	100;100;100;100;100 [mm]	

Platine

$h_p =$	680 [mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	160 [mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20 [mm]	Épaisseur de la platine
Matériau:	S 235	
$f_{yp} =$	235,00 [MPa]	Résistance

Jarret inférieur

$w_d =$	160 [mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	12 [mm]	Épaisseur de l'aile
$h_d =$	330 [mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8 [mm]	Épaisseur de l'âme
$l_d =$	800 [mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	22,4 [Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	S 235	
$f_{ybu} =$	235,00 [MPa]	Résistance

Soudures d'angle

$a_w =$	6 [mm]	Soudure âme
$a_f =$	9 [mm]	Soudure semelle
$a_{fd} =$	5 [mm]	Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 3: COMB1 1*1.35+2*1.50

$M_{b1,Ed} =$	84,10 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	104,61 [kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-38,40 [kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	84,10 [kN*m]	Moment fléchissant dans le poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	38,40 [kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-127,20 [kN]	Effort axial dans le poteau inférieur

Résultats

Résistances de la poutre

COMPRESSION

$A_b =$	62,61 [cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$N_{cb,Rd} =$	1471,25 [kN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	57,21 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$			
$V_{cb,Rd} =$	776,19 [kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,13 < 1,00	vérifié	(0,13)
----------------------------------	-------------	----------------	--------

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	804,40 [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$M_{b,pl,Rd} =$	189,03 [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

$W_{pl} = 1749,62$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 411,16$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 411,16$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 648$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 634,74$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 0,0$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 22,4$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 204$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 30,81$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,87$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 102,98$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd1} = 759,68$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 271$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 0,98$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,81$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd2} = 617,72$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \cdot \gamma_{M0})$$

$F_{c,wb,Rd3} = 564,00$ [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1} , F_{c,wb,Rd2} , F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 564,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistances du poteau

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 84,10 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0,00 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = 38,40 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = 0,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 524 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 141,45 \quad [\text{kN}] \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 35,14 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 35,14 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 * (f_{y,wc} * A_{vc} + f_{y,wp} * A_{vp} + f_{ys} * A_{vd}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0})$$

$$V_{wp,Rd} = 429,06 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,33 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,33)$$

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 8 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 232 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 35,14 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,86 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 94,69 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 373,56 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 299 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1,03 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$d_{wc} = 299$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,78$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$$F_{c,wb,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1}$$

$F_{c,wc,Rd2} = 293,20$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$F_{c,wc,Rd} = 293,20$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 8$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$b_{eff,c,wc} = 230$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vc} = 35,14$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,86$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 94,69$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$F_{c,wc,Rd1} = 371,80$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 299$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1,02$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,79$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$$F_{c,wb,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1}$$

$F_{c,wc,Rd2} = 292,53$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$F_{c,wc,Rd,upp} = 292,53$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	7	-	60	-	100	41	101	41	101	121	101	101	101
2	7	-	60	-	100	41	101	41	101	200	100	100	100
3	7	-	60	-	100	41	101	41	101	200	100	100	100
4	7	-	60	-	100	41	101	41	101	200	100	100	100
5	7	-	60	-	100	41	101	41	101	200	100	100	100
6	7	-	60	-	100	41	101	41	101	121	101	101	101

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	14	-	55	-	100	91	116	91	116	145	102	102	102
2	14	-	55	-	100	91	127	91	127	200	100	100	100
3	14	-	55	-	100	91	127	91	127	200	100	100	100
4	14	-	55	-	100	91	127	91	127	200	100	100	100
5	14	-	55	-	100	91	127	91	127	200	100	100	100
6	14	-	55	-	100	91	127	91	127	145	113	113	113

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 effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la compression

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 585,07 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,07 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

Résistance de l'assemblage à la flexion

$$F_{t,Rd} = 113,04 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 165,47 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$F_{t,fc,Rd}$ – 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 fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	77,51	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 77,51$	77,51	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 160,15$	160,15	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 330,93$	330,93	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 429,06$	429,06	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 293,20$	293,20	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 634,74$	634,74	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 564,00$	564,00	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	77,51	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 77,51$	77,51	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 160,15$	160,15	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 330,93$	330,93	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 429,06 - 77,51$	351,54	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 293,20 - 77,51$	215,69	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 634,74 - 77,51$	557,23	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 564,00 - 77,51$	486,49	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 452,16 - 77,51$	374,65	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 334,62 - 77,51$	257,11	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 452,16 - 77,51$	374,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 356,72 - 77,51$	279,21	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	77,51	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 77,51$	77,51	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 160,15$	160,15	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 330,93$	330,93	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 429,06 - 155,03$	274,03	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 293,20 - 155,03$	138,18	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 634,74 - 155,03$	479,72	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 564,00 - 155,03$	408,97	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 452,16 - 77,51$	374,65	Aile du poteau - traction - groupe

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 333,70 - 77,51$	256,19	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 678,24 - 155,03$	523,21	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 445,62 - 155,03$	290,60	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 452,16 - 77,51$	374,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 352,50 - 77,51$	274,99	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 678,24 - 155,03$	523,21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 532,97 - 155,03$	377,94	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	60,66	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 77,51$	77,51	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 160,15$	160,15	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 330,93$	330,93	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ii,Rd} = 429,06 - 232,54$	196,52	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 293,20 - 232,54$	60,66	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 634,74 - 232,54$	402,20	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 564,00 - 232,54$	331,46	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 452,16 - 77,51$	374,65	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 333,70 - 77,51$	256,19	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 678,24 - 155,03$	523,21	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 444,98 - 155,03$	289,95	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 904,32 - 232,54$	671,78	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 522,08 - 232,54$	289,54	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 452,16 - 77,51$	374,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 352,50 - 77,51$	274,99	Ame de la poutre - traction - groupe

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 678,24 - 155,03$	523,21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 528,75 - 155,03$	373,72	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 904,32 - 232,54$	671,78	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 709,22 - 232,54$	476,68	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 77,51$	77,51	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 160,15$	160,15	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 330,93$	330,93	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\beta} - \sum_1^4 F_{ti,Rd} = 429,06 - 293,20$	135,86	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 293,20 - 293,20$	0,00	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 634,74 - 293,20$	341,54	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 564,00 - 293,20$	270,80	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 452,16 - 60,66$	391,50	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 333,70 - 60,66$	273,04	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 678,24 - 138,18$	540,06	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 444,98 - 138,18$	306,80	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 904,32 - 215,69$	688,63	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 521,64 - 215,69$	305,95	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1130,40 - 293,20$	837,20	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 573,99 - 293,20$	280,79	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 452,16 - 60,66$	391,50	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 352,50 - 60,66$	291,84	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 678,24 - 138,18$	540,06	Platine d'about - traction - groupe

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum^3 F_{tj,Rd} = 528,75 - 138,18$	390,57	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{tj,Rd} = 904,32 - 215,69$	688,63	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{tj,Rd} = 705,00 - 215,69$	489,31	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum^1 F_{tj,Rd} = 1130,40 - 293,20$	837,20	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum^1 F_{tj,Rd} = 885,47 - 293,20$	592,27	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	574	77,51	226,08	77,51	226,08	160,15	226,08	330,93
2	474	77,51	226,08	77,51	226,08	160,15	226,08	330,93
3	374	77,51	226,08	77,51	226,08	160,15	226,08	330,93
4	274	60,66	226,08	77,51	226,08	160,15	226,08	330,93
5	174	-	226,08	77,51	226,08	160,15	226,08	330,93
6	74	-	226,08	77,51	226,08	160,15	226,08	330,93

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 126,70 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,66 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,66)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,92 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 57,70 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 113,04 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 128,10 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 128,10 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
----	---------------	---------------	---------------	---------------	-------------	-------------

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	226,08	-6,40	77,51	51,45	45,05	98,97
2	226,08	-6,40	77,51	51,45	45,05	98,97
3	226,08	-6,40	77,51	51,45	45,05	98,97
4	226,08	-6,40	60,66	40,27	33,87	103,05
5	226,08	-6,40	0,00	0,00	-6,40	115,39
6	226,08	-6,40	0,00	0,00	-6,40	115,39

$F_{tj,Rd,N}$ – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 630,75 \quad \text{[kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,17 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,17)$$

Résistance des soudures

$$A_w = 135,78 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 65,21 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 70,56 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 68138,96 \quad \text{[cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} = -32,68 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad \text{[4.5.3.2(6)]}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -31,03 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\tau_{\parallel} = 14,83 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

Résistance des soudures

$A_w = 135,78 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]

$\beta_w = 0,80$ Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp\max}^2 + 3^*(\tau_{\perp\max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	65,36 < 360,00	vérifié	(0,18)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	67,17 < 360,00	vérifié	(0,19)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	32,68 < 259,20	vérifié	(0,13)

Rigidité de l'assemblage

$t_{wash} = 4 \text{ [mm]}$ Epaisseur de la plaquette [6.2.6.3.(2)]

$h_{head} = 12 \text{ [mm]}$ Hauteur de la tête du boulon [6.2.6.3.(2)]

$h_{nut} = 16 \text{ [mm]}$ Hauteur de l'écrou du boulon [6.2.6.3.(2)]

$L_b = 55 \text{ [mm]}$ Longueur du boulon [6.2.6.3.(2)]

$k_{10} = 5 \text{ [mm]}$ Coefficient de rigidité des boulons [6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	11,64	481,68
1	574	1	266	216	1	3,44	197,31
2	474	1	266	216	1	2,84	134,50
3	374	1	266	216	1	2,24	83,69
4	274	1	266	216	1	1,64	44,88
5	174	1	266	216	1	1,04	18,06
6	74	1	266	216	1	0,44	3,24

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$

$Z_{eq} = 414 \text{ [mm]}$ Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$

$k_{eq} = 3 \text{ [mm]}$ Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$A_{vc} = 35,14 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\beta = 1,00$ Paramètre de transformation [5.3.(7)]

$A_{vc} = 35,14$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$z = 414$ [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$k_1 = 3$ [mm]	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement	[6.3.2.(1)]
$b_{eff,c,wc} = 209$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$t_{wc} = 8$ [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$d_c = 335$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$k_2 = 4$ [mm]	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression	[6.3.2.(1)]
$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$		[6.3.1.(4)]
$S_{j,ini} = 37799,95$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$\mu = 1,00$	Coefficient de rigidité de l'assemblage	[6.3.1.(6)]
$S_j = S_{j,ini} / \mu$		[6.3.1.(4)]
$S_j = 37799,95$ [kN*m]	Rigidité en rotation finale	[6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 39536,78$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} = 2471,05$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage articulé	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE		

Composant le plus faible :

AME DU POTEAU EN COMPRESSION

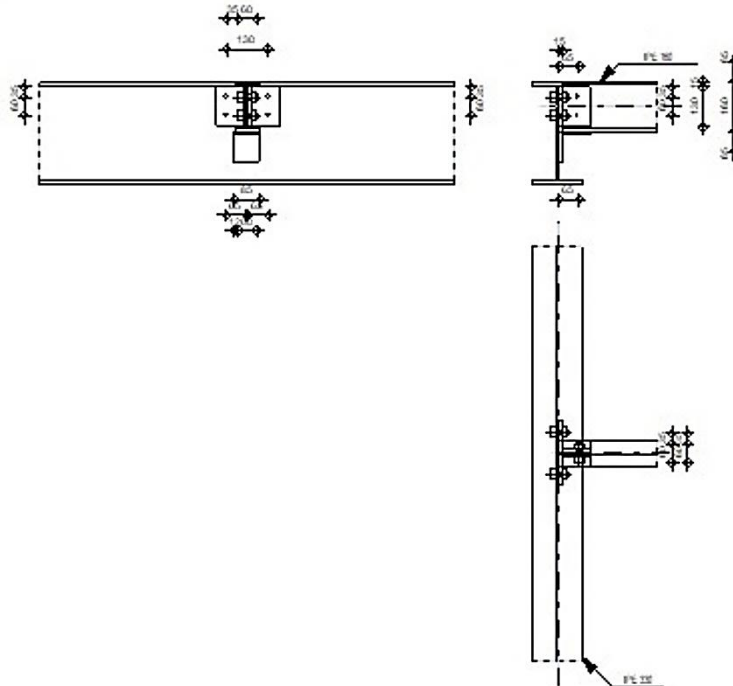
Remarques

Pince du boulon à l'âme du profil trop faible. 21 [mm] < 22 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,66
--	-------	------

X.12 NOTE DE CALCUL ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPAL SOLIVE

	Robot Structural Analysis Professional 2025 Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme) EN 1993-1-8:2005/AC:2009	 Ratio 0,51
---	---	---



Général

Assemblage N°: 3

Nom de l'assemblage: Poutre-poutre (âme)

Noeud de la structure: 23

Barres de la structure: 12, 25

Géométrie

Poutre principale

Profilé: IPE 330

Barre N°: 12

$\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_g = 330$ [mm] Hauteur de la section poutre principale

Profilé:	IPÉ 330	
$b_{fg} =$	160 [mm]	Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
$t_{wg} =$	8 [mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
$t_{fg} =$	12 [mm]	Épaisseur 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
$A_p =$	62,61 [cm ²]	Aire de la section de la poutre principale
$I_{yp} =$	11766,90 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la section de la poutre principale
Matériau:	S 235	
$f_{yg} =$	235,00 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{ug} =$	360,00 [MPa]	Résistance à la traction

Poutre

Profilé:	IPÉ 160	
Barre N°:	25	
$\alpha =$	0,0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	160 [mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_b =$	82 [mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	5 [mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	7 [mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	9 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	20,09 [cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	869,29 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 235	
$f_{yb} =$	235,00 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{ub} =$	360,00 [MPa]	Résistance à la traction

Cornière

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]	Épaisseur de l'aile de la section de la cornière

Profilé: CAE 100x10

$h_k = 100$ [mm] Hauteur 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: S 235

$f_{yk} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{uk} = 360,00$ [MPa] Résistance à la traction

Appareil d'appui inférieur

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

Matériau: S 235

$f_{yk} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{uk} = 360,00$ [MPa] Résistance à la traction

Boulons

Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 2,01$ [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

Classe = 10.9 Classe du boulon

$p_1 = 60$ [mm] Entraxe

Boulons assemblant la cornière à la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 2,01$ [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

Soudures

$a_{td} = 5$ [mm] Soudures d'angle entre l'appareil d'appui inférieur et la poutre principale

$a_{tbu} = 5$ [mm] Soudures d'angle entre l'appareil d'appui inférieur et la poutre

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Cas: 3: COMB1 1*1.35+2*1.50

$N_{b,Ed} = -0,79$ [kN] Effort axial

$V_{b,Ed} = 20,57$ [kN] Effort tranchant

$M_{b,Ed} = 18,03$ [kN*m] Moment fléchissant

Résultats

$N_{w,Ed} = -0,31$ [kN] Effort axial dans l'âme

$$N_{w,Ed} = (N_{b,Ed} * A_w) / A_b$$

$N_{w,Ed} = -0,31$ [kN]	Effort axial dans l'âme	$N_{w,Ed} = (N_{b,Ed} * A_w) / A_b$
$N_{fu,Ed} = -0,24$ [kN]	Effort axial dans la semelle supérieure	$N_{fu,Ed} = (N_{b,Ed} * A_f) / A_b$
$N_{fi,Ed} = -0,24$ [kN]	Effort axial dans la semelle inférieure	$N_{fi,Ed} = (N_{b,Ed} * A_f) / A_b$

Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 96,51$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un =] boulon	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
$F_{t,Rd} = 113,04$ [kN]	Résistance d'un boulon à la traction	$F_{t,Rd} = 0.9 * f_u * A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

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**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 86,40$ [kN] 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**

$\alpha_{bz} = 0,86$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 74,40$ [kN] 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

$k_{1x} = 2,50$ 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**

$\alpha_{bx} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 74,67$ [kN] 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 $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_z/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 74,67$ [kN] 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 - cornière

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

$M_0 = 0,6$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$

$F_{Vz} = 5,1$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 11,57$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$

$F_{x,Ed} = 11,57$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 5,1$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = 12,66$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 74,67$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 74,40$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|11,57| < 74,67$ **vérifié** (0,15)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|5,14| < 74,40$ **vérifié** (0,07)

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ $12,66 < 96,51$ **vérifié** (0,13)

Traction des boulons

$e = 69$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$M_{0t} = 0,7$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_{0t} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$

Traction des boulons

$e = 69$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

= 1 m]

$F_{t,Ed} = 11,71$ [kN] Effort de traction dans le boulon extrême

$$F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot Z_{max} / \sum Z_i^2 + (N_{b2,Ed} / 3) / n$$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ 11,71 < 113,04 **vérifié** (0,10)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 12,66$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{v,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]}$$

$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$ 0,21 < 1,00 **vérifié** (0,21)

Boulons assemblant la cornière à la poutre
Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 193,0$ [kN Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un
= 2] boulon

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,19$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2,19 > 0,00 **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,93$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 \cdot d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 0,93 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 46,70$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,46$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 \cdot d_0), p_1 / (3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ 0,46 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 26,67$ [kN] 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 cornière

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**

$\alpha_{bx} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 149,33$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 149,33$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage cornière - 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

$M_0 = 1,41$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = V_{b,Ed} * e$

$F_{Nx} = 0,16$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{Nx} = |N_{w,Ed}| / n$

$F_{Vz} = 10,2$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = |V_{b,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 23,5$ [kN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$

$F_{Mz} = 0,00$ [kN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z $F_{Mz} = |M_0| * x_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$

$F_{x,Ed} = 23,7$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 10,2$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = 25,8$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 46,7$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

cisaillement des boulons

$e = 69$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$F_{Rdz} = 26,67$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 23,73 < 46,70$	vérifié	(0,51)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 10,28 < 26,67$	vérifié	(0,39)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$25,86 < 193,02$	vérifié	(0,13)

Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (effort transversal)

Cornière

$A_{nt} = 2,60$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 6,80$ [cm²] Aire de la zone de la section soumise au cisaillement

$V_{effRd} = 129,70$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 10,28 < 129,70$	vérifié	(0,08)
-----------------------------------	--------------------	---------	--------

Poutre

$A_{nt} = 2,05$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 4,15$ [cm²] Aire de la zone de la section soumise au cisaillement

$V_{effRd} = 85,83$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 20,57 < 85,83$	vérifié	(0,24)
-----------------------------	-------------------	---------	--------

Vérification de la résistance de la section de la cornière affaiblie par les trous

$A_t = 6,42$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 4,62$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	$0,65 < 0,82$
--	---------------

$W_{net} = 27,22$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 6,40$ [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}$	$ 0,71 < 6,40$	vérifié	(0,11)
$A_v = 13,00$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement		$A_v = I_a * t_{fa}$
$A_{v,net} = 9,40$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement		$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$
$V_{pl,Rd} = 176,38$ [kN]	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}$	$ 10,28 < 176,38$	vérifié	(0,06)

Vérification de la résistance de la section de la poutre affaiblie par les trous

$A_t = 3,33$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute		
$A_{t,net} = 2,43$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$0,9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	$0,66 < 0,82$		
$W_{net} = 14,61$ [cm ³]	Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rdnet} = 3,43$ [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}$	$ 1,41 < 3,43$	vérifié	(0,41)
$A_v = 6,75$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement		
$A_{v,net} = 4,95$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement		$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$
$V_{pl,Rd} = 91,58$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement		$V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 20,57 < 91,58$	vérifié	(0,22)

Résistance des soudures

Soudures d'angle entre l'appareil d'appui inférieur et la poutre principale

$A_w = 14,25$ [cm ²]	Aire de la section des soudures		
$\sigma_{\perp} = -56,03$ [MPa]	Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure		
$\tau_{\perp} = -56,03$ [MPa]	Contraintes dans la soudure verticale		$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$
$\tau_{ } = 0,00$ [MPa]	Contrainte tangentielle		$\tau_{ } = V_{b,Ed} / A_w$
$ \sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u$	$ -56,03 < 324,00$	vérifié	(0,00)
$\beta_w = 0,80$	Coefficient de résistance des soudures		
$\sqrt{ \sigma_{\perp} ^2 + 3 * (\tau_{ }^2 + \tau_{\perp}^2)} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$112,07 < 360,00$	vérifié	(0,31)

Soudures d'angle entre l'appareil d'appui inférieur et la poutre

$A_w = 15,00$ [cm²] Aire de la section des soudures

$F_{w,Ed} = -112,92$ [kN]

$F_{w,Ed} = N_{fl,Ed} - M_{b,Ed}/h_b$

$\tau_{II} = -75,28$ [MPa] Contrainte tangentielle

$\tau_{II} = F_{w,Ed}/A_w$

$\beta_w = 0,80$ Coefficient de corrélation

[Tableau 4.1]

$|\tau_{II}| \leq f_u / (\sqrt{3} \beta_w \gamma_{M2}) \quad |-75,28| < 135,68 \quad \text{vérifié} \quad (0,55)$

Remarques

Longueur de la cornière est supérieure à la hauteur de l'âme de la poutre 130 [mm] > 127 [mm]

Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile supérieure de la poutre trop faible 8 [mm] < 9 [mm]

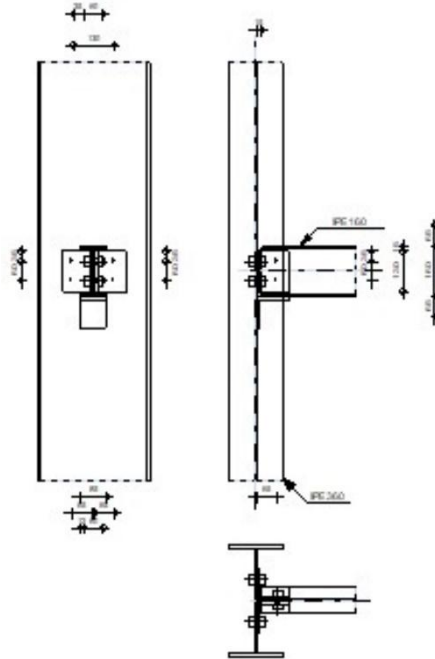
Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile inférieure de la poutre trop faible 8 [mm] < 9 [mm]

Hauteur de l'âme de la poutre principale trop faible 271 [mm] < 365 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,51
--	-------	------

X.13 NOTE DE CALCUL POTEAU POUTRE SECONDAIRE

	Robot Structural Analysis Professional 2025 Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme) EN 1993-1-8:2005/AC:2009	
		Ratio 0,24



Général

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage: Poutre-poteau (âme)
 Noeud de la structure: 6
 Barres de la structure: 3, 26

Géométrie

Poteau

Profilé: IPE 360
 Barre N°: 3
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 360$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 170$ [mm] Largeur de la section du poteau

Profilé:	IPE 360	
$t_{wc} =$	8 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	13 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	18 [mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	72,73 [cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	16265,60 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	S 235	
$f_{yc} =$	235,00 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{uc} =$	360,00 [MPa]	Résistance à la traction

Poutre

Profilé:	IPE 160	
Barre N°:	26	
$\alpha =$	0,0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	160 [mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_b =$	82 [mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	5 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	7 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	9 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	20,09 [cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	869,29 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 235	
$f_{yb} =$	235,00 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{ub} =$	360,00 [MPa]	Résistance à la traction

Cornière

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

Profilé: CAE 100x10

$h_k = 100$ [mm] Hauteur de la section de la cornière

$l_k = 130$ [mm] Longueur de la cornière

Matériau: S 235

$f_{yk} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{uk} = 360,00$ [MPa] Résistance à la traction

Appareil d'appui inférieur

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

Matériau: S 235

$f_{yk} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{uk} = 360,00$ [MPa] Résistance à la traction

Boulons

Boulons assemblant le poteau à la cornière

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 2,01$ [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 cornière à la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe =	10.9	Classe du boulon
d =	16 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	18 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1,57 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	2,01 [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

Soudures

a_{td} = 5 [mm] Soudures d'angle entre l'appareil d'appui inférieur et le poteau

a_{tbu} = 5 [mm] Soudures d'angle entre l'appareil d'appui inférieur et la poutre

Coefficients de matériau

γ_{M0} = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

γ_{M2} = 1,25 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Cas: 3: COMB1 1*1.35+2*1.50

N_{b,Ed} = -2,15 [kN] Effort axial

V_{b,Ed} = 10,98 [kN] Effort tranchant

M_{b,Ed} = 9,61 [kN*m] Moment fléchissant

Résultats

N_{w,Ed} = -0,85 [kN] Effort axial dans l'âme $N_{w,Ed} = (N_{b,Ed} * A_w) / A_b$

N_{fu,Ed} = -0,65 [kN] Effort axial dans la semelle supérieure $N_{fu,Ed} = (N_{b,Ed} * A_f) / A_b$

N_{fi,Ed} = -0,65 [kN] Effort axial dans la semelle inférieure $N_{fi,Ed} = (N_{b,Ed} * A_f) / A_b$

Boulons assemblant le poteau à la cornière

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 62,80$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie fileté d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$

$F_{t,Rd} = 113,04$ [kN] 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

$F_{b,Rd1x} = 92,16$ [kN] 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

$\alpha_{bz} = 0,86$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1z} = 79,36$ [kN] 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

$k_{1x} = 2,50$ 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

$\alpha_{bx} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2x} = 74,67$ [kN] 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

$\alpha_{bz} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,65 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 74,67$ [kN]	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 poteau - cornière

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	
$M_0 = 0,37$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$
$F_{Vz} = 2,75$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 6,18$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} = 6,18$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 2,75$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 6,76$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 74,67$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 74,67$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 6,18 < 74,67$	vérifié	(0,08)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 2,75 < 74,67$	vérifié	(0,04)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$6,76 < 62,80$	vérifié	(0,11)

Traction des boulons

$e = 69$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau		
$M_{0t} = 0,38$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_{0t} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$	
$F_{t,Ed} = 6,10$ [kN]	Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{max} / \sum z_i^2 + (N_{b2,Ed} / 3) / n$	
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$6,10 < 113,04$	vérifié	(0,05)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 6,76$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{v,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]}$

$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$ $0,15 < 1,00$ vérifié $(0,15)$

Boulons assemblant la cornière à la poutre

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 125,60$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie filetée d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 0,93$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,93 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = 53,33$ [kN] 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

$\alpha_{bz} = 0,86$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1z} = 49,60$ [kN] 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

$k_{1x} = 2,50$ 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

$\alpha_{bx} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2x} = 149,33$ [kN] 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

$\alpha_{bz} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 149,33$ [kN] 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 cornière - poutre

cisaillement des boulons

$e = 69$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau

$M_0 = 0,76$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = V_{b,Ed} * e$

$F_{Nx} = 0,43$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{Nx} = |N_{w,Ed}|/n$

$F_{Vz} = 5,49$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = |V_{b,Ed}|/n$

$F_{Mx} = 12,6/3$ [kN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$

$F_{Mz} = 0,00$ [kN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z $F_{Mz} = |M_0| * x_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$

$F_{x,Ed} = 13,0/6$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 5,49$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = 14,1/6$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$

$F_{Rdx} = 53,3/3$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 49,6/0$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 13,06 < 53,33$	vérifié	(0,24)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 5,49 < 49,60$	vérifié	(0,11)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$14,16 < 125,60$	vérifié	(0,11)

Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (effort transversal)

Cornière

$A_{nt} = 2,60$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$A_{nt} = 2,60 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 6,80 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section soumise au cisaillement}$$

$$V_{effRd} = 129,70 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 * V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |5,49| < 129,70 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

Poutre

$$A_{nt} = 2,05 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 4,15 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section soumise au cisaillement}$$

$$V_{effRd} = 85,83 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous } V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |10,98| < 85,83 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

Vérification de la résistance de la section de la cornière affaiblie par les trous

$$A_t = 6,10 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 4,30 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0}) \quad 0,63 < 0,82$$

$$W_{net} = 27,22 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,Rdnet} = 6,40 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |0,38| < 6,40 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

$$A_v = 13,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace en cisaillement} \quad A_v = I_a * t_a$$

$$A_{v,net} = 9,40 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace nette en cisaillement} \quad A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$$

$$V_{pl,Rd} = 176,38 \text{ [kN]} \text{ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement} \quad V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$$

$$|0.5 * V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |5,49| < 176,38 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

Vérification de la résistance de la section de la poutre affaiblie par les trous

$$A_t = 3,70 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 2,80 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0}) \quad 0,68 < 0,82$$

$$W_{net} = 20,17 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section}$$

$W_{net} = 20,17 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 4,74 \text{ [kN*m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 0,76 < 4,74$	vérifié	(0,16)
--------------------------	-----------------	----------------	--------

$A_v = 8,00 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace en cisaillement

$A_{v,net} = 6,20 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace nette en cisaillement

$$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$$

$V_{pl,Rd} = 108,54 \text{ [kN]}$ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$$V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$$

$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 10,98 < 108,54$	vérifié	(0,10)
---------------------------	--------------------	----------------	--------

Résistance des soudures

Soudures d'angle entre l'appareil d'appui inférieur et le poteau

$A_w = 14,25 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section des soudures

$\sigma_{\perp} = -30,11 \text{ [MPa]}$ Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure

$\tau_{\perp} = -30,11 \text{ [MPa]}$ Contraintes dans la soudure verticale

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$$

$\tau_{||} = 0,00 \text{ [MPa]}$ Contrainte tangentielle

$$\tau_{||} = V_{b,Ed} / A_w$$

$ \sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u$	$ -30,11 < 324,00$	vérifié	(0,00)
-----------------------------------	---------------------	----------------	--------

$\beta_w = 0,80$ Coefficient de résistance des soudures

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{ }^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$60,23 < 360,00$	vérifié	(0,17)
---	------------------	----------------	--------

Soudures d'angle entre l'appareil d'appui inférieur et la poutre

$A_w = 12,75 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section des soudures

$F_{w,Ed} = -60,69 \text{ [kN]}$

$$F_{w,Ed} = N_{fl,Ed} - M_{b,Ed} / h_b$$

$\tau_{||} = -47,60 \text{ [MPa]}$ Contrainte tangentielle

$$\tau_{||} = F_{w,Ed} / A_w$$

$\beta_w = 0,80$ Coefficient de corrélation

[Tableau 4.1]

$ \tau_{ } \leq f_u / (\sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M2})$	$ -47,60 < 135,68$	vérifié	(0,35)
---	---------------------	----------------	--------

Remarques

Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile supérieure de la poutre trop faible

$$8 \text{ [mm]} < 9 \text{ [mm]}$$

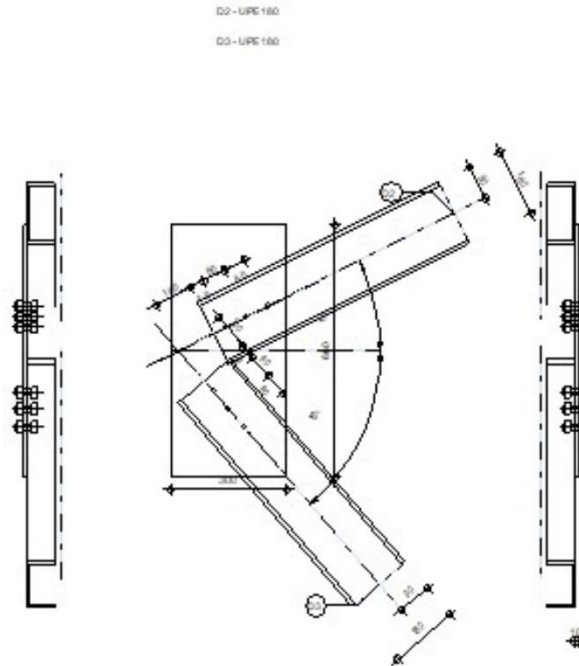
Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile inférieure de la poutre trop faible

$$8 \text{ [mm]} < 9 \text{ [mm]}$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,24
--	-------	------

X.14 NOTE DE CALCUL CONTREVENTMENT

	Robot Structural Analysis Professional 2025 Calcul de l'assemblage au gousset NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	
		Ratio 0,26



Général

Assemblage N°: 3
 Nom de l'assemblage: Gousset - contreventement
 Noeud de la structure: 596
 Barres de la structure: 619, 618,

Géométrie

Barres

	Barre 2	Barre 3			
Barre N° :	619	618			
Profilé :	UPE 180	UPE 180			
h	180	180			mm
b _ε	75	75			mm

		Barre 2	Barre 3				
	t_w	6	6				mm
	t_f	10	10				mm
	r	12	12				mm
	A	25,10	25,10				cm ²
Matériau:		Steel	Steel				
	f_y	235,00	235,00				MPa
	f_u	360,00	360,00				MPa
Angle	α	26,57	49,40				Deg
Longueur	l	0,00	0,00				m

Boulons

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 2,01$ [cm²] Aire de la section du boulon

$f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité

$f_{ub} = 1000,00$ [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

$e_2 = 90$ [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 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

Classe =	10.9		Classe du boulon
d =	16	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1,57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	2,01	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	900,00	[MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	1000,00	[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 =	90	[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 =	300	[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 ₄ =	0	[mm]	Grugeage
v ₄ =	0	[mm]	Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (130;0)

e _v =	330	[mm]	Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
e _H =	20	[mm]	Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: S 235

$f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Ca 270: ACC:SEI/3=1*1.00+2*0.30+3*0.30+26/1*0.30+28*1.00+84*1.00+85...
 s: (1+28+84+85+86)*1.00+(2+3)*0.30

$N_{b2,Ed} = -36,89$ [kN] Effort axial

$N_{b3,Ed} = -1,21$ [kN] Effort axial

Résultats

Barre 2

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 62,80$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,74$ 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**

$F_{b,Rd1x} = 46,9$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

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**

$F_{b,Rd1z} = 63,36$ [kN] 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**

$F_{b,Rd2x} = 99,2$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

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**

$F_{b,Rd2z} = 115,20$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = -12,30$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b2,Ed}/n$

$F_{x,Ed} = -12,30$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 12,30$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 46,93$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 63,36$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|-12,30| < 46,93$ **vérifié** (0,26)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|0,00| < 63,36$ **vérifié** (0,00)

$F_{Ed} \leq F_{VRd}$ $12,30 < 62,80$ **vérifié** (0,20)

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$A_{net} = 24,11$ [cm²] Aire de la section nette $A_{net} = A - t \cdot d_0$

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$A_{net} = 24,11$ [cm²] Aire de la section nette $A_{net} = A - t \cdot d_0$

$N_{u,Rd} = 624,93$ [kN] Résistance de calcul de la section nette $N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u2}) / \gamma_{M2}$

$N_{pl,Rd} = 589,85$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{y2} / \gamma_{M0}$

$|N_{b2,Ed}| \leq N_{t,Rd}$ $|-36,89| < 624,93$ vérié (0,06)

$|N_{b2,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ $|-36,89| < 589,85$ vérié (0,06)

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$A_{nt} = 4,45$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 6,32$ [cm²] Aire de la zone de la section soumise au cisaillement

$V_{eff,Rd} = 214,12$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{eff,Rd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$|N_{b2,Ed}| \leq V_{eff,Rd}$ $|-36,89| < 214,12$ vérié (0,17)

Barre 3

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 96,51$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérié

$\alpha_{bx} = 0,74$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,74 > 0,00$ vérié

$F_{b,Rd1x} = 46,93$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérié

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérié

$F_{b,Rd1z} = 63,36$ [kN] 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**

$F_{b,Rd2x} = 99,20$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

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**

$F_{b,Rd2z} = 115,20$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = -0,40$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b3,Ed}/n$

$F_{x,Ed} = -0,40$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 0,40$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$

$F_{Rdx} = 46,93$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 63,36$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|-0,40| < 46,93$ **vérifié** (0,01)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|0,00| < 63,36$ **vérifié** (0,00)

$F_{Ed} \leq F_{VRd}$ $0,40 < 96,51$ **vérifié** (0,00)

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$A_{net} = 24,11$ [cm²] Aire de la section nette $A_{net} = A - t \cdot d_0$

$N_{uRd} = 624,93$ [kN] Résistance de calcul de la section nette $N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u3}) / \gamma_{M2}$

$A_{net} = 24,11 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section nette

$$A_{net} = A - t \cdot d_0$$

$N_{pl,Rd} = 589,85 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$ N_{b3,Ed} \leq N_{tRd}$	$ -1,21 < 624,93$	vérifié	(0,00)
----------------------------	--------------------	----------------	--------

$ N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -1,21 < 589,85$	vérifié	(0,00)
------------------------------	--------------------	----------------	--------

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$A_{nt} = 4,45 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 6,32 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone de la section soumise au cisaillement

$V_{eff,Rd} = 214,12 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

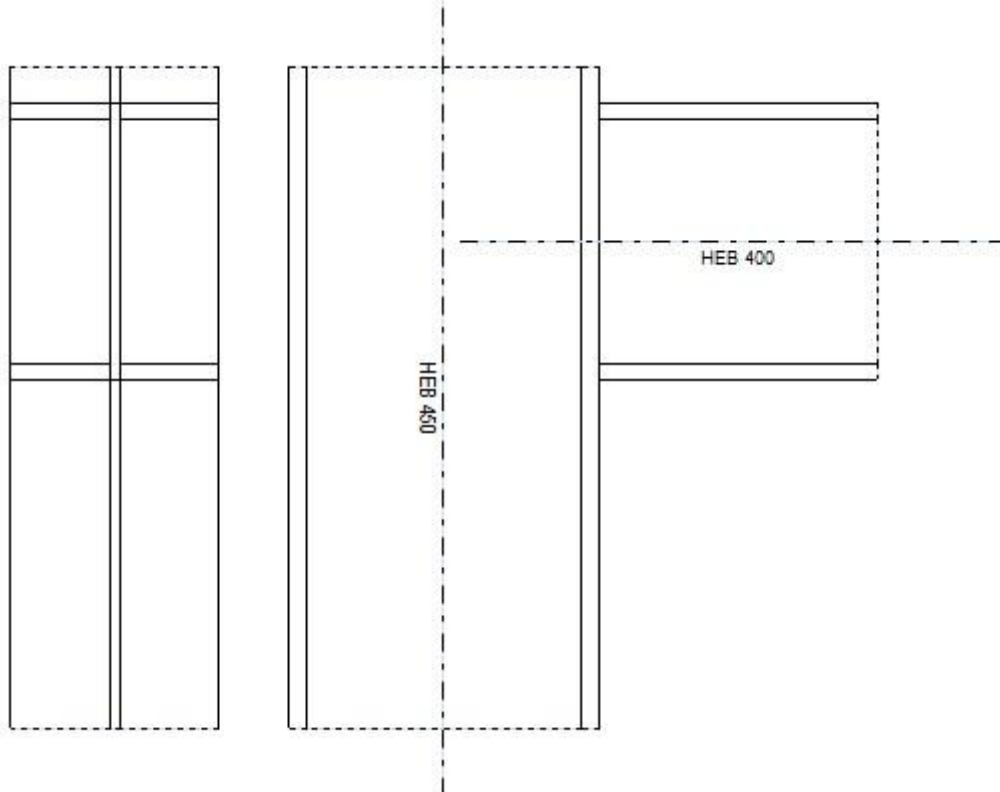
$$V_{eff,Rd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$ N_{b3,Ed} \leq V_{eff,Rd}$	$ -1,21 < 214,12$	vérifié	(0,01)
-------------------------------	--------------------	----------------	--------

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,26
--	-------	------

X.15 Note de calcul poteau corbeau (consol du pont roulant)

	Robot Structural Analysis Professional 2025 Calcul de l'Encastrement par soudure Traverse-Poteau NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	
		Ratio 0,05



Général

Assemblage N°: 7
 Nom de l'assemblage: Poutre - poteau
 Noeud de la structure: 607
 Barres de la structure: 70, 607

Géométrie

Poteau

Profilé: HEB 450
 Barre N°: 70
 $\alpha = -90,00$ [Deg] Angle d'inclinaison

Profilé:	HEB 450	
$h_c =$	450 [mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300 [mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	14 [mm]	Épaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	26 [mm]	Épaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27 [mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	217,98 [cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	79887,60 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	S 235	
$f_{yc} =$	235,00 [MPa]	Résistance

Poutre

Profilé:	HEB 400	
Barre N°:	607	
$\alpha =$	0,00 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	400 [mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	300 [mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	14 [mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	24 [mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	27 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	27 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	197,78 [cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	57680,50 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 235	
$f_{yb} =$	235,00 [MPa]	Résistance

Soudures d'angle

$a_w =$	4 [mm]	Soudure âme
$a_f =$	4 [mm]	Soudure semelle

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 104: $ELU/18=1*1.35 + 21*1.50$ $1*1.35+21*1.50$

$M_{b1,Ed} =$	8,34	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	13,51	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-0,29	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{b2,Ed} =$	8,16	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche
$V_{b2,Ed} =$	13,21	[kN]	Effort tranchant dans la poutre gauche
$N_{b2,Ed} =$	0,29	[kN]	Effort axial dans la poutre gauche
$M_{c1,Ed} =$	-7,73	[kN*m]	Moment fléchissant dans le poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	-8,44	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-76,53	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} =$	-7,91	[kN*m]	Moment fléchissant dans le poteau supérieur
$V_{c2,Ed} =$	9,01	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} =$	-49,81	[kN]	Effort axial dans le poteau supérieur

Résultats

Résistances de la poutre

COMPRESSION

$A_b =$ 197,78 [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{cb,Rd} =$ 4647,78 [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{b1,Ed} / N_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0,00 < 1,00 **vérifié** (0,00)

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$ 69,98 [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$V_{cb,Rd} = 949,44 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]}$$

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)
----------------------------------	---------------	---------	--------

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$$W_{plb} = 3231,91 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 759,50 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$$W_{pl} = 3231,91 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 759,50 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$M_{b1,Ed} / M_{cb,Rd} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)
----------------------------------	---------------	---------	--------

AILE ET AME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 759,50 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 376 \text{ [mm]} \text{ Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 2019,94 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

EFFORTS AXIAUX DANS LES MEMBRURES DE LA POUTRE

$$h_f = 376 \text{ [mm]} \text{ Distance entre les centres de gravité des ailes}$$

$$e_N = 0 \text{ [mm]} \text{ Excentricité de l'effort axial}$$

$$N_{upp} = N_{b1,Ed} / 2 + (-N_{b1,Ed} e_N + M_{b1,Ed}) / h_f$$

$$N_{upp} = 22,04 \text{ [kN]} \text{ Effort axial dans la membrure supérieure de la poutre}$$

$$N_{low} = N_{b1,Ed} / 2 - (-N_{b1,Ed} e_N + M_{b1,Ed}) / h_f$$

$$N_{low} = -22,33 \text{ [kN]} \text{ Effort axial dans la membrure inférieure de la poutre}$$

Résistances du poteau

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 8,34 \text{ [kN*m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$M_{b2,Ed} = 8,16 \text{ [kN*m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$V_{c1,Ed} = -8,44 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$M_{b1,Ed} = 8,34$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = 9,01$ [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$z = 376$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed} = 9,22$ [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs} = 79,66$ [cm²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vc} = 79,66$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{wp,Rd} = 0.9 * (f_{y,wc} * A_{vc} + f_{y,wp} * A_{vp} + f_{ys} * A_{vd}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0})$

$V_{wp,Rd} = 972,70$ [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,01 < 1,00$ vérifié (0,01)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 14$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$b_{eff,c,wc} = 300$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vc} = 79,66$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 1,00$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 5,17$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$

$F_{c,wc,Rd1} = 988,03$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 344$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 0,72$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 1,00$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1}$

$F_{c,wc,Rd2} = 988,03$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$

$F_{c,wc,Rd} = 988,03$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

$N_{low} / F_{c,wc,Rd,low} \leq 1,0$	$0,02 < 1,00$	vérifié	(0,02)
--------------------------------------	---------------	---------	--------

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE SUPERIEURE DE LA POUTRE

$t_{wc} = 14$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.3.(8)]

$b_{eff,t,wc} = 300$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.3.(2)]

$A_{vc} = 79,66$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 1,00$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.3.(4)]

$F_{t,wc,Rd,upp} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$

$F_{t,wc,Rd} = 988,03$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.3.(1)]

$N_{upp} / F_{t,wc,Rd,upp} \leq 1,0$	$0,02 < 1,00$	vérifié	(0,02)
--------------------------------------	---------------	---------	--------

AILE EN FLEXION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE SUPERIEURE DE LA POUTRE

$t_{fb} = 24$ [mm] Epaisseur de l'aile de la poutre [6.2.6.4.3.(1)]

$k = 1,00$ Coefficient correctif pour les calculs de b_{eff} [4.10.(2)]

$b_{eff,b,fc} = 250$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [4.10.(2)]

$F_{fc,Rd,upp} = b_{eff,b,fc} t_{fb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$F_{fc,Rd,upp} = 1410,00$ [kN] résistance de la semelle du poteau à la flexion [6.2.6.4.3.(1)]

$N_{upp} / F_{fc,Rd,upp} \leq 1,0$	$0,02 < 1,00$	vérifié	(0,02)
------------------------------------	---------------	---------	--------

AILE EN FLEXION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

$t_{fb} = 24$ [mm] Epaisseur de l'aile de la poutre [6.2.6.4.3.(1)]

$k = 1,00$ Coefficient correctif pour les calculs de b_{eff} [4.10.(2)]

$b_{eff,b,fc} = 250$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [4.10.(2)]

$F_{fc,Rd,low} = b_{eff,b,fc} t_{fb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$F_{fc,Rd,low} = 1410,00$ [kN] résistance de la semelle du poteau à la flexion [6.2.6.4.3.(1)]

$N_{low} / F_{fc,Rd,low} \leq 1,0$	$0,02 < 1,00$	vérifié	(0,02)
------------------------------------	---------------	---------	--------

Résistance des soudures

$A_w = 58,44$ [cm²] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]

$A_{wy} = 34,60$ [cm²] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]

$A_{wz} = 23,84$ [cm²] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]

$I_{wy} = 14345,80$ [cm⁴] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]

$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} = -8,34$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(6)]

Résistance des soudures

$A_w =$	58,44 [cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-6,16 [MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	5,67 [MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80	Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	16,68 < 360,00	vérifié	(0,05)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	15,75 < 360,00	vérifié	(0,04)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	8,34 < 259,20	vérifié	(0,03)

Rigidité de l'assemblage

$A_{vc} =$	79,66 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\beta =$	0,02	Paramètre de transformation	[5.3.(7)]
$z =$	376 [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$k_1 =$	360 [mm]	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement	[6.3.2.(1)]
$b_{\text{eff,c,wc}} =$	300 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$t_{\text{wc}} =$	14 [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$d_c =$	398 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$k_2 =$	7 [mm]	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression	[6.3.2.(1)]
$b_{\text{eff,t,wc}} =$	300 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.3.(2)]
$A_{vc} =$	79,66 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$t_{\text{wc}} =$	14 [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(8)]
$d_c =$	398 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$k_3 =$	7 [mm]	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en traction	[6.3.2.(1)]
$S_{j,\text{ini}} = E z^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_3)$			[6.3.1.(4)]
$S_{j,\text{ini}} =$	108654,83 [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$\eta =$	2,00	Coefficient de rigidité de l'assemblage	[5.1.2.(4)]
$S_j = S_{j,\text{ini}} / \eta$			[6.3.1.(4)]
$S_j =$	54327,42 [kN*m]	Rigidité en rotation finale	[6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 1490819,08$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 93176,19$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE

Composant le plus faible:

SOUDURES

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,05

X.16 Note de Calcul contreventement toiture :

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: 630 Barre_630
0.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 270 ACC:SEI/3=1*1.00+2*0.30+3*0.30+26/1*0.30+28*1.00+84*1.00+85...
(1+28+84+85+86)*1.00+(2+3)*0.30

MATERIAU:

Steel (S235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 50x6

h=5.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=5.0 cm	Ay=3.00 cm ²	Az=3.00 cm ²	Ax=5.69 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=12.80 cm ⁴	Iz=12.84 cm ⁴	Ix=0.68 cm ⁴
tf=0.6 cm	Wely=3.61 cm ³	Welz=3.62 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 0.76 kN

Nc,Rd = 133.78 kN

Nb,Rd = 3.97 kN

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 7.94 m	Lam_y = 5.64
Lcr,y = 7.94 m	Xy = 0.03
Lamy = 529.57	



en z:

Lz = 7.94 m	Lam_z = 5.63
Lcr,z = 7.94 m	Xz = 0.03
Lamz = 528.75	

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Lambda,y = 529.57 > Lambda,max = 210.00

Lambda,z = 528.75 > Lambda,max = 210.00 INSTABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.19 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Profil correct !!!

X.17 Conclusion

Les assemblages en charpente métallique sont essentiels pour la stabilité et la résistance de la structure. Leur conception (soudure, boulonnage, rivetage) doit être adaptée aux contraintes techniques et économiques.

Bien étudiés, ils optimisent la transmission des efforts et facilitent le montage, assurant ainsi la durabilité de l'ouvrage. En somme, ils constituent un élément clé de la construction métallique moderne.

Chapitre XI : Base de poteau.

XI.1 Introduction

Les bases de poteaux jouent un rôle fondamental dans la stabilité et la transmission des charges d'une structure métallique vers les fondations. Elles assurent la liaison entre les poteaux verticaux et les éléments en béton (semelles ou plots), garantissant une répartition correcte des efforts verticaux (compression), horizontaux (traction ou poussée) et des moments.

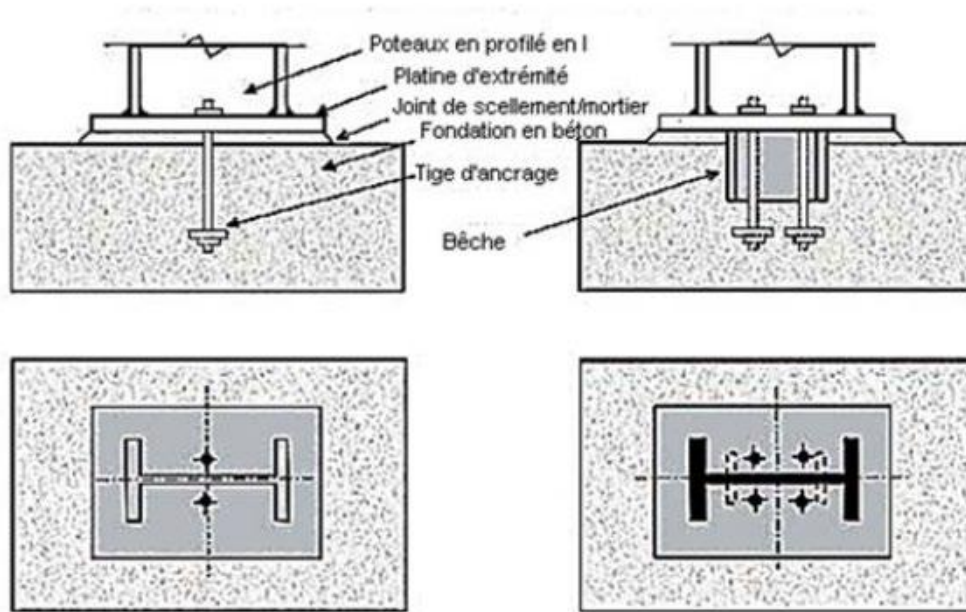


Figure XI-1 : Base de poteau

XI.2 Calcul de la base du potelet

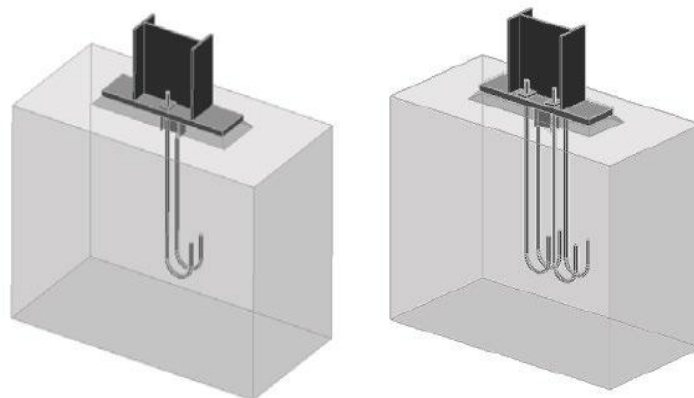


Figure XI-2 : Pieds de potelet articulés.

- Le potelet est un IPE300 est considéré comme articule.

Avec : $h=300\text{mm}$; $b=150\text{mm}$; $t_w=7.1\text{mm}$; $A=53.8\text{cm}^2$

- Les boulons d'ancrage en M14 classe 10.9

$$A_s = 115 \text{ mm}^2; f_{yb} = 900 \text{ N/mm}^2; f_{ub} = 1000 \text{ Mpa}.$$

XI.2.1 Evaluation des charges

La base du potelet est soumise à des efforts suivants :

- $N_{sd} = 31.14 \text{ kN}$.
- $V_{z,sd} = 30.2 \text{ kN}$.

XI.2.2 Résistance du béton à la compression

$$F_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times F_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ N/mm}^2.$$

La valeur α_{cc} est donnée dans l'annexe nationale, sa valeur recommandée est de : $\alpha_{cc} = 0.85$ pour la compression.

XI.2.3 Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement

$$f_{jd} = \alpha \times \beta_j \times f_{cd} = 1.5 \times 2/3 \times 14.16 = 14.16 \text{ N/mm}^2$$

On prend la valeur du coefficient du matériau de scellement $\beta_j = 2/3$ et $\alpha = 1.5$.

XI.2.4 Estimation de la section de la plaque d'assise

$$A_{c0} = \max \left\{ \frac{N_{sd}}{f_{cd}}; \frac{1}{h_c \times b_{fc}} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 \right\} = \max \left\{ \frac{31140}{14.16}; \frac{1}{300 \times 150} \left(\frac{31140}{14.16} \right)^2 \right\}$$

$$A_{c0} = \max \{ 2199.15; 107.47 \} \quad A_{ce} = 2199.15 \text{ mm}^2.$$

$$\text{On a: } 0.95 \times h_c \times b_{fc} = 0.95 \times 300 \times 150 = 42750 \text{ mm}^2$$

Donc : $A_{c0} < 0.95 \times h_c \times b_{fc}$ d'où on adopte une plaque d'assise à projection courte

a) Choix du type de la plaque d'assise :

$$\beta_c = 15 \text{ mm}.$$

$$h_p = h + 2 \times \beta_c = 300 + 2 \times 15 = 330 \text{ mm}.$$

$$b_p = b + 2 \times \beta_c = 150 + 2 \times 15 = 180 \text{ mm}.$$

$$\text{Ce qui donne : } A = 330 \times 180 = 59400 \text{ mm}^2 > A_{c0} = 2199.5 \text{ mm}^2.$$

XI.2.5 Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise

a) Calcul de la largeur d'appui supplémentaire :

$$c = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} ;$$

Où : pour une plaque d'assise à projection courte (Tableau 2 ouvrage Mr Dahmani, 2eme édition 2022, P451)

On prend

$$a = 2; b = -(b_{fc} - t_w + h_c) = -143$$

$$c = \frac{0.5N_{sd}}{f_{jd}} - (2 \times b_{fc} \times t_{fc} + 4t_{fc}^2 + 0.5h_c \times t_w - t_{fc} \times t_{wc})$$

$$c = \frac{0.5 \times 31.14}{14.16} - (2 \times 150 \times 10.7 + 4 \times 10.7^2 + 0.5 \times 300 \times 7.1 - 10.7 \times 7.1)$$

$$c = -4655.89mm^2$$

Donc :

$$c = \frac{143 - \sqrt{(-143)^2 - 4 \times 2 \times (-4655.89)}}{2 \times 2} = -24.30$$

Vu que l'effort de compression N_{sd} est faible ce qui nous donne la valeur négative de la largeur supplémentaire « C ».

Pour le calcul de la valeur supplémentaire « C » dans ce cas on pose l'épaisseur de la plaque d'assise est de $t_p=20mm$.

D'où :

$$c = t_p \left(\frac{f_{yp}}{3f_{jd} \times \gamma_{M0}} \right)^{0.5} = 20 \times \left(\frac{275}{3 \times 14.16 \times 1.1} \right)^{0.5} = 48.51mm.$$

$$\text{On a : } \frac{h-2t_f}{2} = \frac{300-2 \times 10.7}{2} = 139.3 > c = 48.51.$$

Donc il n'y a pas de recouvrement des aires en compression pour les tronçons des deux semelles.

b) Calcul de la section efficace A_{ef} :

$$\begin{aligned} A_{ef} &= 2(b_{fc} + 2\beta_c)(c + \beta_c + t_{fc}) + (h_c - 2c - 2t_{fc})(2c + t_{wc}) \\ &= 2(300 - 2 \times 15)(49 + 15 + 10.7) \\ &\quad + (300 - 2 \times 49 - 2 \times 10.7)(2 \times 49 + 7.1) \end{aligned}$$

$$A_{ef} = 68283.06mm^2.$$

c) Vérification de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :

Moment Résistant :

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6\gamma_{M0}} = \frac{20^2 \times 275}{6 \times 1.1} = 16666.6N.mm.$$

Moment sollicitant :

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{c^2}{2}\right) \times N_{sd}}{A_{ef}} = \frac{\left(\frac{49^2}{2}\right) \times 31140}{68283.06} = 547.47N.mm.$$

D'où : $M_{sd} = 547.47N.mm < M_{Rd} = 16666.6N.mm$ Condition vérifiée.

d) Vérification de la résistance au cisaillement de la plaque d'assise :

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} = C_f \times d \times N_{sd} = 0.2 \times 31140 = 6228N.$$

$V_{z,sd} = 30200 N > F_{v,Rd} = 6228N$ Condition non vérifiée.

Les tiges d'ancrage vont donc reprendre l'effort de cisaillement faut vérifier en conséquence.

XI.2.6 Vérification des tiges d'ancrage au cisaillement

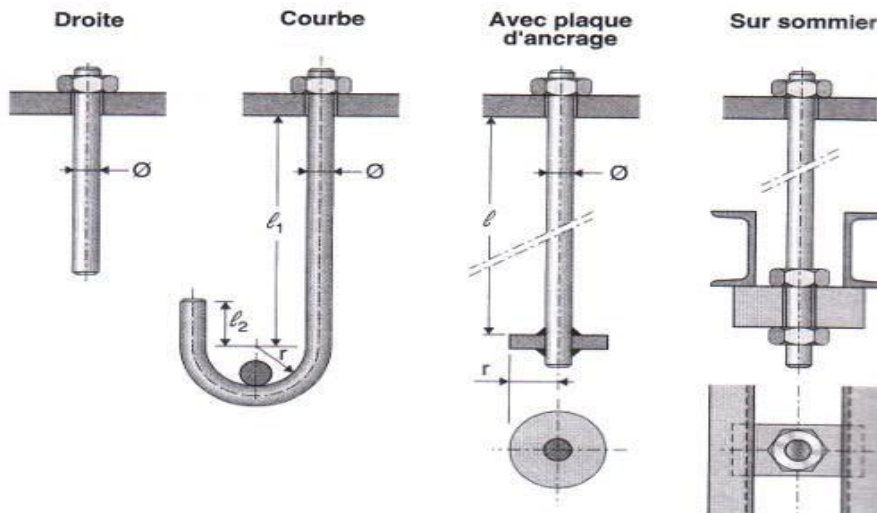


Figure XI-3 : Types de tiges d'ancrage.

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n_b \times F_{vb,Rd}$$

$n_b=2$: nombre totale des tiges.

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

Avec : $\alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003F_{yb} = 0.44 - 0.0003 \times 900 = 0.17$

$$F_{vb,Rd} = \frac{0.17 \times 1000 \times 115}{1.25} = 15640N.$$

$$F_{v,Rd} = 6228 + 2 \times 15640 = 37508N.$$

$$F_{v,Rd} = 37508N > V_{sd} = 30200N$$

Condition vérifiée.

XI.3 Calcul de la base de poteau de la mezzanine

Le poteau est un IPE360 est considéré comme articule.

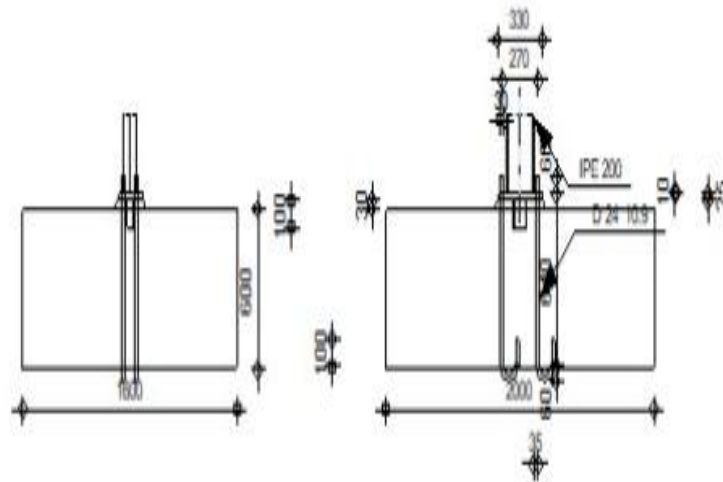


Figure XI-4 : base du poteau de plancher.

$h = 360mm ; b = 170mm ; t_w = 8mm ; t_f = 12.7mm ; A = 72.7mm.$

Les boulons d'ancrage en M₁₄ classe 10.9

$F_{ub} = 1000Mpa ; F_{yb} = 900N/mm^2 ; A_s = 115mm^2.$

XI.3.1 Evaluation des charges

$N_{sd} = 135.55kN ; V_{z,sd} = 10.49kN.$

XI.3.2 Résistance du béton à la compression

$$F_{ed} = \frac{\alpha_{ec} \times f_{ek}}{\gamma_c}$$

On a : $\alpha_{ec} = 0.85$

$$D'où : F_{ed} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16N/mm^2.$$

XI.3.3 Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement

On prend : $\beta_j = \frac{2}{3} ; \alpha = 1.5$

$$f_{jd} = \alpha \times \beta_j \times f_{cd} = 1.5 \times 2/3 \times 14.16 \text{ N/mm}^2.$$

XI.3.4 Estimation de la section de la plaque d'assise

$$A_{c0} = \max \left\{ \frac{N_{sd}}{f_{cd}} ; \frac{1}{h_c \times b_{fc}} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 \right\} = \max \left\{ \frac{13555}{14.16} ; \frac{1}{360 \times 170} \left(\frac{13555}{14.16} \right)^2 \right\}$$

$$A_{c0} = \max\{957.27 ; 14.97\}$$

$$A_{c0} = 957.27 \text{ mm}^2.$$

$$\text{On a : } 0.95 \times h_c \times b_{fc} = 0.95 \times 360 \times 170 = 58140 \text{ mm}^2.$$

Donc : $A_{c0} < 0.95 \times h_c \times b_{fc}$ d'où on adopte une plaque d'assise à projection courte.

a) Choix de la plaque d'assise :

Le débord de la plaque d'assise est généralement prise égale à $\beta_c = 15 \text{ mm}$.

- $h_p = h + 2 \times \beta_c = 360 + 2 \times 15 = 390 \text{ mm}$.
- $b_p = b + 2 \times \beta_c = 170 + 2 \times 15 = 200 \text{ mm}$.

$$\text{Ce qui nous donne : } A = 390 \times 200 = 78000 \text{ mm}^2.$$

b) Vérification la résistance de la plaque d'assise :

Calcul la largeur d'appuis additionnelle C :

$$C = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$a = 2 ; b = -(b_{fc} - t_{wc} + h_c) = -(170 - 8 + 360) = -522.$$

$$c = \frac{0.5N_{sd}}{f_{jd}} - (2f_{fc} \times t_{fc} + 4t_{fc}^2 + 0.5h_c \times t_{wc} - t_{fc} \times t_{wc})$$

$$c = \frac{0.5 \times 13555}{14.16} - (2 \times 170 \times 12.7 + 4 \times 12.7^2 + 0.5 \times 360 \times 360 - 12.7 \times 8)$$

$$c = -5822.92 \text{ mm}^2.$$

Donc :

$$C = \frac{+522 - \sqrt{(-522)^2 - 4 \times 2 \times (-5822.92)}}{2 \times 2} = -10.71.$$

$$\text{On a : } \frac{h-2t_f}{2} = \frac{360-2 \times 12.7}{2} = 167.3$$

$$C = t_p \left(\frac{f_{yp}}{3f_{jd} \times \gamma_{M0}} \right)^{0.5} = 20 \left(\frac{275}{314.16 \times 1.1} \right)^{0.5} = 48.51 \text{ mm}.$$

$$167.3 > 48.57mm$$

Donc il n'y a pas de recouvrement des aires en compression pour tronçons des deux semelles.

c) Calcul de la section efficace A_{eff} :

$$A_{eff} = 2(b_{fc} + 2\beta_c)(c + \beta_c + t_{fc}) + (h_c - 2c - 2t_{fc})(2c + t_{wc})$$

$$A_{eff} = 2(170 + 2 \times 15)(49 + 15 + 12.7) + (360 - 2 \times 49 - 2 \times 12.7)(2 \times 49 + 8)$$

$$A_{eff} = 55759.6mm^2.$$

d) Vérification de la résistance à l'effort axial N_{sd} :

$$N_{Rd} = A_{eff} \times f_{jd} = 55759.6 \times 14.16 \times 10^{-3} = 789.55kN.$$

D'où :

$$N_{Rd} = 789.55kN > N_{sd} = 135.55kN \quad \text{Condition vérifiée.}$$

XI.3.5 Vérification de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant

- Moment sollicitant :

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{C^2}{2}\right) \times N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{\left(\frac{49^2}{2}\right) \times 13555}{55759.6} = 291.83N.mm$$

- Moment résistant :

$$M_{Rd} = \frac{L^2 \times f_y}{6\gamma_{M0}} = \frac{20^2 \times 275}{6 \times 1.1} = 16666.6N.mm$$

$$M_{sd} = 291.83N.mm < M_{Rd} = 16666.6N.mm.$$

XI.3.6 Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} = C_f \times d \times N_{sd} = 0.2 \times 13555 = 2711N.$$

$$V_{z,sd} = 10.49 kN > F_{v,Rd} = 2.71kN \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

XI.3.7 Vérification des tiges d'encrage au cisaillement

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n_b \times F_{vb,Rd}$$

$n_b=2$: nombre totale des tiges.

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

Avec : $\alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003F_{yb} = 0.44 - 0.0003 \times 900 = 0.17$

$$F_{vb,Rd} = \frac{0.17 \times 1000 \times 115}{1.25} = 15640N.$$

$$F_{v,Rd} = 2711 + 2 \times 15640 = 33991N.$$

$$F_{vb,Rd} = 15640N > F_{v,Rd} = 33991N$$

Condition vérifiée.

XI.4 Calcul de la base de poteau du hangar

XI.4.1 Base de poteau encastré

Les bases de poteaux encastrés assurent une liaison rigide entre le poteau et la fondation. Elles permettent de transmettre les efforts verticaux, horizontaux et les moments, ce qui renforce la stabilité de la structure. Leur conception demande une attention particulière aux éléments d'ancrage et aux platines.

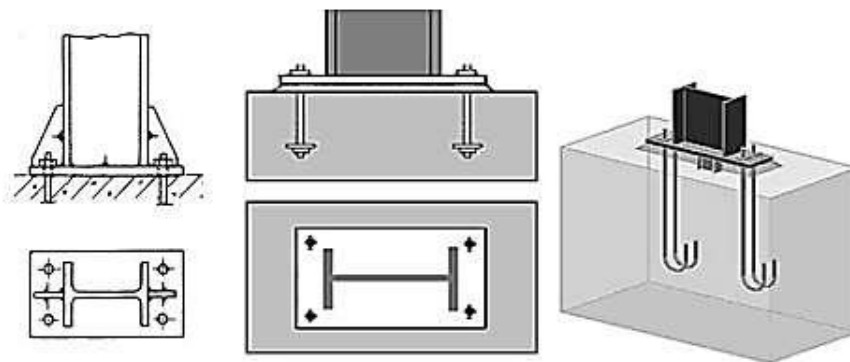


Figure XI-5 : Pieds de poteau encastrés.

XI.4.2 Efforts sollicitant

Dans notre structure on a les poteaux en **HEB450**. Donc on va faire le calcul de dimensionnement de la plaque d'assise sous l'action des charges suivantes :

- Charge axiale de compression : $N_{sd} = 1558,75 \text{ KN}$.
- Effort tranchant correspondant : $V_{sd} = 104,67 \text{ KN}$.
- Moment fléchissant $M_{y, sd} = 481,93 \text{ KN.m}$.

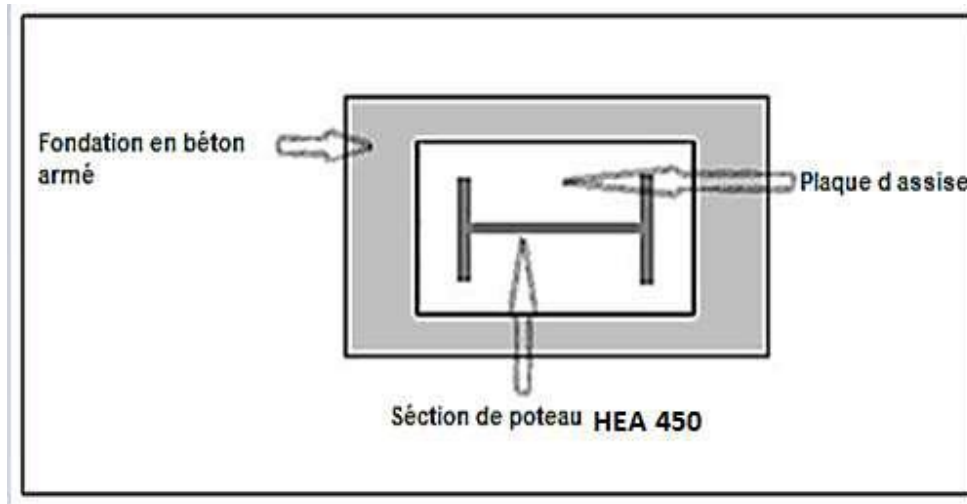


Figure XI-6 : Détails sur l'assemblage.

La section transversale du poteau est un HEB450.

Avec : $h = 450\text{mm}$; $b = 300\text{mm}$; $t_w = 14\text{mm}$; $t_f = 26\text{mm}$; $m = 70\text{mm}$.

Les boulons d'ancrage en M₂₄ classe 10.9

$f_{ub} = 600\text{Mpa}$; $f_{yb} = 480\text{Mpa}$; $A_s = 353\text{mm}^2$

XI.4.3 Dimensionnement de plaque d'assise

$h = 720\text{mm}$; $b = 600\text{mm}$; $e = 36\text{mm}$

XI.4.4 Dimensionnement de la fondation

1800m × 2400m × 650m

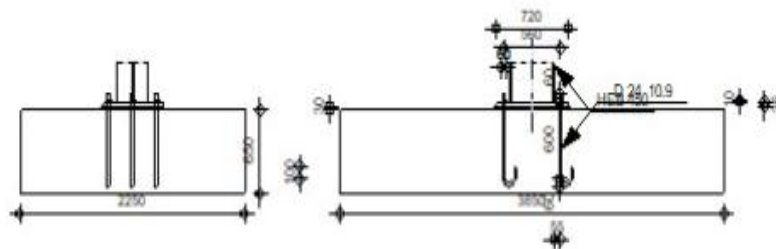


Figure XI-7 : Détails sur plaque d'Assise.

XI.4.5 La résistance à la traction d'un boulon d'ancrage

- Partie tendue :

$$F_{3s,Rd} = 3 \times \frac{A_s \times f_y}{\gamma_{Mb}} = 3 \times \frac{353 \times 235}{1.25} = 199092\text{N}.$$

XI.4.5.1 La résistance de la plaque d'assise en flexion

$$F_{pl,Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{6 \times m \times \gamma_{M0}} = \frac{b \times t^2 \times f_y}{6 \times m \times \gamma_{M0}} = \frac{600 \times 36^2 \times 235}{6 \times 70 \times 1.1} = 395532.46N$$

$$F_{3s,Rd} = 199092N < F_{pl,Rd} = 395532.46N \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Partie comprimée :**

XI.4.5.2 Résistance du béton à la compression

$$F_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$\text{Avec : } f_{ck} = 25N/mm^2.$$

$$F_{cd} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.2N/mm^2.$$

XI.4.5.3 Résistance du calcul a l'écrasement du matériau de scellement

$$f_{jd} = \alpha \times \beta_j \times F_{cd}$$

$$\text{Avec : } \left(\frac{A_{c1}}{A_{c0}} \right)^{0.5} = \alpha = 1.5.$$

$$f_{jd} = 3/2 \times 2/3 \times 14.2 = 14.2N/mm^2.$$

XI.4.5.4 Calcul de la largeur d'appui additionnelle C

$$C = t \left(\frac{f_{yp}}{3f_{jd} \times \gamma_{M0}} \right)^{0.5}$$

$$C = t \sqrt{\frac{f_{yp}}{3f_{jd} \times \gamma_{M0}}} = 36 \sqrt{\frac{235}{3 \times 14.2 \times 1.1}} = 80.61mm = 85mm$$

$$C = 85mm \leq (h_c - 2t_{fc})/2 = (450 - 2 \times 26)/2 = 199mm$$

XI.4.5.5 Calcul de l'excentricité de la charge de compression

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{486.93}{1558.75} = 0.30 = 300mm$$

$$a' = 450 + 2 \times 135 = 720mm.$$

$$\frac{a'}{6} = \frac{720}{6} = 120\text{mm} ; e = 300 > \frac{a'}{6} = 120\text{mm}.$$

→ la force de compression est extérieure au noyau central.

XI.4.5.6 Vérification de la plaque d'assise

- Equation d'équilibre :

$$\sum F_{vertical} = 0 \rightarrow N_{sd} + T - C = 0.$$

$$\text{Avec : } C = x \times b' \times f_{jd} = \chi \times (300 + 2 \times 150) \times 14.2 = 8520x$$

$$1558.75 + T - 8520x = 0$$

$$\sum M_z = 0 \rightarrow M_{sd} + N_{sd} \left(\frac{a}{2} - g \right) - C \left(\frac{a}{2} - g + \frac{h_c}{2} + c - \frac{x}{2} \right) = 0.$$

- $481.93 \times 10^6 + 1558.75 \left(\frac{300}{2} - 70 \right) - 8520x \left(\frac{300}{2} - 70 + \frac{450}{2} + 70 - \frac{x}{2} \right) = 0$
- $-725.86 \times 10^5 x^2 - 29.82 \times 10^5 x + 6066.3 \times 10^5 = 0$

$$\{x_1 = 2.87 ; x_2 = -2.91\}$$

$$T = -1558.75 + 8520(2.87)$$

$$T = 22893.65\text{N}.$$

XI.4.5.7 Vérification de l'épaisseur de la plaque

$$M_{sd} \leq M_{Pl,Rd}$$

a) Moment fléchissant au niveau de la section 1 :

$$x = 2.87\text{mm} < c = 85\text{mm}.$$

$$M_{1,sd} = b' f_{jd} \times c \times \frac{c}{2} = 600 \times 14.2 \times 85 \times \frac{85}{2} = 3077.8 \times 10^4 \text{N} \cdot \text{mm}$$

b) Moment fléchissant au niveau de la section 2 :

$$M_{2sd} = T \times 70 = 22893.65 \times 70$$

$$M_{2sd} = 160.25 \times 10^4 = \text{N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{sd} = \max\{M_{1sd} ; M_{2sd}\} = 3077.8 \times 10^4 \text{N} \cdot \text{mm}$$

c) Le moment fléchissant par unité de longueur :

$$M_{sd} = \frac{M_{1sd}}{L_{eff}}$$

$$L_{eff} = b_{fc} + 2c = 300 + 2 \times 85 = 470\text{mm}.$$

$$M_{sd} = \frac{3077.8 \times 10^4}{470} = 65485.1 N \cdot mm.$$

d) Le moment résistant plastique :

$$M_{pl,Rd} = \frac{t^2 \times f_y}{4\gamma_{M0}} = \frac{36^2 \times 235}{4 \times 1.1} = 207654.54 N \cdot mm$$

$$M_{sd} = 65485.1 N \cdot mm < M_{pl,Rd} = 207654.54 N \cdot mm$$

XI.4.5.8 Calcul des boulons d'ancrage

$$T = 22893.65 N.$$

La résistance à la traction d'un boulon s'exprime sous la forme suivante :

(Pour 3 tiges M₂₄ de classe 10.9)

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

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 400 \times 353}{1.25} = 101664 N.$$

$$F_{t,Rd} = \frac{T}{3} = \frac{22893.65}{3} = 7631.21 N$$

$$F_{t,sd} = 7631.21 N \leq F_{t,Rd} = 101664 N$$

Condition vérifiée.

XI.4.6 Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence

Pour un boulon d'ancrage :

$$T/2 < f_{anc,Rd}$$

a) La résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage :

$$f_{anc,Rd} = \pi \times d \times f_{bd}(L_1 + 6.4r + 3.5L_2)$$

La longueur totale de la tige

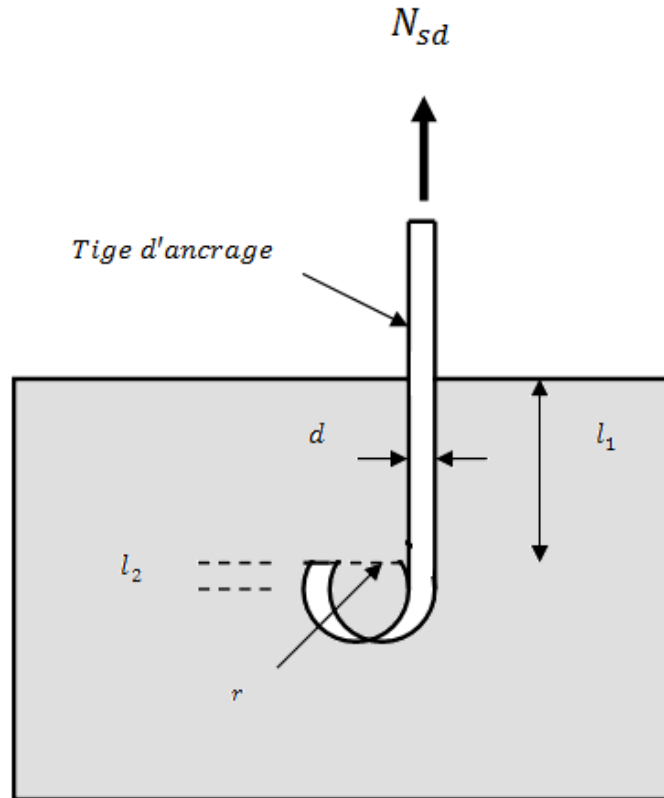


Figure XI-8 : Les longueur de la tige d'ancrage.

$$L_1 = 20 \times 24 = 480mm$$

$$L_2 = 2 \times 24 = 48mm.$$

$$L_b = L_1 + 6.4r + 3.5L_2 \quad \text{avec : } r = 3 \times d = 3 \times 24 = 72mm.$$

$$L_b = 480 + 6.4 \times 72 + 3.5 \times 48 = 1109mm.$$

b) Calcul de la contrainte d'adhérence f_d :

$$L_{b,rqd} = 0.144d \frac{f_{ub}}{f_{bd}} = 0.144 \times 24 \times \frac{600}{1.2} = 1728mm.$$

$$f_{bd} = \frac{0.36\sqrt{25}}{1.5} = 1.2N/mm^2$$

c) La résistance d'ancrage en traction d'une tige :



$$f_{anc,Rd} = \pi \times d \times L_{b,rqd} \times f_{bd}$$

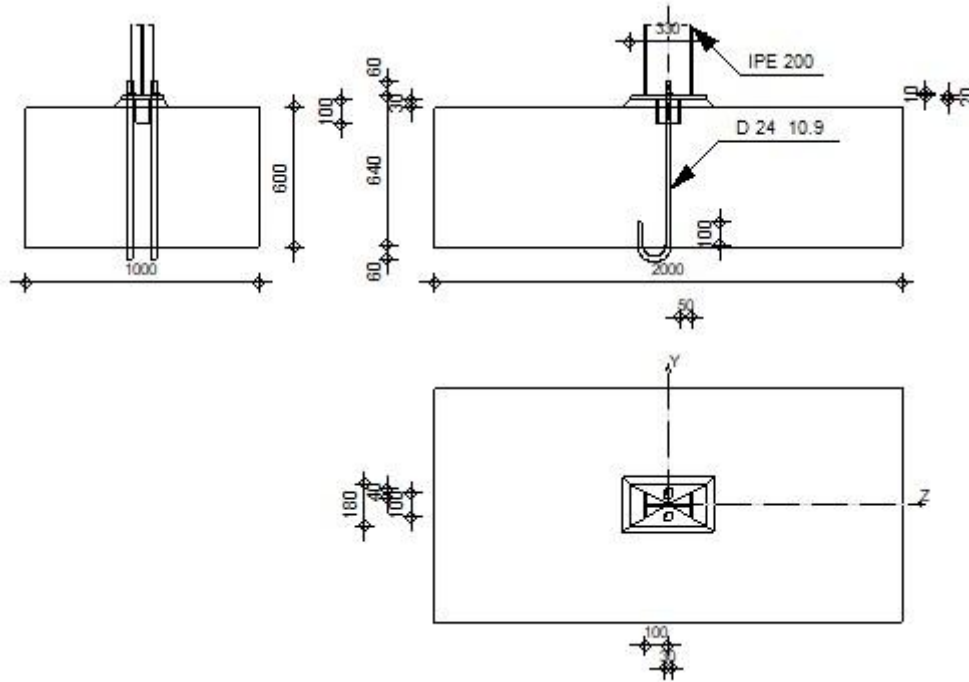
$$f_{anc,Rd} = \pi \times 24 \times 1728 \times 1.2 = 156345.75N$$

$$T/2 = 11446.82N < f_{anc,Rd} = 156345.75N$$

Condition vérifiée.

XI.5 Note de calcul de la base de potelet

	Robot Structural Analysis Professional 2025 Calcul du Pied de Poteau articulé Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	
		Ratio 0,21



Général

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage: Pied de poteau articulé
 Noeud de la structure: 1
 Barres de la structure: 65

Géométrie

Poteau

Profilé: IPE 200
 Barre N°: 65
 $L_c = 11,50$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,00$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 200$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$L_c =$	11,50	[m]	Longueur du poteau
$b_{fc} =$	100	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	6	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	12	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	28,48	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	1943,17	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: Steel

$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	360,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

Platine de prescellement

$l_{pd} =$	330	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	180	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	20	[mm]	Epaisseur

Matériau: S 235

$f_{ypd} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	360,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	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
$d =$	24	[mm] Diamètre du boulon
$A_s =$	3,53	[cm ²] Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	4,52	[cm ²] Aire de la section du boulon
$n =$	2	Nombre de rangées des boulons
$e_v =$	100	[mm] Entraxe

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	60	[mm]
---------	----	------

$$L_1 = 60 \text{ [mm]}$$

$$L_2 = 640 \text{ [mm]}$$

$$L_3 = 120 \text{ [mm]}$$

$$L_4 = 100 \text{ [mm]}$$

Platine

$$l_{wd} = 30 \text{ [mm]} \text{ Longueur}$$

$$b_{wd} = 40 \text{ [mm]} \text{ Largeur}$$

$$t_{wd} = 10 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur}$$

Bêche

Profilé: IPE 100

$$l_w = 100 \text{ [mm]} \text{ Longueur}$$

Matériau: S 235

$$f_{yw} = 235,00 \text{ [MPa]} \text{ Résistance}$$

Coefficients de matériau

$$\gamma_{M0} = 1,00 \text{ Coefficient de sécurité partiel}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \text{ Coefficient de sécurité partiel}$$

$$\gamma_C = 1,50 \text{ Coefficient de sécurité partiel}$$

Semelle isolée

$$L = 2000 \text{ [mm]} \text{ Longueur de la semelle}$$

$$B = 1000 \text{ [mm]} \text{ Largeur de la semelle}$$

$$H = 600 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de la semelle}$$

Béton

Classe C25/30

$$f_{ck} = 25,00 \text{ [MPa]} \text{ Résistance caractéristique à la compression}$$

Mortier de calage

$$t_g = 30 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur du mortier de calage}$$

$$f_{ck,g} = 12,00 \text{ [MPa]} \text{ Résistance caractéristique à la compression}$$

$$C_{f,d} = 0,30 \text{ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton}$$

Soudures

$a_p = 3$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 4$ [mm] Bêche

Efforts

Cas: 3: COMB12 1*1.35+2*1.50

$N_{j,Ed} = -50,12$ [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,z} = -45,30$ [kN] Effort tranchant

Résultats

Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 16,67$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 32,31$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{MO}))}$$

$c = 31$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 71$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 162$ [mm] Longueur effective de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 114,87$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 1033,86$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$$

$F_{rd,u} = 574,36$ [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = \beta_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$$

$f_{jd} = 33,33$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 311,69$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$$

$F_{c,Rd,n} = 1038,98$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$N_{j,Rd} = 1038,98$ [kN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) $0,05 < 1,00$ **vérifié** (0,05)

Cisaillement

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 2,12$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 1,00$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 345,60$ [kN] 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)]

$A_{vb} = 4,52$ [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)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 89,75$ [kN] 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]

$M_{Rk,s} = 1,83$ [kN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 52$ [mm] Longueur du bras de levier CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 58,72$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 260,26$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$ Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,cp} = 240,98 \quad [kN] \quad \text{Résistance du béton à l'effet de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$V_{Rk,c,z}^0 = 784,1 \quad [kN] \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,z} = 0,15 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$\psi_{h,V,z} = 1,31 \quad \text{Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,z} = 0,80 \quad \text{Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 56,38 \quad [kN] \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$N_{c,Ed} = 50,12 \quad [kN] \quad \text{Effort de compression} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 15,03 \quad [kN] \quad \text{Résistance au glissement} \quad [6.2.2.(6)]$$

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * l_w * b_{wz} * f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 128,33 \quad [kN] \quad \text{Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 256,13 \quad [kN] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,18 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,18)$$

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} =$	11,74 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	11,74 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	0,00 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	-41,26 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,05 < 1,00	vérifié	(0,05)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,07 < 1,00	vérifié	(0,07)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,21 < 1,00	vérifié	(0,21)

Composant le plus faible:

SOUDEURES ASSEMBLANT LE FUT DU POTEAU A PLAQUE D'ASSISE

Remarques

Rayon de courbure de l'ancrage trop faible.

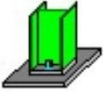

60 [mm] < 72 [mm]

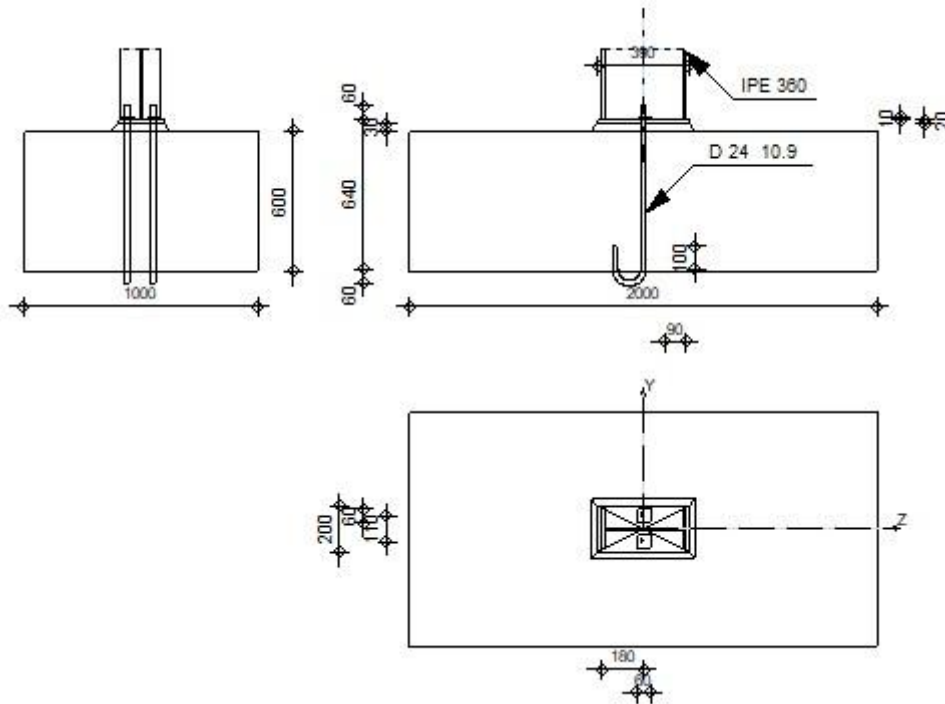
Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court.

100 [mm] < 120 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,21
--	-------	------

XI.6 Note de calcul base poteau et mezzanine

	Robot Structural Analysis Professional 2025 Calcul du Pied de Poteau articulé Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	
		Ratio 0,15



Général

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage: Pied de poteau articulé
 Noeud de la structure: 1
 Barres de la structure: 1

Géométrie

Poteau

Profilé: IPE 360
 Barre N°: 1
 $L_c = 3,28$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,00$ [Deg] Angle d'inclinaison

$L_c =$	3,28	[m]	Longueur du poteau
$h_c =$	360	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	170	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	13	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	18	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	72,73	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	16265,60	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	S 235		
$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	360,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

Platine de prescellement

$l_{pd} =$	390	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	200	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	20	[mm]	Epaisseur
Matériau:	S 235		
$f_{ypd} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	360,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	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
$d =$	24	[mm] Diamètre du boulon
$A_s =$	3,53	[cm ²] Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	4,52	[cm ²] Aire de la section du boulon
$n =$	2	Nombre de rangées des boulons
$e_v =$	110	[mm] Entraxe

Dimensions des tiges d'ancrage

$$L_1 = 60 \text{ [mm]}$$

$$L_2 = 640 \text{ [mm]}$$

$$L_3 = 120 \text{ [mm]}$$

$$L_4 = 100 \text{ [mm]}$$

Platine

$$l_{wd} = 60 \text{ [mm]} \text{ Longueur}$$

$$b_{wd} = 60 \text{ [mm]} \text{ Largeur}$$

$$t_{wd} = 10 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur}$$

Coefficients de matériau

$$\gamma_{M0} = 1,00 \text{ Coefficient de sécurité partiel}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \text{ Coefficient de sécurité partiel}$$

$$\gamma_C = 1,50 \text{ Coefficient de sécurité partiel}$$

Semelle isolée

$$L = 2000 \text{ [mm]} \text{ Longueur de la semelle}$$

$$B = 1000 \text{ [mm]} \text{ Largeur de la semelle}$$

$$H = 600 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de la semelle}$$

Béton

Classe C20/25

$$f_{ck} = 20,00 \text{ [MPa]} \text{ Résistance caractéristique à la compression}$$

Mortier de calage

$$t_g = 30 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur du mortier de calage}$$

$$f_{ck,g} = 12,00 \text{ [MPa]} \text{ Résistance caractéristique à la compression}$$

$$C_{f,d} = 0,30 \text{ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton}$$

Soudures

$$a_p = 5 \text{ [mm]} \text{ Plaque principale du pied de poteau}$$

Efforts

Cas: 3: COMB15 (1+2)*1.35

$$N_{j,Ed} = -185,47 \text{ [kN]} \text{ Effort axial}$$

$N_{j,Ed} = -185,47$ [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,z} = -14,16$ [kN] Effort tranchant

Résultats

Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 13,33$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 24,53$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{MO})}$$

$c = 36$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 63$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 200$ [mm] Longueur effective de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 126,88$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 1141,92$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$$

$F_{rd,u} = 507,52$ [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$f_{jd} = 26,67$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 462,89$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$F_{c,Rd,n} = 1234,37$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$N_{j,Rd} = 1234,37$ [kN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) $0,15 < 1,00$ **vérifié** (0,15)

Cisaillement

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 1,00$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 345,60$ [kN] 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)]

$A_{vb} = 4,52$ [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)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 89,75$ [kN] 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]

$M_{Rk,s} = 1,83$ [kN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 52$ [mm] Longueur du bras de levier CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 58,72$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 232,33$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$ Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 215,12$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z} = 609,9$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0$	609,9 [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$=$	9]		
$\Psi_{A,V,z}$	= 0,18	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4.]
$\Psi_{h,V,z}$	= 1,27	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,z}$	= 0,81	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 [9.3.4.(f)]
$\Psi_{ucr,V,z}$	= 1,00	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
γ_{Mc}	= 2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \Psi_{A,V,z} * \Psi_{h,V,z} * \Psi_{s,V,z} * \Psi_{ec,V,z} * \Psi_{\alpha,V,z} * \Psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,z}$	= 51,19 [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d}$	= 0,30	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed}$	= 185,47 [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$			
$F_{f,Rd}$	= 55,64 [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z}$	= 158,02 [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		0,09 < 1,00	vérifié (0,09)

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

σ_{\perp}	= 14,76 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	= 14,76 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{y }$	= 0,00 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z }$	= -4,23 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_w	= 0,80	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,06 < 1,00	vérifié	(0,06)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{y1l}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,08 < 1,00	vérifié	(0,08)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z1l}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,08 < 1,00	vérifié	(0,08)

Composant le plus faible:

FONDATION EN PRESSION DIAMETRALE

Remarques

Rayon de courbure de l'ancrage trop faible.



60 [mm] < 72 [mm]

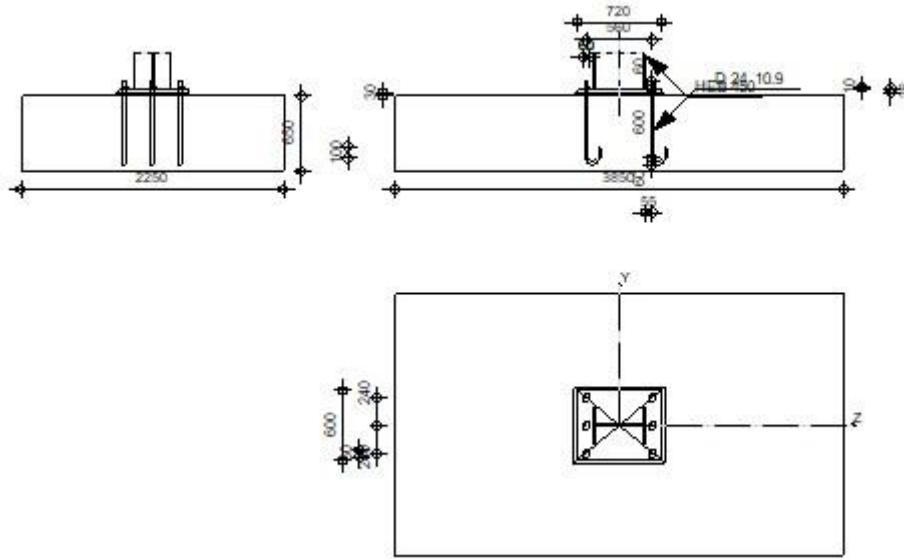
Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court.

100 [mm] < 120 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,15
--	-------	------

XI.7 Note de calcul base de poteau du hangar

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	



Général

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 1
 Barres de la structure: 1

Géométrie

Poteau

Profilé: HEB 450
 Barre N°: 1
 $L_c = 5,00$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 450$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau

$L_c =$	5,00	[m]	Longueur du poteau
$t_{wc} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	26	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	217,98	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	79887,60	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	S 235		
$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	360,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

Platine de prescellement

$l_{pd} =$	720	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	600	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	36	[mm]	Epaisseur
Matériau:	S 235		
$f_{ypd} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	360,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe =	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
$d =$	24	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	3,53	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	4,52	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	3		Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	560	[mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	240	[mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

$$L_1 = 60 \text{ [mm]}$$

$$L_2 = 600 \text{ [mm]}$$

$$L_3 = 120 \text{ [mm]}$$

$$L_4 = 100 \text{ [mm]}$$

Platine

$$l_{wd} = 60 \text{ [mm]} \text{ Longueur}$$

$$b_{wd} = 60 \text{ [mm]} \text{ Largeur}$$

$$t_{wd} = 10 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur}$$

Coefficients de matériau

$$\gamma_{M0} = 1,00 \text{ Coefficient de sécurité partiel}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \text{ Coefficient de sécurité partiel}$$

$$\gamma_C = 1,50 \text{ Coefficient de sécurité partiel}$$

Semelle isolée

$$L = 3850 \text{ [mm]} \text{ Longueur de la semelle}$$

$$B = 2250 \text{ [mm]} \text{ Largeur de la semelle}$$

$$H = 650 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de la semelle}$$

Béton

$$\text{Classe} \quad \quad \quad C25/30$$

$$f_{ck} = 25,00 \text{ [MPa]} \text{ Résistance caractéristique à la compression}$$

Mortier de calage

$$t_g = 30 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur du mortier de calage}$$

$$f_{ck,g} = 12,00 \text{ [MPa]} \text{ Résistance caractéristique à la compression}$$

$$C_{f,d} = 0,30 \text{ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton}$$

Soudures

$$a_p = 10 \text{ [mm]} \text{ Plaque principale du pied de poteau}$$

Efforts

Cas: 1: PERM1

$$N_{j,Ed} = -1575,54 \text{ [kN]} \text{ Effort axial}$$

$N_{j,Ed} = -1575,54$ [kN] Effort axial
 $V_{j,Ed,z} = -104,67$ [kN] Effort tranchant
 $M_{j,Ed,y} = 481,93$ [kN*m] Moment fléchissant

Résultats

Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 16,67$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 22,12$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$$

$c = 68$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 161$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 435$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 703,24$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 5258,68$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$$

$F_{rd,u} = 3205,08$ [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = \beta_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$$

$f_{jd} = 30,38$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 1798,90$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y} = 703,24$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$$

$F_{c,Rd,n} = 5465,77$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 2136,72$ [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1,00$ Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]

$W_{pl,y} = 3982,57$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y} = 935,90$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

CL =	1,00	Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$h_{f,y}$ =	424 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y}$ =	2207,32 [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd}$ =	5465,77 [kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{c,Rd,y}$ =	2136,72 [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

Zone tendue

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

A_b =	3,53 [cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
f_{ub} =	1000,00 [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
Beta =	0,85	Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta \cdot 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$			
$F_{t,Rd,s1}$ =	216,04 [kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
γ_{Ms} =	1,20	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
f_{yb} =	900,00 [MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$			
$F_{t,Rd,s2}$ =	264,75 [kN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$			
$F_{t,Rd,s}$ =	216,04 [kN]	Résistance du boulon à la rupture	

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

f_{ck} =	25,00 [MPa]	Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
$f_{ctd} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_C$			
f_{ctd} =	1,20 [MPa]	Résistance de calcul à la traction	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
η_1 =	1,00	Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
η_2 =	1,00	Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

$f_{bd} = 2,69$ [MPa] Adhérence de calcul admissible EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$h_{ef} = 600$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$$

$F_{t,Rd,p} = 121,84$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 600$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 551,14$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$s_{cr,N} = 1800$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.4]

$c_{cr,N} = 900$ [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.4]

$A_{c,N0} = 53808,00$ [cm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.4]

$A_{c,N} = 53100,00$ [cm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.4]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$\psi_{A,N} = 0,99$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.4]

$c = 885$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.4]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$$

$\psi_{s,N} = 0,99$ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [9.2.4]

$\psi_{ec,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [9.2.4]

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$$

$\psi_{re,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation CEB [9.2.4]

$\psi_{ucr,N} = 1,00$ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.4]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$F_{t,Rd,c} = 250,5$ [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 600$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.5]

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$N_{RK,c}^0 =$	551,14	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$S_{cr,N} =$	1200	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$C_{cr,N} =$	600	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} =$	29568,00	[cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} =$	29568,00	[cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$\Psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$				
$\Psi_{A,N} =$	1,00		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c =$	600	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3*c/C_{cr,N} \leq 1.0$				
$\Psi_{s,N} =$	1,00		Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$\Psi_{ec,N} =$	1,00		Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$				
$\Psi_{re,N} =$	1,00		Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$\Psi_{ucr,N} =$	1,00		Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
$\Psi_{h,N} = (h/(2*h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$				
$\Psi_{h,N} =$	0,66		Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} =$	2,16		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{RK,c}^0 * \Psi_{A,N} * \Psi_{s,N} * \Psi_{ec,N} * \Psi_{re,N} * \Psi_{ucr,N} * \Psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$				
$F_{t,Rd,sp} =$	169,55	[kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd} = 121,84$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} =$	257	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	257	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	44	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	19,60	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	19,60	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]

$l_{eff,1} =$	257	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$F_{T,1,Rd} =$	1794,28	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	601,79	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	365,51	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,y} =$	365,51	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$				
$F_{T,Rd,y} =$	365,51	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,29 < 1,00$	vérifié	(0,29)
$e_y =$	306	[mm]	Excentricité de l'effort axial [6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	212	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$ [6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	280	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$ [6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	548,85	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,88 < 1,00$	vérifié	(0,88)

Cisaillement

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 1,03$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement		[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 1,00$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$		[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement		[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$			
$F_{1,vb,Rd,z} =$	622,08	[kN]	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)]
$A_{sb} =$	3,53	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon [6.2.2.(7)]
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction [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)]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{sb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 70,04$ [kN] 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]

$M_{Rk,s} = 1,14$ [kN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 60$ [mm] Longueur du bras de levier CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 31,63$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 541,16$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$ Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 501,08$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 6127,8$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,z} = 0,09$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,z} = 1,56$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,z} = 0,81$ 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 [9.3.4.(f)]

$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

$$V_{RK,c,z} = 6127,8 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{RK,c,z} \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 337,68 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$N_{c,Ed} = 1575,54 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de compression} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$F_{i,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$$F_{i,Rd} = 472,66 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au glissement} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 662,44 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,16 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$$\sigma_{\perp} = 168,01 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad \text{[4.5.3.(7)]}$$

$$\tau_{\perp} = 168,01 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad \text{[4.5.3.(7)]}$$

$$\tau_{yII} = 0,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,y} \quad \text{[4.5.3.(7)]}$$

$$\tau_{zII} = -13,15 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,z} \quad \text{[4.5.3.(7)]}$$

$$\beta_W = 0,80 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad \text{[4.5.3.(7)]}$$

$$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,65 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,65)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,93 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,93)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,83 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,83)$$

Rigidité de l'assemblage

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$$b_{eff} = 161 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de la semelle de tronçon T} \quad \text{[6.2.5.(3)]}$$

$$l_{eff} = 435 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace de la semelle de tronçon en T} \quad \text{[6.2.5.(3)]}$$

$$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$$

$$k_{13,y} = 31 \text{ [mm]} \quad \text{Coef. de rigidité du béton comprimé} \quad \text{[Tableau 6.11]}$$

$l_{eff} =$	257 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	44 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,y} =$	61 [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	280 [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$			
$k_{16,y} =$	2 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,56	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	110061,67 [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	503291,88 [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE			[5.2.2.5.(2)]

Composant le plus faible :

SOUDESURES ASSEMBLANT LE FUT DU POTEAU A PLAQUE D'ASSISE

Remarques

Rayon de courbure de l'ancrage trop faible.

60 [mm] < 72 [mm]

Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court.

100 [mm] < 120 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,93
--	-------	------

Chapitre XII : Calcul des fondations.

XII.1 Introduction

Les fondations excentrées sont utilisées lorsque le poteau est placé près d'un bord ou d'un obstacle, ce qui empêche de centrer la semelle. Elles nécessitent un bon dimensionnement ou l'ajout de longrines pour assurer la stabilité de la structure.

XII.2 Définition

Une fondation est la partie inférieure d'une structure qui transmet les charges de l'ouvrage au sol. Elle a pour rôle d'assurer la stabilité de la construction en répartissant les efforts de manière à éviter les tassements ou glissements.



Figure XII-1 : Exemple d'une semelle isolée avec des tiges d'encrage et des longrines

XII.3 Calcul de la fondation du hangar

La platine est soumise aux sollicitations les plus défavorables qui sont

- $N_{sd} = 1558.75 \text{ kN}$.
- $M_{y, sd} = 486.93 \text{ kN.m}$.
- $V_{z, sd} = 104.67 \text{ kN}$.

$$F_{ck} = 25 \text{ Mpa et } F_{yk} = 400 \text{ Mpa, } \bar{\sigma}_s = 2 \text{ daN/cm}^2 = 0.2 \text{ kN/cm}^2$$

XII.3.1 Dimensionnement de la fondation à l'ELS

- Charge axiale de service de compression :

$$\gamma = (1.35 + 1.5)/2 = 1.425.$$

$$N = N_{sd}/\gamma = 1558.75/1.425 = 1093.86 \text{ kN}.$$

- Moment fléchissant de service :

$$M = 486.93/1.425 = 341.7 \text{ kN.m}$$

On admet 10% de N comme poids propre de la fondation :

$$N = 1093.86 \times 1.1 = 1203.25kN.$$

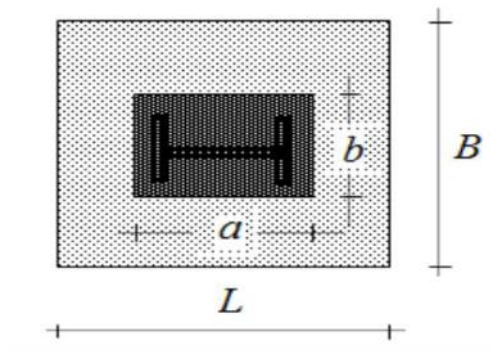
- L'aire de la fondation :

$$A = N/\bar{\sigma}_s = 1203.25/200 = 6.01m^2$$

On admet 25% additionnel du au moment :

$$A = 1.25 \times 6.01 = 7.51m^2.$$

XII.3.2 Calcul des dimensions de la semelle



Dimensions de la platine $a \times b = (720 \times 600)mm$.

a) Dimensions de la fondation L×B

$$K = \frac{a}{b} = \frac{L}{B} = \frac{720}{600} = 1.2$$

$$L = 1.2B \rightarrow B = 0.58L$$

$$\sigma_s = \frac{N}{S} + \frac{M \times V}{I} \leq \bar{\sigma}_s$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = 2daN/cm^2$$

$$S = L \times 0.6L = 0.6L^2$$

$$V = L/2$$

$$I = B \times \frac{L^3}{12} = 0.58 \times \frac{L^4}{12}$$

$$\sigma_s = \frac{1203.25}{0.6L^2} + \frac{341.7 \times 10^2 \times \frac{L}{2}}{0.58 \times \frac{L^4}{12}} \leq 0.02$$

On obtient une inéquation de 3^{émé} degré

$$L^3 - 100269.15L - 17686335.4 \geq 0$$

$$L \geq 382.73\text{cm}$$

$$\text{Soit : } L = 385\text{cm.}$$

$$B = 0.58 \times 385 = 223.3$$

$$B \approx 225\text{cm.}$$

b) Hauteur de la semelle :

$$h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{L - a}{4} = \frac{385 - 72}{4} = 78.25\text{cm.} \\ \frac{B - b}{4} = \frac{225 - 60}{4} = 41.25\text{cm} \end{array} \right.$$

$$h = 80\text{cm.}$$

On admet l'enrobage de 50mm et les armatures de HA16.

$$d = 80 - 5 - \frac{1.6}{2} = 74.2\text{cm.}$$

c) Poids propre de la semelle :

$$P_p = 2500 \times 385 \times 2.25 \times 0.8 = 17325\text{kg} = 173.25\text{kN.}$$

$$N = 1203.25 + 173.25 = 1376.5\text{kN.}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{341.7 \times 10^2}{1376.5} = 24.82 \approx 25\text{cm} \left. \vphantom{\frac{M}{N}} \right\} e < \frac{L}{6}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{385}{6} = 64.16\text{cm}$$

→La répartition du diagramme est trapézoïdale.

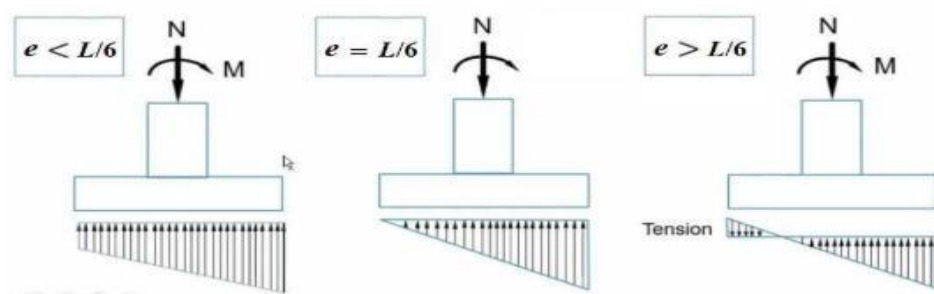


Figure XII-2 : Répartition des contraintes sous la semelle.

XII.3.3 Calcul des pressions sous la fondation à l'ELU

$$M_{sd} = 486.93 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 1558.75 \text{ kN.}$$

$$N_{sd} = 1558.75 \text{ kN} + 1.35 \times P_p$$

avec : $P_p = 173.25 \text{ kN.}$

$$N_{sd} = 1558.75 \text{ kN} + 1.35 \times 173.25 = 1792.63 \text{ kN.}$$

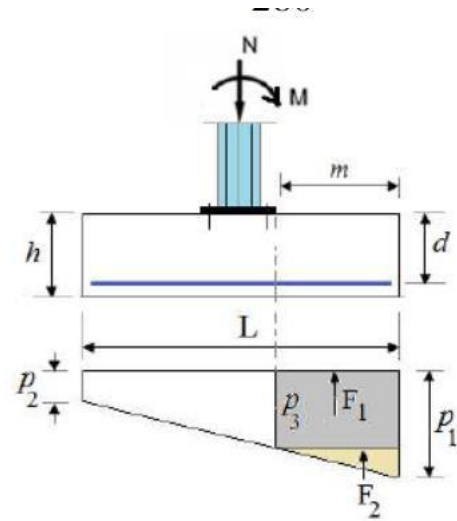
$$P_{1,2} = \frac{N_{sd}}{A} \pm \frac{M_{sd} \times y}{I} = \frac{N_{sd}}{B \times L} \pm \frac{6M_{sd}}{B \times L^2}$$

$$P_{1,2} = \frac{1792.63}{385 \times 225} \pm \frac{6 \times 481.93 \times 10^2}{225 \times 385^2} = (0.017 \pm 8.67 \times 10^{-3}) \text{ kN/cm}^2$$

$$P_{1,2} = 0.025 \text{ kN/cm}^2$$

$$P_2 = (0.017 \pm 8.67 \times 10^{-3}) = 0.008 < 0.02$$

$$P_3 = P_2 + (P_1 - P_2) \frac{m + a}{L} = 0.008(0.025 - 0.008) \frac{156.5 + 72}{385} = 0.0807 \times 10^{-3} \text{ kN/cm}^2$$



XII.3.4 Calcul les armatures dans la direction du moment

$$L = 385 \text{ cm} ; B = 225 \text{ cm} ; m = \frac{385 - 72}{2} = 156.5$$

$$F_1 = P_3 \times m \times B = 0.0807 \times 10^{-3} \times 156.5 \times 225 = 2.85 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0.5(P_1 - P_3) \times m \times B = 0.5(0.025 - 0.08 \times 10^{-3}) \times 156.5 \times 225 = 438.74 \text{ kN.}$$

$$M_{sd} = F_1 \left(\frac{m}{2}\right) + F_2 \left(\frac{2m}{3}\right) = 2.84 \left(\frac{156.5}{2}\right) + 438.74 \left(\frac{2 \times 156.5}{3}\right) = 459.97 \text{ kN.m}$$

On assume les armatures de 16mm et l'enrobage de 50mm.

$$K = M_{sd} / F_{cA} \times b \times d^2 = \frac{459.97}{25 \times 2250 \times 742^2} = 1.48 \times 10^{-7} < 0.156 \text{ (Pas d'armatures comprimées)}$$

$$Z = d(0.5 + \sqrt{0.25 - K/1.134}) = 742(0.5 + \sqrt{0.25 - 1.48 \times 10^{-7}/1.134}) = 742 \text{ mm}$$

$$Z > 0.95d \rightarrow 742 > 704.9$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{F_{yd} \times Z}$$

$$F_{yd} = \frac{F_y}{\gamma_s} = \frac{400}{1.14} = 347.8 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{459.97}{347.8 \times 704.9} = 1.87 \times 10^{-3} \text{ mm}^2$$

XII.3.5 Section minimale des armatures principales

$$A_{min} = 0.26 \frac{F_{ctm}}{F_{yk}} \times b \times d = 0.26 \frac{2.56}{400} \times 2250 \times 742 = 2778.048 \text{ mm}^2$$

$$F_{ctm} = 0.30 \times F_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2.56$$

Diamètre d'un HA16 est 201 mm^2 , soit 14 HA16 $\rightarrow A = 2814 \text{ mm}^2$

La section adapter sera 14 HA16 avec espacement de 17cm.

XII.3.6 Calcul des armatures dans la direction transversale

$$P = \frac{N_{sd}}{B \times L} = \frac{1376.5}{225 \times 385} = \frac{0.0158 \text{ kN}}{\text{cm}^2}$$

$$m = \frac{B - b}{2} = \frac{225 - 60}{2} = 82.5 \text{ cm}$$

$$F = P \times m \times L = 0.0158 \times 82.5 \times 385 = 501.84 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = F \times \left(\frac{m}{2}\right) = 501.84 \times \left(\frac{82.5}{2}\right) = 20701.20 \text{ kN}$$

$$K = \frac{M_{sd}}{F_{ck} \times d^2 \times b} = \frac{459.97}{25 \times 742^2 \times 60} = 5.56 \times 10^{-7} < 0.56 \text{ (Pas d'armatures comprimées).}$$

$$Z = d(0.5 + \sqrt{0.25 - K/1.134}) = 742(0.5 + \sqrt{0.25 - 5.56 \times 10^{-7}/1.134}) = 742 \text{ mm}$$

$$Z > 0.95d \rightarrow 742 > 704.9$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{F_{yd} \times Z}$$

$$F_{yd} = \frac{F_y}{\gamma_s} = \frac{400}{1.14} = 347.8 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{20701.2 \times 10^6}{347.8 \times 704.9} = 84438.09 \text{ mm}^2$$

- Section minimale des armatures principales :

$$A_{min} = 0.26 \frac{F_{ctm}}{F_{yk}} \times b \times d = 0.26 \frac{2.6}{400} \times 3850 \times 742 = 4827.82 \text{ mm}^2$$

$$F_{ctm} = 0.30 \times F_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2.6 N/mm^2$$

$$\frac{4827.82}{201} = 24.$$

Soit 24 HA16

XII.3.7 Vérification au cisaillement

$$V_{sd} = \frac{P_1 + P_3}{2} \times (m - d) \times B = \frac{0.025 + 8.07 \times 10^{-5}}{2} \times (156.5 - 74.2) \times 225$$

$$V_{sd} = 232.21 kN.$$

- La contrainte de cisaillement résistant :

$$V_{Rd,c} = \left[0.12K \times (1000 \times \rho \times F_{ck})^{\frac{1}{3}} \right]$$

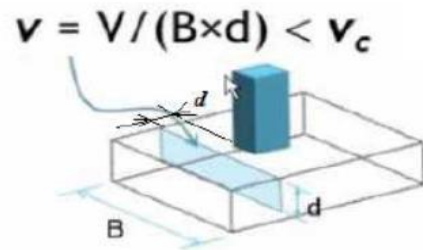
$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{74.2}} = 1.51$$

- Le pourcentage d'armature dans la section :

$$\rho = \frac{A_s}{B} \times d = \frac{2778.04}{2250 \times 74.2} = 0.16$$

$$\rho = 0.016 N/mm^2$$

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \times 1.51 \times (1000 \times 0.016 \times 10^{-3} \times 25)^{\frac{1}{3}} \right] = 0.13 N/mm^2.$$



XII.3.8 Vérification au poinçonnement

$$P = \frac{N_{sdt}}{B \times L} = \frac{1558.75}{2250 \times 385} = 0.018 kN/cm^2$$

- La surface hachurée :

$$S = [225 \times 385 - (3 \times 74.2 + 72)(3 \times 74.2 + 60)] = 3371.04 cm^2$$

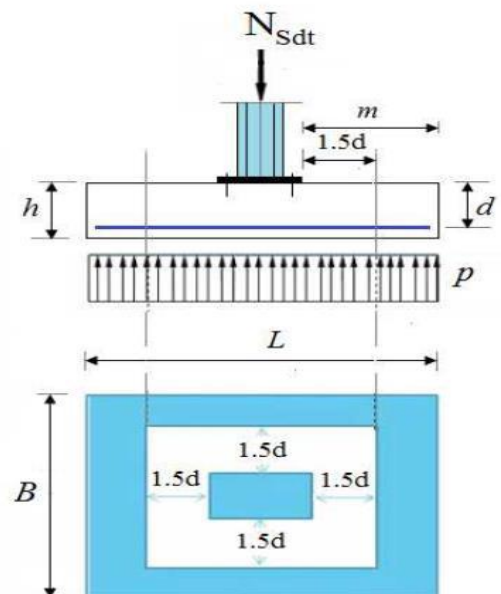
$$V_{poinçonnement} = P \times S - 0.018 \times 3371.04 = 6067 kN$$

- Surface cisailée :

$$S' = [d \times 2(3d + a + 3d + b)]$$

$$S' = 0.742 \times 2(3 \times 0.742 + 0.70 + 3 \times 0.742 + 0.6)$$

$$S' = 8.53 m^2$$



$$v = \frac{V_{\text{poissonnement}}}{S'} = \frac{60.67}{8.53} = 7.11 \text{ kN/cm}^2$$

$$v = 71.1 \times 10^{-4} \text{ N/mm}^2 < V_{Rd,c} = 0.13 \text{ N/mm}^2$$

XII.4 Calcul fondation centrée

On a choisi des fondations centrées pour les potelets et la mezzanine car les plaques d'assises sont presque les mêmes ainsi que les efforts.

Les valeurs extrêmes des efforts sont celles de la mezzanine.

XII.4.1 Billon des efforts

La platine est soumise aux sollicitations les plus défavorables qui sont :

- $N_{sd} = 135.55 \text{ kN}$.
- $V_{z,sd} = 10.49 \text{ kN}$.

Le poteau est un IPE360 :

$$h = 360 \text{ mm} ; b = 170 \text{ mm} ; t_w = 8 \text{ mm} ; t_f = 12.7 \text{ mm} ; A = 72.7 \text{ mm}^2.$$

Plaque d'assise : $h_p = 390 \text{ mm} ; b_p = 200 \text{ mm}$.

XII.4.2 Charge axiale de service de compression

$$N = 135.55 / 1.425 = 95.12 \text{ kN}$$

$$\gamma_{my} = \frac{\gamma_G + \gamma_m}{2} = \frac{1.35 + 1.5}{2} = 1.425$$

On admet 10% de N_{sd} comme poids propre du bloc en béton.

$$P_p = 9.51 \text{ kN}.$$

$$N = 95.12 + 9.51 = 104.63 \text{ kN}.$$

XII.4.3 L'aire de la fondation en béton

$$A = \frac{N}{\sigma_s} = \frac{104.63}{200} = 0.52 \text{ m}^2$$

XII.4.4 Dimension de la fondation : $L \times B$

$$K = \frac{a}{b} = \frac{L}{B} = \frac{390}{200} = 1.95$$

$$L = 1.95B \rightarrow B = 0.51L$$

On suppose $L = 200 \text{ cm}$ et $B = 0.51L = 0.51 \times 200 = 102 \text{ cm}$

En prend les dimensions de la fondation :

$$L = 200\text{cm} ; B = 100\text{cm}$$

$$A = 2 \times 1 = 2\text{m}^2 = 20000\text{cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_s = 2\text{daN/cm}^2 = 0.02\text{kN/cm}^2$$

$$P = \frac{N}{A} = \frac{104.63}{20000} = 5.23 \times 10^{-3}\text{kN/cm}^2 < 0.02\text{kN/cm}^2$$

- Hauteur de la semelle :

$$h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{L - a}{4} = \frac{200 - 39}{4} = 40.25\text{cm}. \\ \frac{B - b}{4} = \frac{100 - 20}{4} = 20\text{cm}. \end{array} \right.$$

$$\text{Soit : } h = 45\text{cm}$$

On prend $h=60\text{cm}$, valeur plus pratique pour plus de sécurité et pour éviter le poinçonnement.

$$d = h - c - \frac{\phi}{2} = 60 - 5 - \frac{1.4}{2} = 54.3\text{cm}.$$

On admet l'enrobage 50mm et des armatures de HA14

XII.4.5 Calcul des armatures à l'ELU

- Charge axiale ultime de compression :

$$N_{sd} = 135.55\text{kN}.$$

- La pression résultante à la base de la fondation :

$$P = \frac{N_{sd}}{A} = \frac{135.55}{2.0 \times 1.0} = 67.77\text{kN/m}^2$$

- Calcul du moment au niveau de la section critique de la fondation :

La section critique est située aux extrémités de la plaque d'assise :

$$m = \frac{200 - 39}{2} = 80.5\text{cm}$$

$$M_{sd} = 67.77 \times 2.0 \times 0.805 = 109.1\text{kN.m}$$

On assume des armatures de diamètre 14mm et enrobage 50mm

$$K = \frac{M_{sd}}{F_{ck} \times b \times d^2} = \frac{109.1 \times 10^6}{25 \times 1000 \times 543^2} = 0.0148$$

$$K = 0.0148 < 0.156$$

$$Z = d(0.5 + \sqrt{0.25 - K/1.134}) = 543(0.5 + \sqrt{0.25 - 0.0148/1.134})$$

$$Z = 535.81mm > 0.95d$$

$$Z = 0.95d = 0.95 \times 543 = 515.8mm$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{F_{yd} \times Z} = \frac{109.1 \times 10^6}{340 \times 515.8} = 622.1mm^2$$

$$F_{yd} = \frac{F_y}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 340Mpa.$$

XII.4.6 Section minimale des armatures principale

$$A_{min} = 0.26 \frac{F_{ctm}}{F_{yk}} \times b \times d = 0.26 \frac{2.6}{400} \times 1000 \times 543 = 917.67mm^2$$

$$F_{ctm} = 0.30 \times F_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0.30 \times 25^{\frac{2}{3}} = 2.6N/mm^2$$

F_{ctm} : Valeur moyenne de la résistance du béton à la traction

$$\frac{917.67}{153.9} = 5.96barres \quad (\text{diametre d'un HA14} = 154mm^2)$$

Soit 6 HA14 → $A = 924mm^2$

La section adapter sera 6 HA14 avec un espacement de 18cm.

XII.4.7 Vérification au cisaillement

L'effort tranchant de calcul dans la section cisailée :

$$V_{sd} = P \times B \times (m - d) = 67.66 \times 1.0 \times (0.805 - 0.543) = 17.75kN$$

- La contrainte de cisaillement correspondante :

$$v_{sd} = \frac{V_{sd}}{B \times d} = \frac{17.75}{1000 \times 543} = 3.26 \times 10^{-5}N/mm^2$$

- La contrainte de cisaillement résistant :

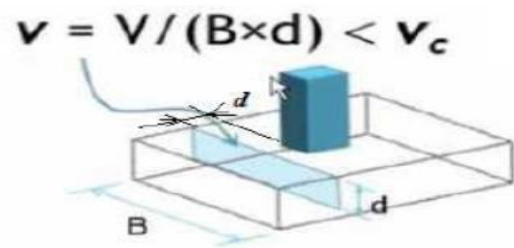
$$v_{Rd,c} = [0.12K \times (100 \times \rho \times F_{ck})^{1/3}]$$

$$K = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/543} = 1.60$$

- Le pourcentage d'armature dans la section :

$$\rho = A_s/B \times d = 621.1/1000 \times 543 = 1.14 \times 10^{-3}$$

$$v_{Rd,c} = [0.12 \times 1.60 \times (100 \times 1.14 \times 10^{-3} \times 25)^{1/3}] = 0.27N/mm^2$$



$$v_{sd} = 3.26 \times 10^{-5} N/mm^2 < v_{Rd,c} = 0.27 N/mm^2$$

Condition vérifiée.

XII.4.8 Vérification au poinçonnement

La section critique de poinçonnement est située à $1.5d$ de la plaque d'assise.

$$P = N_{sd}/B \times L = 135.55/1.0 \times 2.0 = 67.77 kN/m^2$$

- La surface hachurée :

$$S = (200 - 3d + 39)(100 - 3d + 20) = (200 - 201.9)(100 - 180.9)$$

$$S = 157.51 mm^2$$

- La surface cisailée :

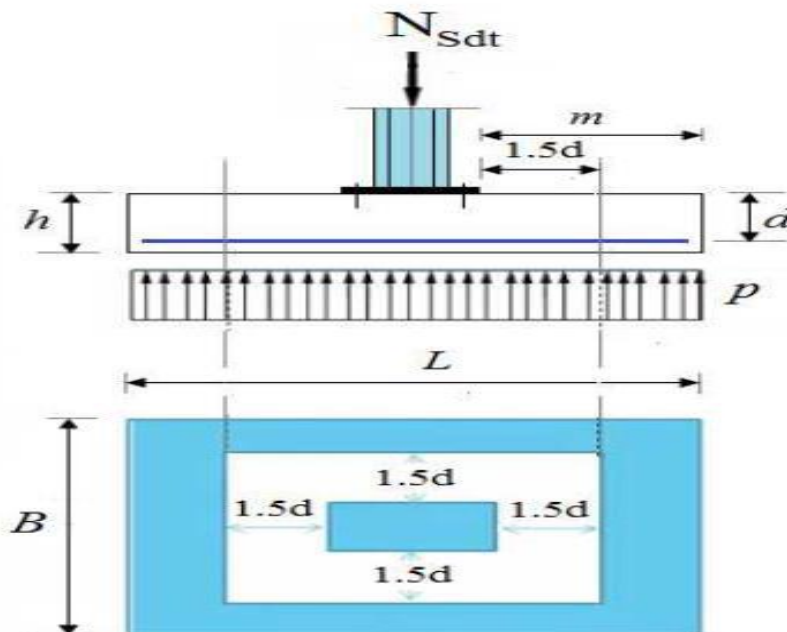
$$S' = [d \times 2(3d + a + 3d + b)] = 0.543 \times 2(3 \times 0.543 + 0.39 + 3 \times 0.543 + 0.2)$$

$$S' = 4.17 m^2$$

$$v = \frac{V_{poinçonnement}}{S'} = \frac{157.56}{4.17} = 37.77 kN/m^2 = 37.77 \times 10^{-3} N/mm^2$$

$$v = 0.037 N/mm^2 < V_{Rd,c} = 0.27 N/mm^2$$

Condition vérifiée.



XII.5 Calcul des longrines

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol. Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine. Repose sur des plots (bloc en béton).

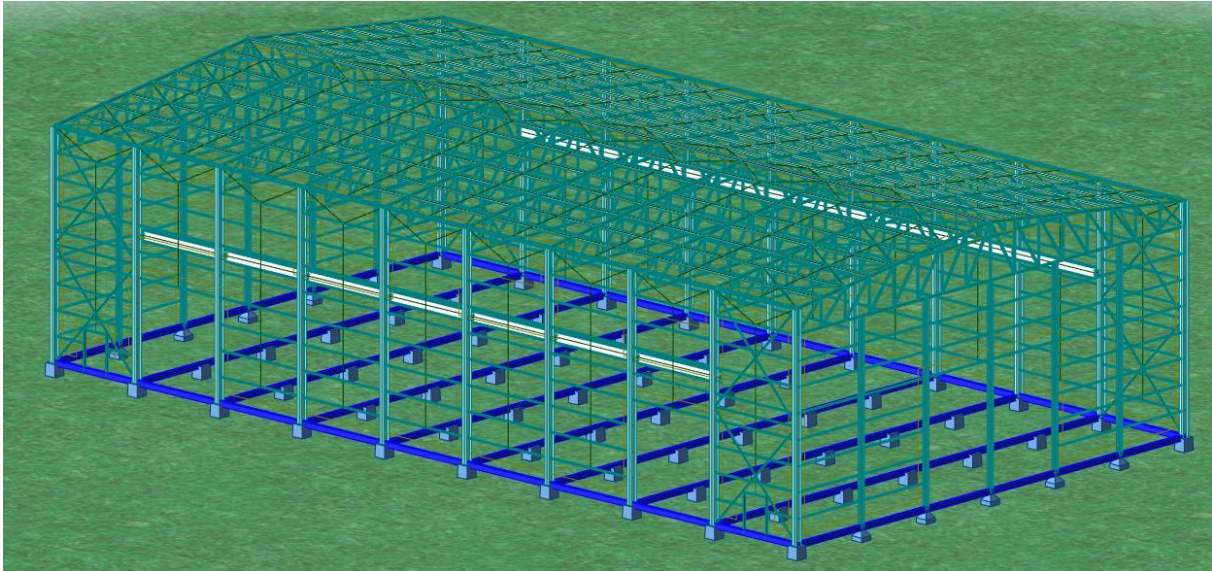


Figure XII-3 : Emplacement des longrines par rapport à la structure.

XII.5.1 Dimensions des longrines

Selon RPA99 version 2003, pour un sol de type S_2 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : $b = 25\text{cm}$; $h = 30\text{cm}$.

XII.5.2 Calcul du ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max \left\{ \frac{N}{\alpha} ; 20\text{kN} \right\}$$

Avec :

- N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

$$\text{Donc : } N = 1203.25 + 173.25 = 1376.5\text{kN.}$$

$$\alpha = 12 \text{ (site } S_2 \text{ et zone III)}$$

Site	Zone		
	I	II	III
S ₁	-	-	-
S ₂	-	15	12
S ₃	15	12	10.
S ₄	12	10	8

D'où :

$$F = \max\left\{\frac{1376.5}{12}; 20kN\right\} = F = \max\{891.76kN; 20kN\}$$

$$F = 891.76kN$$

XII.5.2.1 Calcul de ferrailage longitudinal

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{891.76 \times 10^9}{400/1.15} = 2563.81mm^2$$

Selon RPA99 :

- L'espacement est au $\min\{20cm; 15\phi_L\}$.
- Le ferrailage minimum doit être de 0.6%.

Donc :

$$A_{min} = 0.6\%(b \times h) = \frac{0.6}{100} \times (25 \times 30) = 4.52cm^2$$

Donc en prend A_{min} d'où on opte pour 4HA12 avec $A_{st} = 4.52cm^2$

a) Vérification des conditions de non fragilité :

$$(b \times h) \times \frac{F_{tj}}{F_e} = (25 \times 30) \times \frac{2.1}{400} = 3.93cm^2 < A_{st} = 4.52cm^2$$

Condition vérifiée.

XII.5.2.2 Calcul d'armature transversal

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \phi_{Lmin}; b/10\right\} = \min\left\{\frac{30}{35}; 12; 25\right\}$$

$$\phi_t \leq 8.57mm \quad \phi_t = 8mm.$$

12.5.2.3 Calcul d'espacement des cadres selon RPA99 :

$$S_t \leq \min\{20cm; 15\phi_L\} = \min\{20cm; 15 \times 1.2\}$$

$$S_t \leq 18cm$$

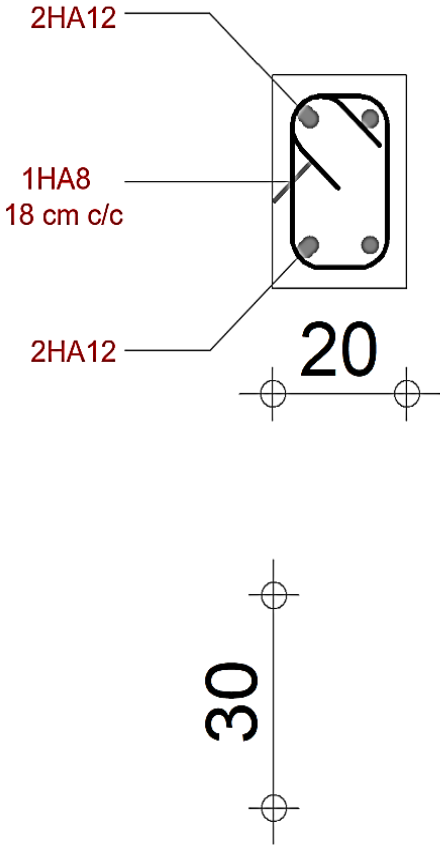


Figure XII-4 : Ferrailage des longrines et leur dimension.

Chapitre XIII : Vérification des éléments avec logiciel Robot.

XIII.1 Note de calcul contreventement UPE180

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: 619 Barre_619
0.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 270 ACC:SEI/3=1*1.00+2*0.30+3*0.30+26/1*0.30+28*1.00+84*1.00+85...
(1+28+84+85+86)*1.00+(2+3)*0.30

MATERIAU:

Steel (S235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: UPE 180

h=18.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=17.68 cm ²	Az=11.19 cm ²	Ax=25.10 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=1353.00 cm ⁴	Iz=144.00 cm ⁴	Ix=6.99 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wely=150.33 cm ³	Welz=28.63 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 36.89 kN

Nc,Rd = 589.85 kN

Nb,Rd = 56.71 kN

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 6.71 m	Lam_y = 0.97
Lcr,y = 6.71 m	Xy = 0.56
Lamy = 91.37	



en z:

Lz = 6.71 m	Lam_z = 2.98
Lcr,z = 6.71 m	Xz = 0.10
Lamz = 280.07	

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.4.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Lambda,y = 91.37 < Lambda,max = 210.00

N,Ed/Nb,Rd = 0.65 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Lambda,z = 280.07 > Lambda,max = 210.00 INSTABLE

Profil correct !!!

XIII.2 Note de calcul panne de toiture

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: 191
3.00 m

POINT: 2

COORDONNEE: $x = 0.50 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $138 \text{ ELU}/52 = 1 * 1.00 + 9 * 1.50 \quad 1 * 1.00 + 9 * 1.50$

MATERIAU:

Steel (S235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 140

$h = 14.0 \text{ cm}$	$gM0 = 1.00$	$gM1 = 1.00$	
$b = 7.3 \text{ cm}$	$A_y = 11.15 \text{ cm}^2$	$A_z = 7.64 \text{ cm}^2$	$A_x = 16.43 \text{ cm}^2$
$t_w = 0.5 \text{ cm}$	$I_y = 541.22 \text{ cm}^4$	$I_z = 44.92 \text{ cm}^4$	$I_x = 2.54 \text{ cm}^4$
$t_f = 0.7 \text{ cm}$	$W_{ely} = 77.32 \text{ cm}^3$	$W_{elz} = 12.31 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = -0.06 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -5.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{z,Ed} = 0.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$	
$N_{t,Rd} = 386.01 \text{ kN}$	$M_{y,el,Rd} = 18.17 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{z,el,Rd} = 2.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$	
	$M_{y,c,Rd} = 18.17 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 2.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$	
	$M_{b,Rd} = 6.70 \text{ kN} \cdot \text{m}$		$T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 7.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Courbe,LT -	$X_{LT} = 0.37$
$L_{cr,low} = 6.00 \text{ m}$	$\lambda_{m,LT} = 1.55$	$f_{i,LT} = 1.80$	$X_{LT,mod} = 0.37$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.40 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{ty,Ed})^2} / (f_y / gM0) = 0.40 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$\text{Tau}_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.86 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

XIII.3 Note de calcul Contreventement 50x50x6

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: 628 Barre_628
0.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 270 ACC:SEI/3=1*1.00+2*0.30+3*0.30+26/1*0.30+28*1.00+84*1.00+85...
(1+28+84+85+86)*1.00+(2+3)*0.30

MATERIAU:

Steel (S235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 50x6

h=5.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=5.0 cm	Ay=3.00 cm ²	Az=3.00 cm ²	Ax=5.69 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=12.80 cm ⁴	Iz=12.84 cm ⁴	Ix=0.68 cm ⁴
tf=0.6 cm	Wely=3.61 cm ³	Welz=3.62 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 0.76 kN

Nc,Rd = 133.78 kN

Nb,Rd = 4.05 kN

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 7.86 m	Lam_y = 5.58
Lcr,y = 7.86 m	Xy = 0.03
Lamy = 524.28	



en z:

Lz = 7.86 m	Lam_z = 5.57
Lcr,z = 7.86 m	Xz = 0.03
Lamz = 523.47	

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Lambda,y = 524.28 > Lambda,max = 210.00

N,Ed/Nb,Rd = 0.19 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Lambda,z = 523.47 > Lambda,max = 210.00 INSTABLE

Profil correct !!!

XIII.4 Note de calcul limon

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1-2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 53 Poutre_53

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00 L = 3.42 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 3 COMB1 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: limon

h=18.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.0 cm	Ay=16.95 cm ²	Az=14.52 cm ²	Ax=27.83 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=1353.61 cm ⁴	Iz=113.54 cm ⁴	Ix=8.74 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wply=179.08 cm ³	Wplz=43.04 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 7.90 kN	My,Ed = -6.42 kN*m	Mz,Ed = 0.00 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
Nc,Rd = 653.92 kN	My,Ed,max = -6.42 kN*m	Mz,Ed,max = -0.00 kN*m	Vy,T,Rd = 229.89 kN
Nb,Rd = 653.92 kN	My,c,Rd = 42.08 kN*m	Mz,c,Rd = 10.11 kN*m	Vz,Ed = -8.40 kN
	MN,y,Rd = 42.08 kN*m	MN,z,Rd = 10.11 kN*m	Vz,T,Rd = 196.93 kN
	Mb,Rd = 22.99 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 38.22 kN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.53
Lcr,low=3.42 m	Lam_LT = 1.05	fi,LT = 1.16	XLT,mod = 0.55

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y: kyy = 1.00



en z: kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.15 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.15 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_{y,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_{z,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.28 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.29 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.29 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

XIII.5 Note de calcul lisse de bardage

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: 348
3.00 m

POINT: 2

COORDONNEE: $x = 0.50 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 105 ELU/19=1*1.35 + 23*1.50 1*1.35+23*1.50

MATERIAU:

Steel (S235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: UPE 140

h=14.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=6.5 cm	Ay=13.50 cm ²	Az=8.23 cm ²	Ax=18.40 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=599.00 cm ⁴	Iz=78.70 cm ⁴	Ix=4.05 cm ⁴
tf=0.9 cm	Wely=85.57 cm ³	Welz=18.18 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 0.20 kN	My,Ed = -4.50 kN*m	Mz,Ed = 1.83 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN
Nc,Rd = 432.40 kN	My,Ed,max = -4.50 kN*m	Mz,Ed,max = 1.83 kN*m	Vy,T,Rd = 183.16 kN
Nb,Rd = 432.40 kN	My,c,Rd = 20.11 kN*m	Mz,c,Rd = 4.27 kN*m	Tt,Ed = -0.00 kN*m
	Mb,Rd = 7.04 kN*m		Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 12.50 kN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.35
Lcr,low=6.00 m	Lam_LT = 1.27	fi,LT = 1.71	

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:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.65 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{ty,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.65 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau}_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.64 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed} / (X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max} / (XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk}/gM1) = 0.86 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed} / (X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max} / (XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk}/gM1) = 0.86 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

XIII.6 Note de calcul poutre chemin de roulement

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: 513

POINT: 2

COORDONNEE: $x = 0.50 L = 3.00 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 26 charge PR /37/ 26/37*1.00

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$

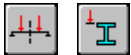


PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 400

$h=40.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0 \text{ cm}$	$A_y=157.55 \text{ cm}^2$	$A_z=69.98 \text{ cm}^2$	$A_x=197.78 \text{ cm}^2$
$t_w=1.4 \text{ cm}$	$I_y=57680.50 \text{ cm}^4$	$I_z=10819.00 \text{ cm}^4$	$I_x=382.00 \text{ cm}^4$
$t_f=2.4 \text{ cm}$	$W_{ely}=2884.02 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=721.27 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 21.82 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 226.16 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 13.38 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -5.73 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 4647.78 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 282.94 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$M_{z,Ed,max} = -26.46 \text{ kN}\cdot\text{m}$
	$V_{y,T,Rd} = 2136.75 \text{ kN}$		
$N_{b,Rd} = 4647.78 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 677.75 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 169.50 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 113.56 \text{ kN}$
			$V_{z,T,Rd} = 949.24 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 649.04 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$T_{t,Ed} = 0.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 3160.07 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT -	$X_{LT} = 0.92$
$L_{cr,upp} = 6.00 \text{ m}$	$\lambda_{m,LT} = 0.46$	$f_{i,LT} = 0.64$	$X_{LT,mod} = 0.96$

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:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.42 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{ty,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.42 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau}_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.44 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed} / (X_y \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max} / (X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk}/gM1) = 0.60 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed} / (X_z \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max} / (X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk}/gM1) = 0.60 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

XIII.7 Note de calcul poutre palier

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 50 Poutre_50
2.50 m

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 3 COMB1 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: poutre paliere

h=11.4 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=21.64 cm ²	Az=8.46 cm ²	Ax=25.34 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=606.15 cm ⁴	Iz=230.90 cm ⁴	Ix=5.63 cm ⁴
tf=0.8 cm	Wply=119.50 cm ³	Wplz=58.85 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -1.03 kN	My,Ed = -6.16 kN*m	Mz,Ed = -0.45 kN*m	Vy,Ed = 0.84 kN
Nt,Rd = 595.40 kN	My,pl,Rd = 28.08 kN*m	Mz,pl,Rd = 13.83 kN*m	Vy,T,Rd = 292.77 kN
	My,c,Rd = 28.08 kN*m	Mz,c,Rd = 13.83 kN*m	Vz,Ed = -10.11 kN
	MN,y,Rd = 28.08 kN*m	MN,z,Rd = 13.83 kN*m	Vz,T,Rd = 114.54 kN
	Mb,Rd = 25.50 kN*m		Tt,Ed = -0.01 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 61.50 kN*m	Courbe,LT - b	XLT = 0.88
Lcr,low=2.50 m	Lam_LT = 0.68	fi,LT = 0.72	XLT,mod = 0.91

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.22 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_{y,Rd}) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_{z,Rd}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.24 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

XIII.8 Note de calcul poutre secondaire et solive

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 20 Poutre_20

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00 L = 5.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 3 COMB1 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: pp+solive

h=16.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.2 cm	Ay=13.73 cm ²	Az=9.66 cm ²	Ax=20.09 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=869.29 cm ⁴	Iz=68.31 cm ⁴	Ix=3.53 cm ⁴
tf=0.7 cm	Wply=123.87 cm ³	Wplz=26.10 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 3.66 kN	My,Ed = -9.95 kN*m	Mz,Ed = 0.07 kN*m	Vy,Ed = -0.03 kN
Nc,Rd = 472.15 kN	My,Ed,max = -9.95 kN*m	Mz,Ed,max = 0.07 kN*m	Vy,T,Rd = 185.77 kN
Nb,Rd = 472.15 kN	My,c,Rd = 29.11 kN*m	Mz,c,Rd = 6.13 kN*m	Vz,Ed = -11.22 kN
	MN,y,Rd = 29.11 kN*m	MN,z,Rd = 6.13 kN*m	Vz,T,Rd = 130.77 kN
	Mb,Rd = 12.51 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 13.02 kN*m	Courbe,LT - b	XLT = 0.43
Lcr,low=5.00 m	Lam_LT = 1.50	fi,LT = 1.52	XLT,mod = 0.43

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

kyy = 1.00



en z:

kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.34 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_{y,Rd}/\sqrt{3}) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_{z,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.80 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.81 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.81 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

XIII.9 Note de calcul 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: 80 Poutre_80
10.11 m

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 135 ELU/49=1*1.00 + 6*1.50 1*1.00+6*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=157.55 cm ²	Az=69.98 cm ²	Ax=197.78 cm ²
tw=1.4 cm	Iy=57680.50 cm ⁴	Iz=10819.00 cm ⁴	Ix=382.00 cm ⁴
tf=2.4 cm	Wely=2884.02 cm ³	Welz=721.27 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -44.99 kN	My,Ed = 202.13 kN*m	Mz,Ed = -0.36 kN*m	Vy,Ed = 0.12 kN
Nt,Rd = 4647.78 kN	My,el,Rd = 677.75 kN*m	Mz,el,Rd = 169.50 kN*m	Vy,T,Rd = 2135.64 kN
	My,c,Rd = 677.75 kN*m	Mz,c,Rd = 169.50 kN*m	Vz,Ed = 62.02 kN
			Vz,T,Rd = 948.96 kN
	Mb,Rd = 528.71 kN*m		Tt,Ed = -0.05 kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 840.35 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.76
Lcr,upp=10.11 m	Lam_LT = 0.90	fi,LT = 0.89	XLT,mod = 0.78

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.31 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{ty,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.31 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau}_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.38 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

XIII.10 Note de calcul poutre principale

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1-2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 12 Poutre_12
3.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.60 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 3 COMB1 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: PP

h=33.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=16.0 cm	Ay=42.28 cm ²	Az=30.81 cm ²	Ax=62.61 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=11766.90 cm ⁴	Iz=788.14 cm ⁴	Ix=25.70 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wply=804.40 cm ³	Wplz=153.68 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 10.12 kN	My _{Ed} = 134.74 kN*m	Mz _{Ed} = -0.27 kN*m	Vy _{Ed} = -0.27 kN
Nc,Rd = 1471.25 kN	My,pl,Rd = 189.03 kN*m	Mz,pl,Rd = 36.12 kN*m	Vy,T,Rd = 573.01 kN
Nb,Rd = 1471.25 kN	My,c,Rd = 189.03 kN*m	Mz,c,Rd = 36.12 kN*m	Vz _{Ed} = -48.89 kN
	MN _{y,Rd} = 189.03 kN*m	MN _{z,Rd} = 36.12 kN*m	Vz,T,Rd = 417.70 kN
			Tt _{Ed} = 0.01 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.71 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.52 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_{y,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_{z,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Profil correct !!!

Conclusion générale :

Ce projet m'a donné l'opportunité d'utiliser les connaissances acquises tout au long de mon parcours universitaire dans le but de traiter un thème très intéressant pour cette dernière étape de ma formation d'ingénieur en génie civil.

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet m'a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d'une part.

Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul numérique des structures.

Cela s'est avéré très fructueux, car il m'aura permis de me spécialiser encore d'avantage dans l'étude de chaque élément constituant un hangar, de me frotter aux différents défis rencontrés par mes confrères ingénieurs.

Bibliographie

1. Règlement neige et vent version 2013.
2. Calcul des Eléments de construction Métallique de Lahlou DAHMANI. Selon l'Eurocode 3, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2ème Edition 2022. Eurocode3, les normes Européennes de conception, de dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil.
3. Calcul des constructions mixtes acier-béton d'après l'Eurocode 04.
4. Manuel de calcul des poutres et dalles mixtes qui s'est inspire de l'Eurocode 1994-1-1.
5. Document technique réglementaire DTR B.C. 2.2.
6. Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003.
7. Béton armée aux états limites « BAEL 91 / Version 99 ».
8. Règles de calcul des fondations superficielles « D.T.R-B.C-13.12 ».
9. Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement de ponts Roulants « CTICM

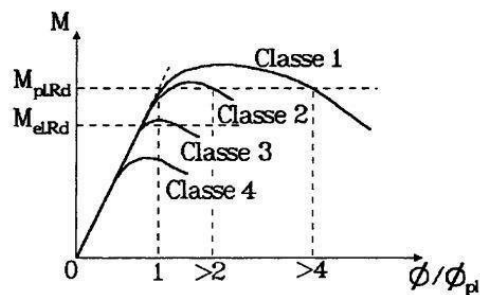
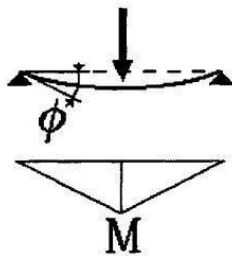
Catégories du terrain :

Catégorie de terrain	K_T	$z_0 (m)$	$z_{\min} (m)$	ε
0 mer, ou zone côtière exposée aux vents de mer.	0.156	0.003	1	0.38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tout obstacle.	0.170	0.01	1	0.44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins de 20 fois leur hauteur.	0.190	0.05	2	0.52
III Zones à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus de 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0.215	0.3	5	0.61
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0.234	1	10	0.67

Principe de classification des section (cas de 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 de voilement local.

(1) C 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.



Activer Windows

Accédez aux paramètres de formatage de

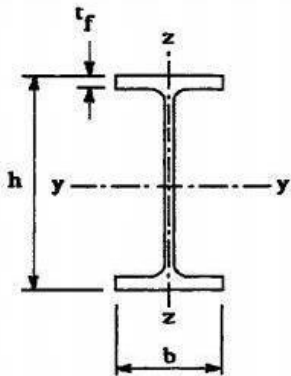
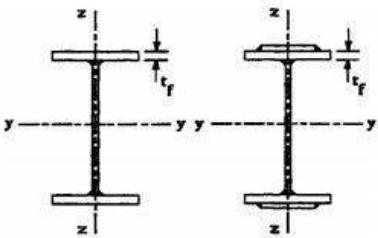
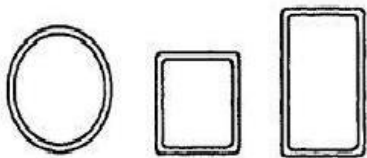
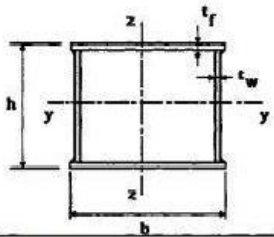
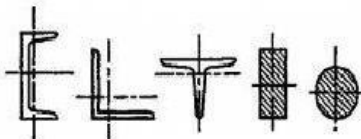
Rapports largeur/épaisseur maximaux pour âmes

Tableau 5.3.1 (Feuille 1)		Rapports largeur maximaux pour parois comprimées		
(a) <u>Ames</u> : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)				
Classe	Ame fléchie	Ame comprimée	Ame en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \varepsilon$	$d/t_w \leq 33 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \varepsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \varepsilon$	$d/t_w \leq 38 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \varepsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \varepsilon$	$d/t_w \leq 42 \varepsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \varepsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \varepsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$	
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ε	1	0,92	0,81

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois de semelles en console

<p>d) <u>Cornières</u></p> <p>Se référer aussi à (c) "Parois de semelles en console" (voir feuille 3)</p>				<p>(Ne s'applique pas aux cornières en contact continu avec d'autres composants)</p>	
Classe	Section comprimée				
Distribution de contraintes dans la section (compression positive)					
(e) <u>Sections tubulaires</u>					
Classe	Section fléchie et/ou comprimée				
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$				
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$				
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$				
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355	
	ϵ	1	0,92	0,81	
	ϵ^2	1	0,85	0,66	

Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb}^*	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya}^*	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe a

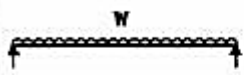

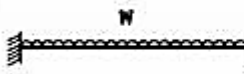

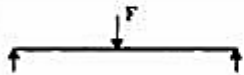
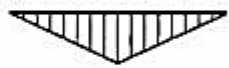
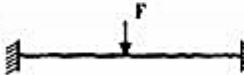

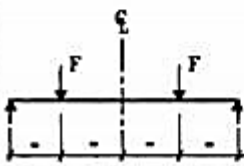

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe b

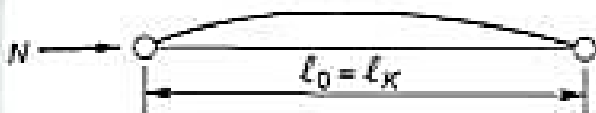
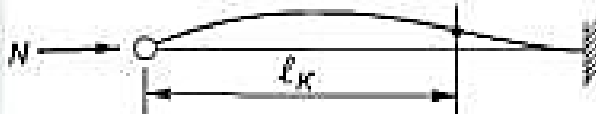
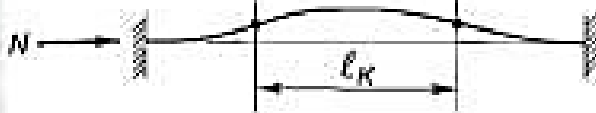



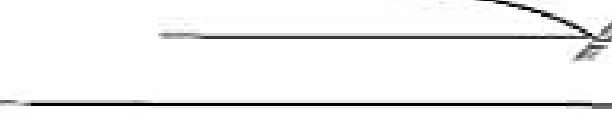
λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886
0,5	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034
1,0	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412
1,1	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836
1,2	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860
1,4	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459
1,5	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809
1,7	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545
1,8	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315
1,9	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780
2,2	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407
2,5	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308
2,6	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219
2,7	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067
2,9	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001
3,0	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940

Section en cm² de N armatures de diamètre Ø(mm)

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 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

Valeur de longueur de flambement en fonction de longueur d'appuis

Conditions d'appuis	m	l_K
<ul style="list-style-type: none"> Sans déplacements des extrémités 	1	l_0
 encastrement parfait	2	$0,7 l_0$
	4	$0,5 l_0$
 encastrement élastique	$1 < m < 2$	$> 0,7 l_0$
<ul style="list-style-type: none"> Avec liberté de déplacements aux extrémités 	$\frac{1}{4}$	$2 l_0$
	1	l_0
	$m < \frac{1}{4}$	$> 2 l_0$

Coefficient de topographie

Site	C_t
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

Coefficient de pression extérieure pour les parois verticales

A		B		C		D		E	
$C_{e.10}$	$C_{e.1}$	$C_{e.10}$	$C_{e.1}$	$C_{e.10}$	$C_{e.1}$	$C_{e.10}$	$C_{e.1}$	$C_{e.10}$	$C_{e.1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5		+0.8	1.0	-0.3	

Coefficient de pression extérieure pour toiture à deux versants

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

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

Valeurs de coefficient de forme en fonction de la pente Pour une toiture simple à deux versants sans obstacles de retenue

(α) pente du versant (en $^\circ$)	$0 \leq \alpha \leq 15$	$15 < \alpha \leq 30$	$30 < \alpha < 60$	$\alpha \geq 60$
Coefficient μ_1	0.8	0.8	$0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0
Coefficient μ_2	0.8	$0.8 + 0.6 \left(\frac{\alpha - 15}{30} \right)$	$1.1 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Valeurs de la section de résistance A_s des boulons à la traction

Diamètre nominale du boulon $d(mm)$	14	16	18	20	22	24	27	30
Section résistante $A_s(mm^2)$	115	157	192	245	303	353	459	561

Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier

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

Caractéristique mécanique des boulons HR

Appellation	$f_{ub}(N/mm^2)$	$f_{yb}(N/mm^2)$
HR 10.9	1000	900
HR 8.8	800	640

	M 12	M 16	M 20	M 24	M 27
Diamètre tige d (mm)	12	16	20	24	27
Diamètre Trou d (mm)	14	18	22	26	30
Section Tige A_s (mm ²)	113	201	314	452	573
Section Résistance A_r	84	157	245	353	459

Caractéristique des boulons

Boulons	Valeurs usuelles (mm)			Valeurs minimales (mm)		
	P_1, P_2	e_1	e_2	P_1, P_2	e_1	e_2
M 12	40	25	20	35	20	15
M 16	50	35	25	40	25	20
M 20	60	40	30	45	30	25
M 24	70	50	40	55	35	30
M 27	80	55	45	65	40	35

Tableau : entraxe des boulons et pinces

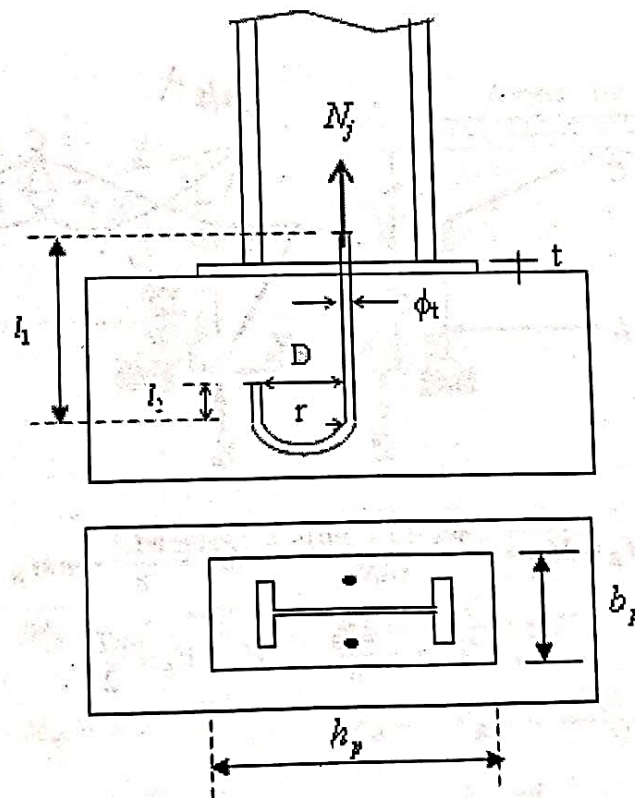
Diamètre nominal d_b (mm)	Aire nominale A (mm ²)	Aire résistante A_s (mm ²)
14	154	115
16	201	157
18	254	192
22	314	245
22	380	303
24	452	353

Les Dimensions des différents boulons

Valeurs des efforts normaux admissibles, N_j^{\max} (daN) par tige d'ancrage et leurs diamètres donnés en fonction des caractéristiques de la tige et de la profondeur d'ancrage:

ϕ_t	D	l_1	l_2	l_f	N_j^{\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.



Poteau articulé

Prédimensionnement des pieds de poteau articulés sous compression axiale (Acier S235/Béton C25/30):

Profils IPE

Compression	$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.25$									$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.5$								
	Résistance $N_{pl,Rd}$ (kN)	Effort Axial N_{Sd} (kN)	Platine (mm)				Fondation (mm)			Effort Axial N_{Sd} (kN)	Platine (mm)				Fondation (mm)			
			h_p	b_p	t_p	Proj.	h_r	b_r	d_r		h_p	b_p	t_p	Proj.	h_r	b_r	d_r	
IPE80	180	45	95	60	8	C	145	90	100	90	105	75	8	E	160	115	100	
IPE100	243	61	115	70	8	C	175	105	100	121	130	85	8	E	195	130	100	
IPE120	310	78	135	80	8	C	205	120	100	155	150	95	8	E	225	145	100	
IPE140	386	97	155	90	8	C	235	135	100	193	175	105	8	E	265	160	100	
IPE160	472	118	175	100	8	C	265	150	100	236	195	120	8	E	295	180	100	
IPE180	563	141	200	110	8	C	300	165	100	261	220	130	10	E	330	195	110	
IPE200	669	167	220	120	8	C	330	180	110	335	240	140	10	E	360	210	120	
IPE220	784	196	240	130	8	C	360	195	120	392	265	155	10	E	400	235	135	
IPE240	919	230	260	140	8	C	390	210	130	460	290	170	12	E	435	255	145	
IPE270	1080	270	295	160	8	C	445	240	150	540	295	160	18	C	445	240	150	
IPE300	1265	316	325	175	8	C	490	265	165	632	325	175	20	C	490	265	165	
IPE330	1471	368	355	185	8	C	535	280	180	736	355	185	20	C	535	280	180	
IPE360	1709	427	390	200	8	C	585	300	195	855	390	200	22	C	585	300	195	
IPE400	1985	496	430	210	8	C	645	315	215	992	430	210	22	C	645	315	215	
IPE450	2322	581	480	220	8	C	720	330	240	1161	480	220	24	C	720	330	240	
IPE500	2715	679	535	235	8	C	805	355	270	1357	535	235	26	C	805	355	270	
IPE550	3159	790	585	245	8	C	880	370	295	1579	585	245	28	C	880	370	295	
IPE600	3666	916	640	260	10	C	960	390	320	1833	640	260	28	C	960	390	320	

Profils HEA

Compression	$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.25$									$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.5$								
	Résistance $N_{pl,Rd}$ (kN)	Effort Axial N_{Sd} (kN)	Platine (mm)				Fondation (mm)			Effort Axial N_{Sd} (kN)	Platine (mm)				Fondation (mm)			
			h_p	b_p	t_p	Proj.	h_r	b_r	d_r		h_p	b_p	t_p	Proj.	h_r	b_r	d_r	
HEA100	499	125	115	120	8	C	175	180	100	250	140	140	10	E	210	210	100	
HEA120	595	149	130	140	8	C	195	210	100	298	155	160	10	E	235	240	100	
HEA140	738	185	150	160	8	C	225	240	100	369	180	185	10	E	270	280	100	
HEA160	911	228	170	180	8	C	255	270	100	456	200	210	12	E	300	315	100	
HEA180	1063	266	190	200	8	C	285	300	100	532	220	230	12	E	330	345	110	
HEA200	1265	316	210	220	8	C	315	330	105	633	245	255	12	E	370	385	125	
HEA220	1512	378	235	245	8	C	355	370	120	756	270	280	14	E	405	420	135	
HEA240	1806	451	255	265	8	C	385	400	130	903	295	305	16	E	445	460	150	
HEA260	2040	510	275	285	8	C	415	430	140	1020	315	325	16	E	475	490	160	
HEA280	2286	571	300	310	8	C	450	465	150	1143	300	310	28	C	450	465	150	
HEA300	2644	661	320	330	8	C	480	495	160	1322	320	330	30	C	480	495	160	
HEA320	2923	731	345	335	10	C	520	505	175	1461	390	380	18	E	585	570	195	
HEA340	3127	784	365	335	10	C	550	505	185	1568	415	385	20	E	625	580	210	
HEA360	3355	839	385	335	10	C	580	505	195	1677	435	385	20	E	655	580	220	
HEA400	3736	934	430	340	10	C	645	510	215	1868	485	395	22	E	730	595	245	
HEA450	4184	1046	485	345	10	C	730	520	245	2092	540	400	24	E	810	600	270	
HEA500	4642	1161	540	350	12	C	810	525	270	2321	595	405	24	E	895	610	300	
HEA550	4976	1244	590	350	12	C	885	525	295	2488	590	350	38	C	885	525	295	
HEA600	5322	1330	640	350	12	C	960	525	320	2661	640	350	38	C	960	525	320	
HEA650	5678	1420	695	355	12	C	1045	535	350	2839	695	355	38	C	1045	535	350	
HEA700	6121	1530	745	355	12	C	1120	535	375	3061	745	355	40	C	1120	535	375	
HEA800	6717	1679	850	360	12	C	1275	540	425	3358	850	360	38	C	1275	540	425	
HEA900	7532	1883	950	360	12	C	1425	550	475	3766	950	360	40	C	1425	540	475	

Tableau choix des ponts roulon selon la capacité de ce dernier suivant les RECOMMANDATION POUR LE CALCUL ET L'EXECUTION DES CHEMINS DE ROULEMENT DE PONTS ROULANTS [C.T.I.C.M].

54
Groupe de Travail GTS II

2.2. — Caractéristiques moyennes des ponts roulants courants

Dans l'attente ou en l'absence des renseignements complets indiqués précédemment en 2.1, et notamment pour l'établissement rapide d'un avant-projet, le constructeur des chemins de roulement pourra éventuellement prendre pour base de ses calculs les données approximatives des tableaux suivants : il devra alors les rappeler dans sa proposition en faisant toutes réserves sur les modifications qui pourraient y être apportées en exécution par le fournisseur du pont roulant.

Remarque. — L'écartement e des galets de translation du pont roulant est fonction des possibilités d'installation des mécanismes du chariot et du pont. Par suite, on a indiqué dans le tableau I les valeurs minimales de e afin de placer en sécurité dans l'évaluation des efforts de flexion et de cisaillement appliqués au chemin de roulement.

Caractéristiques moyennes de ponts roulants courants

Tableau I
2.21. — Dimensions

Puissance N	l	a min	b	c	d	e
3	10	0,70	0,20	0,45	1,70	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
5	10	0,80	0,25	0,50	1,80	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
10	10	0,90	0,30	0,55	1,90	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
15	10	1,00	0,35	0,60	2,00	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
20	10	1,00	0,35	0,60	2,10	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
30	10	1,10	0,40	0,70	2,30	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
50	10	1,30	0,40	0,70	2,50	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60

Unités employées : Puissance en tonnes. Dimensions en mètres.

Tableau II
2.22. — Charges et vitesses

Puissance N	Portée l	Vitesse			Poids			Charge sur un galet	
		Levage	Direction	Translation	Pont B	Chariot K	Total (B + K)	max. R	min. R
3	10	8	30	100	5,5	3	8,5	4,2	1,5
	15	—	—	90	8	—	11	4,9	2,1
	20	—	—	80	11	—	14	5,7	2,8
5	10	7	30	100	6	3,5	9,5	5,4	1,8
	15	—	—	90	9,5	—	13	6,4	2,6
	20	—	—	80	12,5	—	16	7,3	3,2
10	10	6	30	90	8	4	12	8,4	2,6
	15	—	—	80	12	—	16	9,6	3,4
	20	—	—	80	16	—	20	10,7	4,3
15	10	5	30	90	10	5	15	11,5	3,5
	15	—	—	80	14,5	—	19,5	13,0	4,2
	20	—	—	70	19,5	—	24,5	14,4	5,4
20	10	4	25	80	12	6	18	14,7	4,3
	15	—	—	70	17	—	23	16,4	5,1
	20	—	—	60	22,5	—	28,5	18,0	6,3
30	10	3	20	80	15	8	23	20,7	5,8
	15	—	—	70	21	—	29	22,8	6,7
	20	—	—	60	27	—	35	24,7	7,8
50	10	2,5	15	70	19,5	11	30,5	31,4	8,8
	15	—	—	60	27	—	38	34,6	9,4
	20	—	—	50	35	—	46	37,3	10,7

Unités employées : Puissance en tonnes. Portée en mètres. Vitesse en mètres par minute.

2.3. — Ponts roulants spéciaux

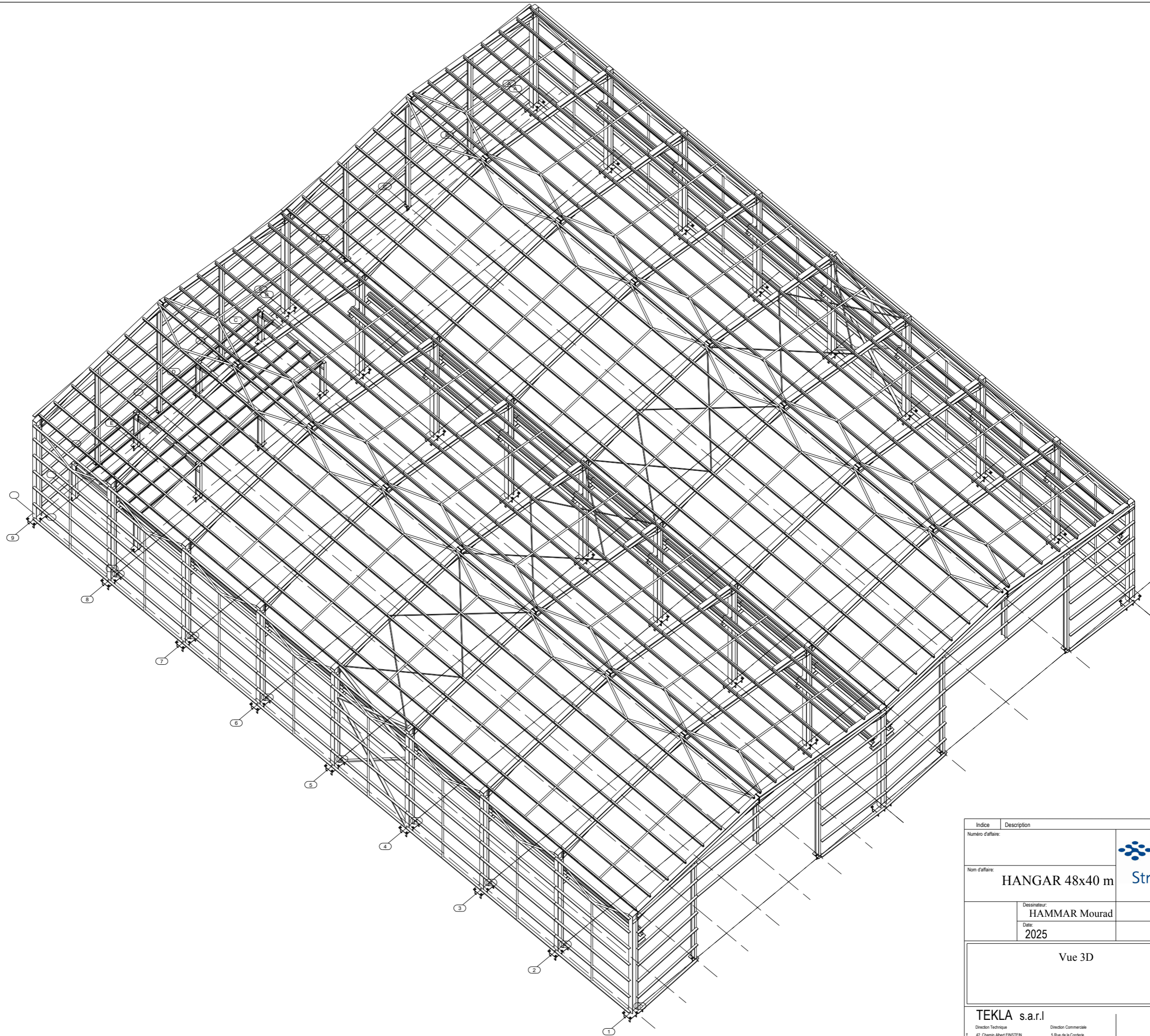
N'entrent pas dans le cadre des présentes recommandations :

- ponts stripper,
- ponts casse-fonte,
- ponts pits,
- ponts soumis à de hautes températures,
- ponts à chemin de roulement circulaire,
- ponts à charge fixée rigidement au chariot,
- ponts à électro-aimant.


2.4. — Classement des ponts roulants

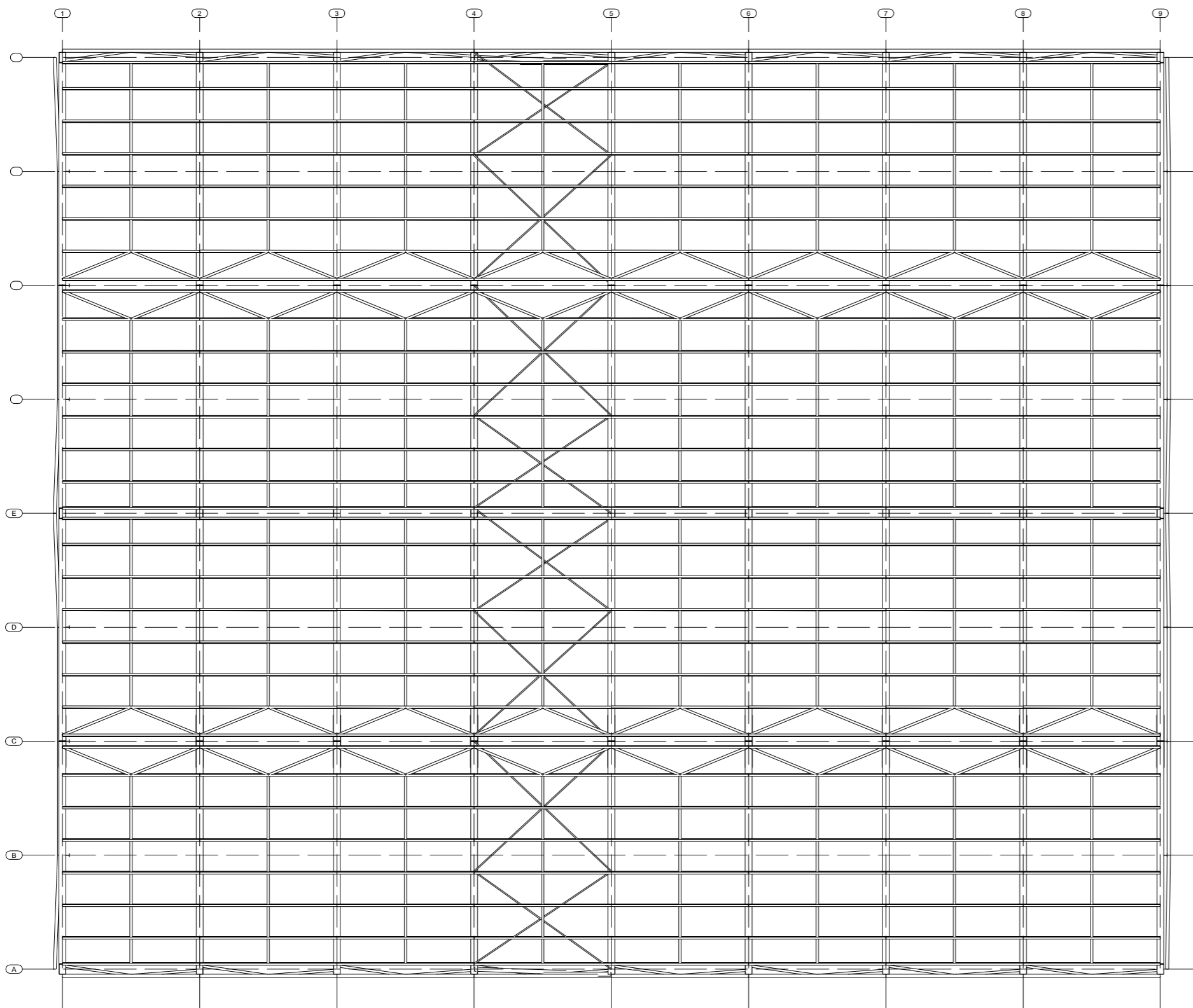
Les actions exercées par un pont roulant sur ses chemins de roulement dépendent non seulement des caractéristiques du pont roulant, mais encore de ses conditions d'utilisation et de son état de charge, c'est-à-dire du groupe auquel appartient le pont roulant.

Construction Métallique, n° 3 - 1967




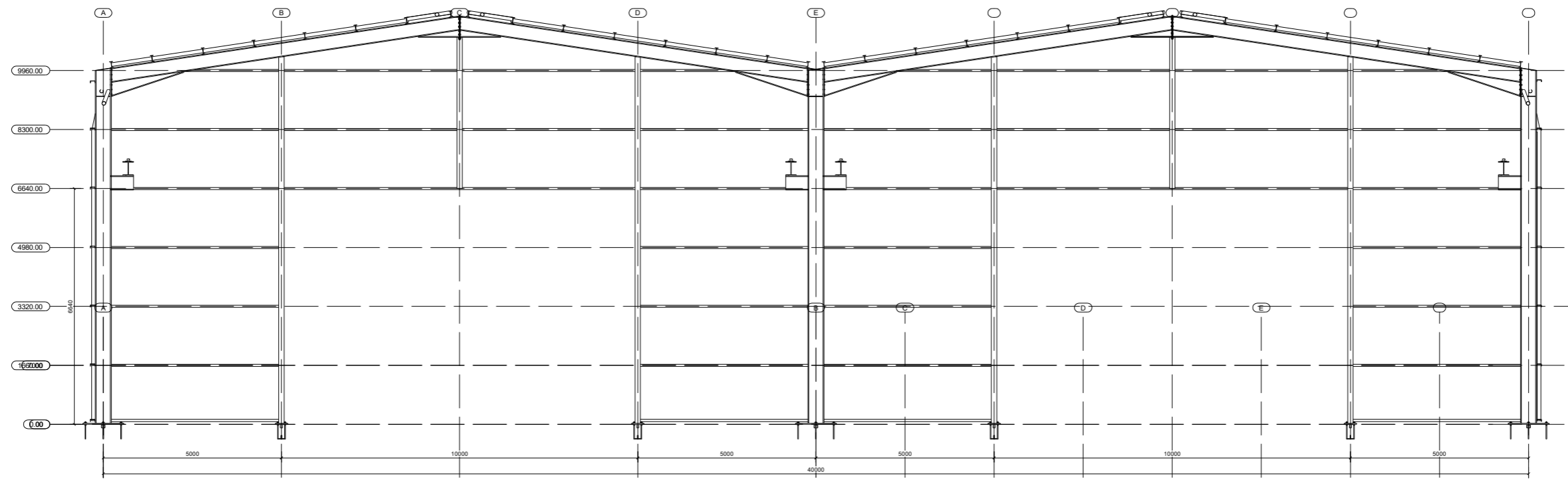
View_01 (Basic View)
1:75

Indice	Description	Date de révision
Numéro d'affaire:		 www.tekla.com
Nom d'affaire: HANGAR 48x40 m		
Dessinateur: HAMMAR Mourad		
Date: 2025		
Vue 3D		
TEKLA s.a.r.l <small> Direction Technique: 42, Chemin Albert EINSTEIN, 51000 ALBI (FRANCE) Direction Commerciale: 5 Rue de la Cordière, Caserta 80138 - Bureau 066, 84076 RUMICUS (CEDEX) Tel: 05 63 48 11 60 / Fax: 05 63 48 11 61 / Tel: 01 46 87 62 75 / Fax: 01 46 87 80 68 support-teklastructures@fr.tekla.com </small>		



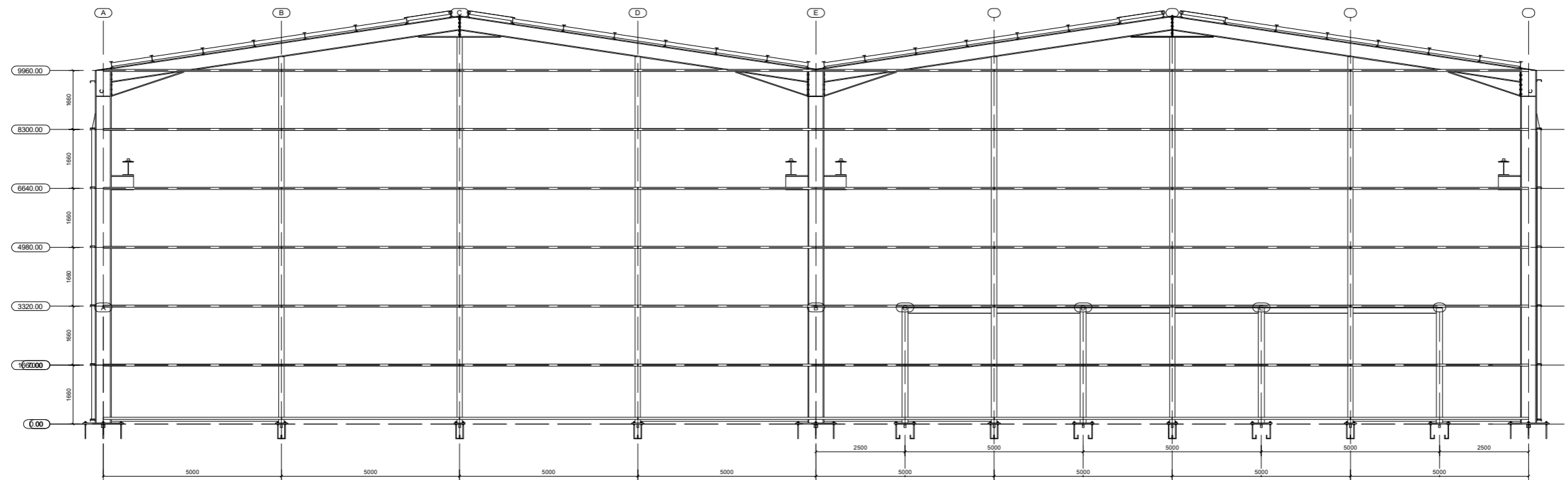
PLAN 10000
1:75

Indice	Description	Date de révision
Numéro d'affaire:		
Nom d'affaire:		 www.tekla.com
HANGAR 48X40 m		
Dessinateur:		
HAMMAR Mourad		
Date:		
2025		
VUE DE DESSOUS		
TEKLA s.a.r.l <small> Direction Technique: 42, Chemin Albert EINSTEIN, 13100 ALBI (FRANCE) Direction Commerciale: 5 Rue de la Cordière, Caspita 405 - Bureau 066, 34074 NUNGUIS CÉDEX Tel: 05 63 48 11 60 Fax: 05 63 48 11 61 Tel: 01 46 87 62 75 Fax: 01 46 87 80 68 support-teklastructures@fr.tekla.com </small>		




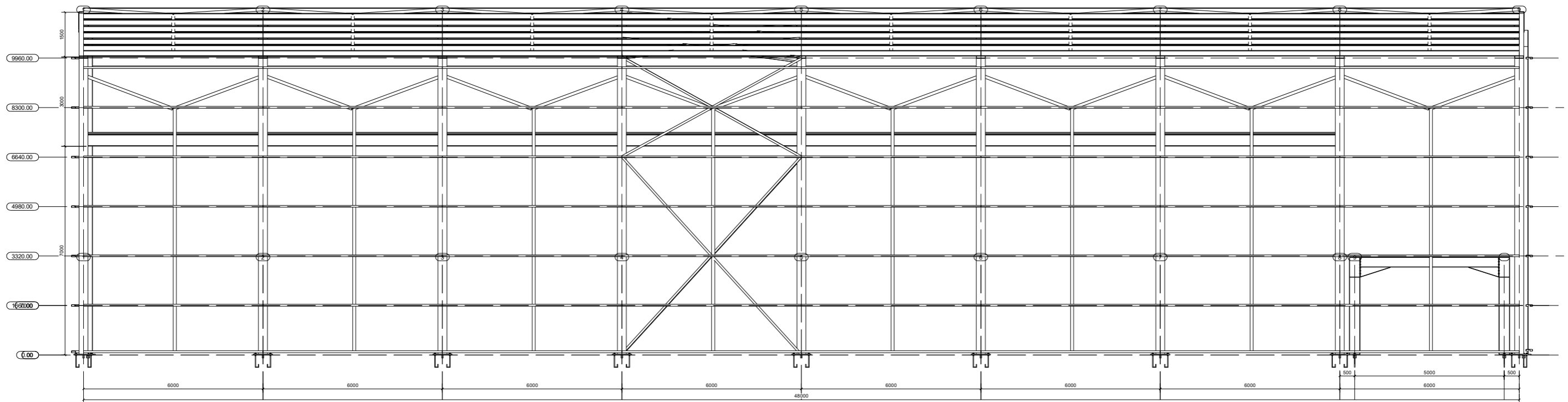
PIGNON 1-1
1:50

Indice	Description	Date de révision
Numéro d'affaire:		
Nom d'affaire: HANGAR 48X40 m		 www.tekla.com
Dessinateur: HAMMAR Mourad		
Date: 2025		
PIGNON 1		
TEKLA s.a.r.l <small> Direction Technique: 42, Chemin Albert EINSTEIN, 31000 ALBI (FRANCE) Direction Commerciale: 5 Rue de la Cordière, Caserta 405 - Bureau 066, 34076 RUNGIS CEDEX Tel: 05 63 48 11 61 Fax: 05 63 48 11 61 Tel: 01 46 87 62 75 Fax: 01 46 87 80 68 support-teklastructures@fr.tekla.com </small>		



PIGNON 9
1/50

Indice	Description	Date de révision
Numéro d'affaire: Nom d'affaire: HANGAR 48X40 m		 www.tekla.com
Numéro de plan: Dessinateur: HAMMAR Mourad		
Date: 2025		Format:
PIGNON 9		
TEKLA s.a.r.l		
Directeur Technique 42, Chemin Albert EINSTEIN Zone du Parc 01000 ALBI (FRANCE) Tel: 05 63 48 11 61 Fax: 05 63 48 11 61		Directeur Commerciale 5 Rue de la Cordière Centre 405 - Bureau 066 94676 RUNGIS CEDEX Tel: 01 46 87 62 75 Fax: 01 46 87 80 68
support.teklastructures@fr.tekla.com		



LONG PAN A
1:50

Indice	Description	Date de révision
Numéro d'affaire:		
Nom d'affaire:		
HANGAR 48X40m		
Dessinateur:		
HAMMAR Mourad		
Date:		
2025		
LONG PAN A		
<p>TEKLA s.a.r.l</p> <p> <small> Directeur Technique: 42 Chemin Albert EINSTEIN, 01000 ALBI (FRANCE) Zone de Parcage Tel: 05 63 48 11 61 Fax: 05 63 48 11 61 </small> </p> <p> <small> Directeur Commerciale: 5 Rue de la Cordière, Caserta 405 - Bureau 066, 94676 RUNGIS CEDEX Tel: 01 46 87 62 75 Fax: 01 46 87 80 68 </small> </p> <p>support.teklastructures@fr.tekla.com</p>		

