

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou**



Faculté du génie de la construction

Département de Génie Civil

MEMOIR DE FIN D'ETUDE

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

Option : Construction Métallique

Thème

Calcul d'un Hangar Métallique à usage COMMERCIAL

Réalisé par :

DJOUAHER Saïd

ENCADRE par :

M^r AKKOUCHE Karim

Remerciement

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

Je tiens à remercier profondément et avec gratitude

Mon encadreur Mr. AKKOUCHE Karim qui n'a jamais cessé de m'encourager, pour sa disponibilité, et surtout pour le temps Qu'il m'a accordé tout au long de ce travail, pour tous les efforts qu'il a fournis pour me former et enrichir mes connaissances Encore plus et pour tous ses précieux conseils afin d'accomplir ce mémoire.

Mes remerciements vont également à Mr. DAHMANI Lahlou pour son aide pour ses explications durant toute ma formation et pour toutes ses suggestions constructives pour la bonne réalisation de mon projet

Je remercie le responsable de formation Mr. Boudjmia pour sa présence et sa compréhension

Je souhaite exprimer ma gratitude aux membres du jury Mr. ALICHE et Mr. BENYAHY Pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

Enfin, mes remerciements vont à toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, apporté aide et encouragements à ce projet

Dédicaces

Je dédie cet événement marquant de ma vie à l'ensemble de ma famille, et plus particulièrement, à mes grands-parents maternels, ZIAD RABAH et CHELALI DJOUHER

A toi mon grand-père :

À qui je dois toute ma vie, tu as pris soin de moi, tu m'as encouragé durant tout mon cursus scolaire, tu étais un grand-père et un père veillant sur moi, sans toi, je ne serai pas là où je suis arrivé aujourd'hui.

Je tiens à exprimer toute ma gratitude envers toi et je te remercie du fond du cœur et dieu t'accorde longue vie.

A toi ma Grande mère :

Ma deuxième maman qui a fait d'énorme sacrifice. J'ai beaucoup réfléchi, j'ai mis du temps à écrire ses mots, avant de transmettre ces paroles, parce que je ne savais pas par où commencer. Je ne trouvais pas de mots assez forts pour quantifier tout ce que tu as fait pour moi. Difficile d'oublier toutes ses nuits blanches à m'encourager et à veiller sur moi surtout la semaine du baccalauréat. Je te dédie ce mémoire pour te montrer ma gratitude et ma reconnaissance pour tout ce que t'as enduré pour me voir réussir. Yemma azizou djouher que dieu t'accorde une bonne santé et longue vie

A ma petite sœur DJOUAHER Fatima

Que je félicite d'ailleurs pour sa réussite au BAC, je te serai redevable pour ton soutien et tes encouragements, Que dieu te bénisse.

Sans oublier mes deux tantes DJedjiga et Nacéra qui ont joué un grand rôle dans ma réussite que de dieu vous bénissent.

A Tina amazouz

Pour tout l'encouragement, le respect et l'amour que tu m'as offert, Je te dédis ce travail, qui n'aurait pas pu être achevé sans ton éternel soutien et ton optimisme.

A tous mes chers amis

Lahna houamdi, rezaoui mamar, taous yatagan...etc a toutes les personnes que je connais de prêt ou de loin

À ma mère

Le meilleur pour la fin

Si Dieu a mis le paradis sous les pieds des mères, ce n'est pas pour rien. Affable, honorable, aimable : Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte. Tu as fait plus qu'une mère puisse faire pour que ses enfants suivent le bon chemin dans leur vie et leurs études. Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserve et t'accorde santé, longue vie et bonheur...

Je t'aime.... Tu sais

SOMMAIRE

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET1

I.1.Introduction.....	1
I.2. Caractéristiques et données du projet	1
I .2.1 Caractéristiques géométriques de la construction	1
I .2.2. Les données concernant le site	1
I .2.3. Ossature et stabilité de la structure.....	2
I .2.4. La toiture	2
I .2.5. Les façades	2
I.2.6. Matériaux utilisés.....	3
I .3. Les assemblages	4
I.4.les planchers.....	7
I.5.Les escaliers	8
I .6. Conception structurelle	8
I .7. Règlements utilisés.....	9
CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE	11
II.1. Introduction	13
II-1-Etude au vent	13
II-1-1-Détermination des différents paramètre et coefficients de calcul.....	13
II-1-1-1-Effet de la région	13
II-1-1-2-Catégorie du terrain	13

II-1-1-3-Coefficient de topographie C_T	13
II-1-1-4-Calcul du coefficient dynamique C_d	13
II-1-1-5-Coefficient de rugosité C_r	14
II-1-1-6-Intensité de turbulence I_v	14
II-1-1-7-Coefficient d'exposition C_{ex}	14
II-1-2-Détermination de la pression dynamique de pointe $q_p(z)$	15
II-1-3-Détermination du coefficient de pression extérieur C_{pe}	16
II-1-3-1 : Vent perpendiculaire au pignon (V_1)	16
II-1-3-2 : Vent perpendiculaire au long-pan (V_2)	18
II-1-4-Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi}	20
II-1-5-Calcul de la pression aérodynamique	21
II.1.6. Action d'ensemble	22
II.1.6.1 Détermination de la force de frottement $F_{FR 2}$	2
A) Cas du vent est perpendiculaire au long pan (V_2)	22
B) Cas de vent perpendiculaire au pignon (V_1)	26
II-2-Action de la neige	32
II-2-1-Domaine d'application	32
II-2-2-Charge de neige sur le sol	32
II-2-3-Charge de la neige sur le toit	32
CHAPITRE III : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	34
III.1. Introduction	36
III-2- Pré-dimensionnement des pannes	36
III-2-1-Définition	36
III-2-2Evaluation des charges et surcharges	36
III-2-3- Combinaison des charges les plus défavorables	37

III.2.4. Principe de pré dimensionnement	38
III.2.5. Vérification à la sécurité	39
III-3- Calcul des liernes	41
III.3.1. Introduction	43
III-3-3. Dimensionnement des liernes	45
III-4- Etude de l'échantignole	45
III-4.1-Définition.....	46
III-4.2-Calcul des charges revenant à l'échantignolle.....	47
III.4.3-Dimensionnement de l'échantignolle.....	48
III.5.1. Calcul des lisses de bardages	50
III-5-2- Evaluation des charges et surcharges	50
III.5.3. Combinaison des charges	51
III-5-4- Condition de la flèche	51
III-5-5- Vérification à la sécurité	53
III-6-Calcul des liernes.....	55
III-6-1-Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes	56
III-6-2-Dimensionnement des liernes.....	57
III-7- Potelet	58
III-7-1- Introduction	58
III-7-2-Donné de calcul.....	58
III.7.3. Evaluation des charges	59
III-7-4-Combinaison des charges	60
III-7-5- Dimensionnement du potelet.....	60
III-7-6- Vérification a la résistance	61
III-7-7-Vérification aux instabilités	62

CHAPITRE IV : ETUDE DU PLANCHER MIXTE 65

IV-1-Introduction	66
IV-2- Disposition des solives	66
IV-3-Vérification au stade de montage	66
IV-3-1- Evaluation des charges et surcharges.....	66
IV-3-2- Combinaison de charge	67
IV-3-3- Condition de la flèche	67
IV-3-4- Vérification à l'ELU.....	68
IV-3-5- Vérification à l'ELS	69
IV-4- Vérification au stade final	70
IV-4-1- Evaluation des charges.....	70
IV-4-2-Combinaison de charge	71
IV-4-3- Caractéristique du plancher mixte.....	72
IV-4-3-1-Calcul de la largeur efficace du béton	72
IV-4-3-2- Position de l'axe neutre	73
IV-4-4- Vérification à l'ELU	74
IV-4-5- Vérification à l'ELS	75
IV-5- Calcul des connexion acier-béton.....	76
IV-5-1- Dimensionnements des connecteurs	77
IV-5-2-Calcul du nombre de connecteurs (goujon)	78
IV-5-3- Espacement entre connecteur.....	79
IV-6-Conclusion.....	79
CHAPITRE V : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX 80	
V-1- Poutre principale.....	81

V-1-1- Evaluation des charges et surcharges	81
V-1-2- Combinaison des charges	81
V-1-3-Condition à la flèche.....	81
V-1-4-Vérification à l'ELU.....	82
V-1-5-Vérification à l'ELS	82
V-2-Poutre secondaire	82
V-3-poteaux.....	83
V-3-1-Evaluation des charges et surcharges	83
CHAPITRE VI : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRE....	84
VI-1-Introduction	85
VI.2-Pré-dimensionnement des marches.....	85
VI.3-Dimensionnement des éléments porteurs	86
VI.3.1. Supports de marches	87
VI.3.1.1. Evaluation des charges et surcharges.....	88
VI.3.1.2. Pré-dimensionnement des supports de marches.....	88
VI.3.2. Prés-dimensionnement des limons.....	89
VI.3.2.1. Evaluation de charges	90
VI.3.3 Calcul du palier de repos.....	91
VI.3.3.1. Vérification de la tôle striée	92
VI.3.4. Vérification des poutres	93
VI.3.5-Calcul des poutres d'appuis des limons.....	94
VI.3.5.1- Evaluation des charges.....	95
CHAPITRE VII : ETUDE DU PORTIQUE	96
VII.1. Pré-dimensionnement du portique	97
VII.1.1 Introduction.....	97
VII.2. Pré-dimensionnement des traverses.....	97
VII.2.1. Evaluation des charges.....	97
VII.2.2. <i>Combinaison des charges à l'ELU</i>	98

VII.3. Etude numérique du portique avec le logiciel ROBOT	98
VII.3.1. INTRODUCTION	98
VII.3.2-Description du logiciel ROBOT	98
VIII.3.3-Etape à suivre dans le logiciel	99
VIII.3.4-Résultats obtenus du logiciel de calcul	100
VII.3.5. Diagrammes des efforts normaux (N_{sd}).....	105
VII.3.6. Diagrammes des efforts tranchants.....	106
VII.4. Les vérifications manuelles des résultats.....	107
VIII.4.1-Vérification de la traverse (IPE 330).....	108
VII.4.2 Vérification des poteaux (HEA 400)	110
VII.5. CONCLUSION.....	110
CHAPITRE VIII : ETUDE DE CONTREVENTEMENT	112
VIII-1. Introduction.....	113
VIII-2. Disposition des contreventements.....	113
VIII-3. Effort du vent sur les pignons	113
VIII-3-1. Evaluation des efforts	113
VIII.3.1.1. Calcul des efforts horizontaux F_i	114
VIII.3.1.2.-Calcul des réactions d'appuis.....	114
VIII.3.2 Effort de traction dans les diagonales.....	114
VIII.3.3. Vérification à la résistance ultime de la section nette	115
VIII.4. Calcul de la palée de stabilité en long pan	116
VIII.4.1 Effort de traction dans les diagonales.....	116
VIII.4.2-Vérification à la résistance ultime de la section nette	117
VIII.5. CONCLUSION	117
CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE	118
IX.1. Introduction.....	119
IX.2. La Méthode statique équivalente	119
IX.2.1. Principe de la méthode.....	119
IX.3. Calcul de la force sismique totale (art 4.2.3 RPA99/03).....	120
IX.4. CONCLUSION	124

CHAPITRE X : Vérification des éléments.....	125
X.1.Introduction	126
X.2.Méthode de travail.....	126
X.3.Etapes de modélisation	127
X.3.1. Matériaux utilisées.....	127
X.3.2. Modélisation géométrique	128
X.3.3. Combinaison d'action.....	129
X.4.Résultat des vérifications à l'aide du logiciel ROBOT	130
X.5.conclusion.....	144
CHAPITRE XI : CALCUL DES ASSEMBLAGE.....	145
XI.1. Introduction.....	146
XI.2. ASSEMBLAGE POTEAU-TRAVERS.....	147
XI.3. Assemblage traverse traverse.....	160
XI.4. Assemblage poutre maitresse –poteau-plancher	170
XI.5. Assemblage pied de poteau	182
CHAPITRE XII : DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS	193
XII.1. Introduction.....	194
XII.2. Etude du sol	194
XII.3. Choix du type de fondation.....	194
XII.3.1. Etude de semelles isolées.....	194
XII.3.2. Vérification des contraintes à L'ELS.....	195
XII.3.3. Vérification des contraintes à L'ELU	196
XII.4. Ferrailage des semelles isolées	197
XII.5. Calcul des longrines.....	198
XII.5.1. Pré-dimensionnement de la longrine	199
XII.5.2. Calcul du ferrailage	200
XII.5.3. Calcul d'armatures transversales	201
XII.5.4. Calcul d'espacement des cadre	s201
CONCLUSION GENERAL	202
Bibliographiques	

LISTE DES FIGURES

LISTE DES FIGURES

- Figure I.1** : Vue d'ensemble du hangar.
- Figure I .2** : Panneau sandwich pour bardage et couverture
- Figure I .3**: Assemblage par boulons ordinaires.
- Figure I .4** : Boulon ordinaire.
- Figure I-5** : plancher mixte à dalle collaborant.
- Figure I-6** : différent types d'escalier
- FIGURE II.1** : Hauteur de référence Z_e et le profil correspondant de la pression dynamique
- Figure II.2**: La répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur Z_e
- FIGURE II.3** : Représentation des parois verticales pignon
- Figure II.4** : valeur de C_{pe} pour les parois verticales
- Figure II.5** : valeur de c_{pe} pour la toiture sous V1
- Figure II.6** : la répartition C_{pe} qui correspond à chaque zone de toiture, cas de vent dans le Sens V1
- Figure II.7** : Représentation des parois verticales long-pan
- Figure II.8**. Légende pour les toitures à versants multiples L'EUROCODE 1
- FIGURE II.9**. Répartition de C_{pe} sur les versant de toiture multiple
- Figure II.10**: La répartition des zones de pression sur la toiture suivant le sens V2.
- Figure II.11** : C_{pi} pour les bâtiments sans cloisons intérieures
- Figure II.12** : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois Verticales, cas de vent dans le sens V1.
- Figure II.13** : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent Dans le sens V1.
- Figure : II.14** : représentation des zones de pression sur la toiture suivant V2
- Figure II.15** : stabilité en renversement
- Figure II.16** : Les répartitions des zones de pression sur des parois verticales sens V1
- Figure II.20** : Les répartitions des zones de pression sur la toiture suivant sens V1
- Figure III-1** Disposition des pannes sur la toiture
- Figure III-2** : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement
- Figure III-3** : Panne de toiture en flexion (Dahmani. L)
- Figure III-4** : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.
- Figure III-5** : Vérification de la flèche
- Figure III-6** : Dispositions des liernes
- Figure III-7** : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.
- Figure III.8** : Efforts dans les liernes du long-pan
- Figure IV-1**-Eléments constructif d'un plancher mixte
- Figure IV-2** Représentation de la tôle HI-BOND 55
- Figure IV-3** Dimensions d'une poutre mixte
- Figure IV-4** B_{eff} selon l'EUROCODE 4

Figure IV-5 Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive)

Figure IV. 6 : Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (flexion positive).

Figure IV-7 Disposition d'un connecteur

Figure IV-8 Caractéristiques des connecteurs selon l'EUROCODE 4

Figure IV-9 Distance entre les goujons

Figure V-1- Surface reprise par le poteau le plus sollicité

Figure VI.1: Schéma d'escalier.

Figure VI- 2: Disposition des cornières

Figure VI- 3 : Les constituants de marche

Figure VI- 4: schéma statique de Limon1.

Figure VI-5 : Eléments constructifs du Palier de repos

Figure VI-6 : Distribution des charges sur la poutre porteuse

Figure VI. 7 : les charges ponctuelles sur la poutre d'appuis des limons.

Figure VII.1 : Vue du portique en 3D

Figure VII.2 : La répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en daN/ml (dépression).

Figure VII.3: Interface du logiciel Robot Structural Analyses Professional.

FigureVII.4 : Vue de face du portique

Figure VII-5 : Diagramme des moments fléchissant comb1

Figure VII.6 : Diagramme des moments fléchissant. Comb2

Figure VII-7 Diagramme des efforts normaux

Figure VII-8 Diagramme des efforts normaux

Figure VII-09 Diagramme des efforts tranchants

Figure VII-10 Diagramme des efforts tranchants

Figure VIII- 1 : Schéma statique de la poutre au vent.

Figure VIII-2 : L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité

Figure VIII.3 : la plaque de la cornière.

FigureVIII.4. : Schéma statique de palée de stabilité de long-pan.

Figure IX-1 : la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas

Figure X-1 : Etape de modélisation à l'aide de logiciel ROBOT

Figure X-2 : Vue en 3D de la structure

Figure X-3 : Vue en élévation de la face long pan

Figure X-4 : Vue en élévation de la face pignon

Figure XI-1 : Vue 3D de l'assemblage poteau-traverse

Figure XI-2 : Détail de l'assemblage poteau-traverse

Figure XI-3 : Vue 3D de l'assemblage traverse-traverse

Figure XI-4 : Détail de l'assemblage TRAVERSE TRAVERSE

Figure XI-5 : Vue 3D de l'assemblage poutre maitresse –poteau-plancher

Figure XI-6 : Détail sur l'assemblage poutre maitresse –poteau-plancher

Figure XI-7 : Vue 3D de l'assemblage au niveau du pied de poteau

Figure XI-8 : Détail de l'assemblage au niveau du pied de poteau

Figure XII-1 : Dimension de la fondation

Figure XII-2 Contraintes agissant sur les fondations

Figure XII-3 Ferrailage des longrines

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Les caractéristiques mécaniques de l'acier

Tableau I .2: Nuance d'acier en fonction du % de Carbone.

Tableau I .3 : Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.

Tableau I .4 : Caractéristiques géométriques des boulons ordinaires.

Tableau II.1 : Catégorie de terrain III (RNV 2013)

Tableau II.2: Les valeurs du Coefficient d'exposition C_e en fonction de Z

Tableau II.3 : Déterminations des surfaces

Tableau II.4 : Coefficients de pressions extérieures (parois verticales) « V1 »

Tableau II.5 : Déterminations des surfaces des zones charger pour la toiture

Tableau II.6: Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens V1

Tableau II.7 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales cas de vent dans le sens V2

Tableau II.8: Coefficients de pressions extérieures (parois verticales) « V2»

Tableau II.9 : Surface des zones chargées pour la toiture

Tableau II.10 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, vent dans le sens V2.

Tableau II.11 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois Verticales, cas de vent dans le sens V1

Tableau II.12 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de Vent dans le sens V1.

Tableau II.13: Valeur de pression aérodynamique parois verticale (V2)

Tableau II.14: valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2

Tableau II.15: Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois Verticales, cas de vent dans le sens V1

Tableau II.16 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2

Tableau II.17: les forces de la résultante selon le vent V2

Tableau II.18 : les forces de la résultante selon le vent V1

Tableau II.19 : Valeur du coefficient de forme μ_i

Tableau III-1 : Valeur des charges d'entretiens

Tableau III-2 : Dimensions et caractéristiques de IPE 140

Tableau III-3 : Dimensions et caractéristiques de IPE 160

Tableau III.4 : Les caractéristiques de la barre ronde R 10

Figure III-5 Disposition des lisses de bardages

Tableau III-6 : Dimensions et caractéristiques de UPN 120

Tableau III-7 : Dimension et caractéristique du HEA 180

Tableau IV-1 Caractéristique et dimension de L'IPE A200

Tableau V-1 Caractéristique et dimension de HEA 340

Tableau V-2 Caractéristique et dimension du IPE 220

Tableau V-3 Caractéristique et dimension du HEA 280

Tableau VI-1 : Caractéristique et dimension du IPE 80

Tableau VI. 2 : Caractéristique de profilé UPN 200.

Tableau VI-3 : Caractéristique et dimension de L'IPE 80

Tableau VI.4 : Caractéristique de profilé HEA120.

Tableau VII.1 : Sollicitations sur le poteau HEA 400

Tableau VII-2 : Caractéristique de la courbe de flambement

Tableau VIII.1 : Coefficients minorateurs β_2 et β_3 .

Tableau IX-1 coefficient d'accélération de zone A

Tableau IX.2 : Valeur du coefficient de qualité :

Tableau IX.3: Valeur du poids de la structure :

Tableau X-1 : Récapitulatif des éléments utilisés.

Tableau X-2 : tableau de combinaison

Tableau X-3 : Récapitulatif des éléments adoptés.

Liste de symboles

Liste des symboles

G : Charge permanente.
 N : Surcharge climatique de neige.
 V : Surcharge climatique de Vent.
 E : Surcharge d'entretien.
 C_t : Coefficient de topographie.
 C_r : Coefficient de rugosité.
 C_p : Coefficient de pression.
 C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
 C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
 C_e : Coefficient d'exposition.
 E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\,000$ MPa).
 G : Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 84\,000$ MPa).
 M : Moment sollicitant, en générale.
 M_{el} : Moment élastique.
 M_{pl} : Moment plastique.
 MR : Moment résistant.
 N : Effort normal, en générale.
 N_{cr} : Effort critique d'Euler.
 N_{pl} : Effort normal de plastification.
 N_u : Effort normal ultime.
 V_{sd} : Effort tranchant sollicitant.
 V_{pl} : Effort tranchant de plastification.
 N_{sd} : Effort axial.
 $M_{y.sd}$: Moment fléchissant.
 $V_{z.sd}$: Effort de cisaillement.
 $N_{t.Rd}$: Résistance ultime plastique en traction.
 $M_{b.Rd}$: Moment ultime pour le déversement.
 $M_{ely.Rd}$: Moment ultime élastique.
 $M_{ply.Rd}$: Moment ultime plastique.
 $V_{ply.Rd}$: Résistance ultime en cisaillement.
 L_{fy} : Longueur de flambement de la barre.
 λ_y : Élancement de la barre.
 f_u : Contrainte de ruptures d'une pièce.
 f_{ub} : Contrainte de ruptures d'un boulon.
 f_y : Limite d'élasticité d'une pièce.
 s : Déformation linéaire unitaire.
 σ : Contrainte normale.
 k_{yetz} : Coefficient de flambement –flexion.
 F_p : Effort de précontrainte dans les boulons.
 F_v : Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
 F_b : Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
 F_T : Résistance des boulons en traction.
 A_S : Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
 β_{MLT} : Facteur de moment uniforme équivalent au déversement.
 L : Longueur de l'élément.
 h : Hauteur de la section.

b_{eff} : Largeur efficace.
 b : Largeur de la semelle.
 t_w : Epaisseur de l'âme.
 t_f : Epaisseur de la semelle.
 I_y : Moment d'inertie suivant l'axe y-y.
 I_z : Moment d'inertie suivant l'axe z-z.
 I_w : Facteur de gauchissement d'une section.
 I_t : Moment d'inertie de torsion.
 A_v : Aire de cisaillement.
 A_w : Section de l'âme.
 m : Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
 n : Nombre de boulons.
 t : Epaisseur platine.
 β_w : Facteur de corrélation.
 d : Diamètre des boulon
 d_0 : Diamètre de perçage des trous de boulonnage.

W_{ply} : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe y-y
 W_{plz} : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe z-z.
 W_{el} : Module de résistance élastique.
 A_{net} : Section nette d'une pièce.
 A_{brut} : Section brute d'une pièce.
 α : Angle en général.
 $\gamma_{Mb} = 1.25$ Résistance des boulons au cisaillement.
 $\gamma_{Mb} = 1.5$ Résistance des boulons à la traction.
 λ_{LT} : Elancement réduit vis-à-vis du déversement.
 β : Facteur de réduction vis-à-vis de flambement
 β_{LT} : Facteur de réduction vis-à-vis du déversement.

Introduction générale

Introduction générale

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

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

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

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

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

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

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

Chapitre I

Présentation du projet

Présentation du projet

I.1.Introduction

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et dimensionner un hangar multiple en charpente métallique composé d'un espace commercial, et d'un espace administratif reposant sur un plancher mixte (mezzanine). La toiture est composée de halls à doubles versants symétriques. La structure est d'une surface de 2040.64 m², et fait 55.68 m de largeur, soit 3 baies de 18.56 m séparées d'un joint de dilatation et 36.65 m de longueur avec un espacement entre portiques de 6 m ce qui fait le total de sept (07) portiques.

Notre projet est implanté dans la commune de FREHA, de la wilaya de Tizi Ouzou.

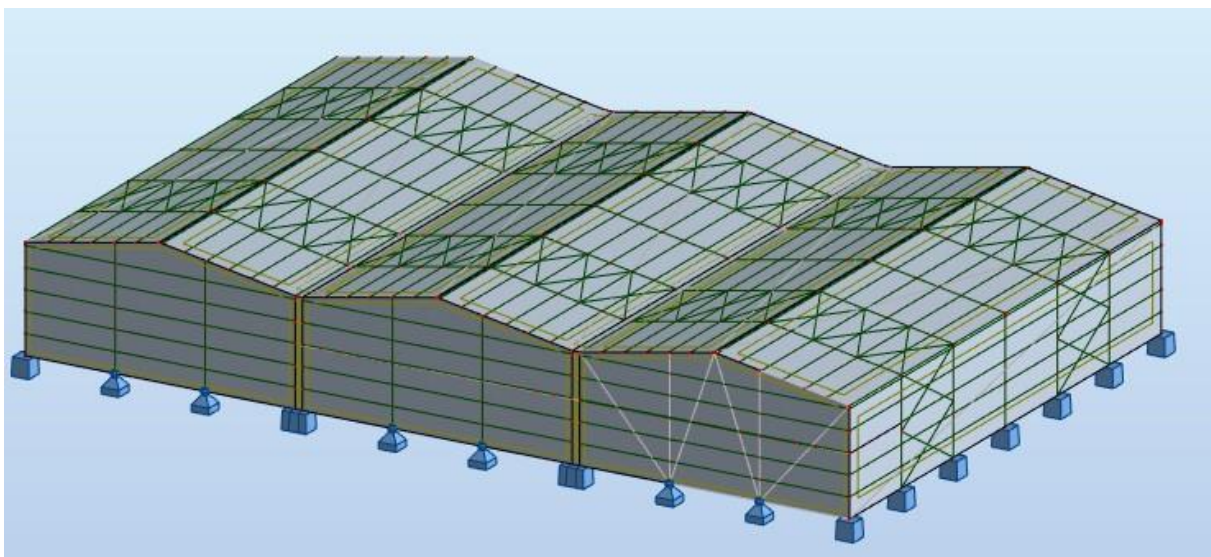


Figure I.1 : Vue d'ensemble du hangar.

I.2. Caractéristiques et données du projet

I .2.1 Caractéristiques géométriques de la construction

Hauteur totale : $H=8.56\text{m}$

La hauteur de mezzanine : 4m

Longueur : $L=36.65\text{ m}$

Largeur : $l=55.68\text{ m}$

Hauteur des poteaux : $h=6.64\text{ m}$

Distance entre portique : $D=6\text{ m}$

Toiture à deux versants avec un angle d'inclinaison de 9.98°

Hauteur de la toiture : $h_1 = 1.62\text{m}$

I .2.2. Les données concernant le site :

Le projet est implanté dans un terrain plat à la commune FREHA Wilaya de « Tizi Ouzou »

- Altitude : 300 m. (par rapport au niveau de la mer)
- Zone de neige : Zone A (RNV 2013)
- Zone du vent : Zone I (RNV 2013)
- Zone sismique : Zone IIa, (RPA99/03)

I .2.3. Ossature et stabilité de la structure

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

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

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

I .2.4. La toiture

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

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

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

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



Figure I .2 : Panneau sandwich pour bardage et couverture

I.2.5. Les façades :

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

I.2.6. Matériaux utilisés

a) Acier de la construction

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

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

Tableau I.1 : Les caractéristiques mécaniques de l'acier

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

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

Tableau I .2: Nuance d'acier en fonction du % de Carbone.

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

b) Le béton

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

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

-Poids volumique : 2500Kg/m^3 .

I .3. Les assemblages

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

On trouve deux modes d'assemblages :

-Le boulonnage :

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

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

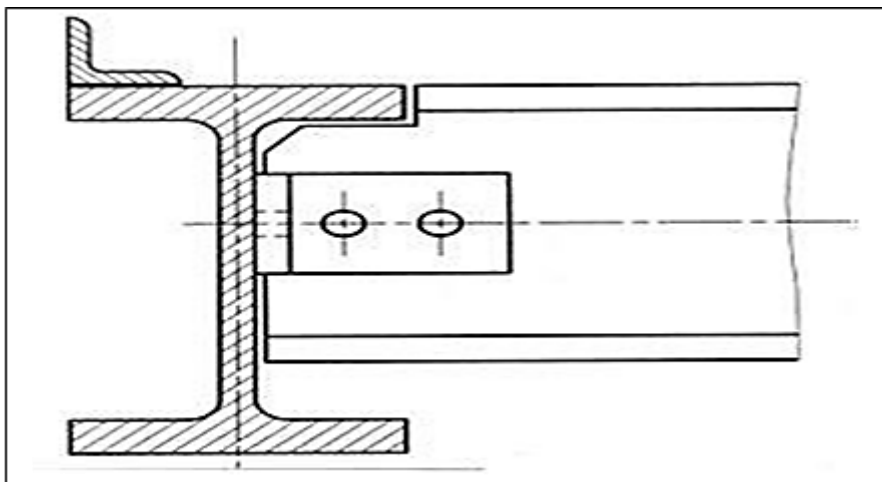


Figure I .3: Assemblage par boulons ordinaires.

Tableau I .3 : Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d’acier.

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

Tableau I .4 : Caractéristiques géométriques des boulons ordinaires.

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

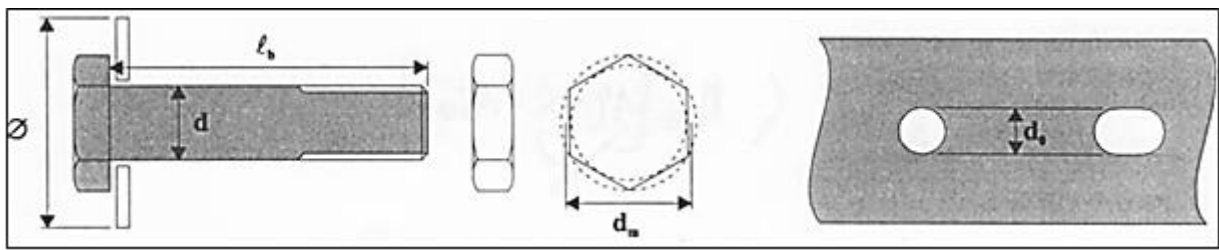


Figure I .4 : Boulon ordinaire.

d : diamètre de la partie non filetée de la vis

d_0 : diamètre nominale du trou

A : section nominale du boulon

A_s : section résistante de la partie filetée

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

-Le soudage

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

I.4.les planchers

La structure comporte un plancher collaborant (mezzanine) constitués de :

- ✓ Une dalle en béton armé.
- ✓ Armatures.
- ✓ Une tôle nervurée
- ✓ Des solives.
- ✓ Des goujons connecteurs.

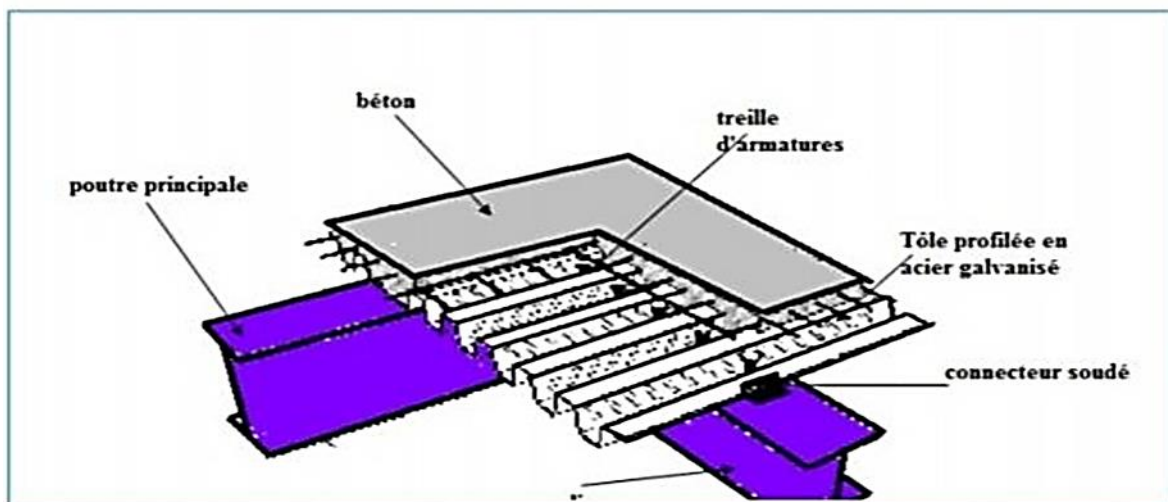


Figure I-5 : plancher mixte à dalle collaborant.

I.5.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 marche 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.

Limons : 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-6 : différents types d'escalier

Notre ouvrage est muni de 2 volées droites avec palier de repos qui assurent la circulation verticale entre les deux niveaux.

I .6. Conception structurelle

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

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

I .7. Règlements utilisés

Les Règlements utilisés pour le dimensionnement de la structure sont :

EUROCODE 3 : [calcul des structures en acier] : s'applique au calcul des bâtiment et des ouvrages de génie civil en acier, il est conforme aux principe et exigences concernant la sécurité et l'aptitude au service des structures.

DTR BC2.2 : [document technique sur les règlements et charges permanentes et d'exploitation] : document qui traite des charges permanentes et charges d'exploitation des bâtiment de leur mode d'évaluation et des valeurs de ces charges à introduire dans les calculs

RPA99/03 : [Règles parasismiques algérienne version 2003] : un ensemble de règles de conception et de calcul qui nécessite, pour une structure fait face au seisme

BAEL91/99 : [Béton armé aux états limites] : règle technique des conceptions et de calcul des ouvrages et construction en béton armé, suivant la méthode des états limites

RNV 2013 : [Règles définissent les effets de la neige et du vent] : règlement pour le calcul des forces de neige et vent dans différent région pour assurer la stabilité de la structure

Chapitre II
ETUDE CLIMATIQUE

II.1. Introduction :

Ce chapitre a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (**RNV 2013**). Ce document technique réglementaire (**DTR**) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties.

II-1-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 industrielle est classée comme un terrain de catégorie III.

II-1-1-Détermination des différents paramètre et coefficients de calcul :

II-1-1-1-Effet de la région :

Le projet est situé à la, wilaya de Tizi Ouzou, et selon le Règlement RNV2013 la wilaya est classée en zone **I**, et la pression dynamique de référence est donnée comme suit :

$$Q_{ref} = 37.5 \text{ dan/m}^2$$

(RNV V 2013)

II-1-1-2-Catégorie du terrain :

Notre structure sera implantée dans une zone plate et selon le règlement RNV2013 le terrain est de catégorie III

Tableau II.1 : Catégorie de terrain III (RNV 2013) D'où :

Catégorie de terrain	K_t	$Z_0(\text{m})$	$Z_{\min}(\text{m})$
III	0.215	0.3	5

K_t : facteur de terrain.

Z_0 : paramètre de rugosité.

Z_{\min} : hauteur minimale.

II-1-1-3-Coefficient de topographie CT

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

$CT = 1$ (RNV 2013).

II-1-1-4-Calcul du coefficient dynamique Cd

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

Cd est donné en fonction des dimensions de la structure (la hauteur et la largeur), ainsi que du matériau constituant la structure.

La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur est inférieure à 15m

On prend : $Cd = 1$ (RNV 2013).

II-1-1-5-Coefficient de rugosité Cr

Le coefficient de rugosité $Cr(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est donné par la relation suivante car : $Z_m < Z < 200m$

$$Cr = Kt \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad (\text{RNV 2013})$$

KT : facteur de terrain.

Z_0 : paramètre de rugosité.

Z_{\min} : hauteur minimale.

Z : (en m) la hauteur considérée.

$$Cr = 0.215 \times \ln\left(\frac{8.56}{0.3}\right) \quad Cr = 0.720$$

II-1-1-6-Intensité de turbulence Iv :

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

$$I_v = \frac{1}{Ct \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)}$$

Avec :

C_t : coefficient topographique

Z_0 : paramètre de rugosité

On a $Z=8,56\text{m} > Z_{\min}=5\text{m}$

$$I_v = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{8.56}{0.3}\right)} = 0.298$$

$$I_v(z=8.56) = 0.298$$

II-1-1-7-Coefficient d'exposition C_{ex} :

Le coefficient d'exposition au vent $C_{ex}(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, en outre il tient compte de la nature turbulente du vent.

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

Avec

C_r : coefficient de rugosité

C_t : coefficient de topographie

I_v : l'intensité de la turbulence

$$C_{ex} = 1^2 + 0.720^2 \times [1 + 7 \times 0.298] = 2,59 \quad C_{ex}=2.59$$

II-1-2-Détermination de la pression dynamique de pointe $q_p(z)$

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

$$q(z) = q_{ref} \times C_{ex}(z) \quad (\text{RNV2013})$$

$q_{ref} = 37.5 \text{ (daN/m}^2\text{)}$ la pression dynamique de référence.

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

Hauteur de référence :

Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales, Z_e est déterminé Comme indiqué dans le règlement RNVA 2013.

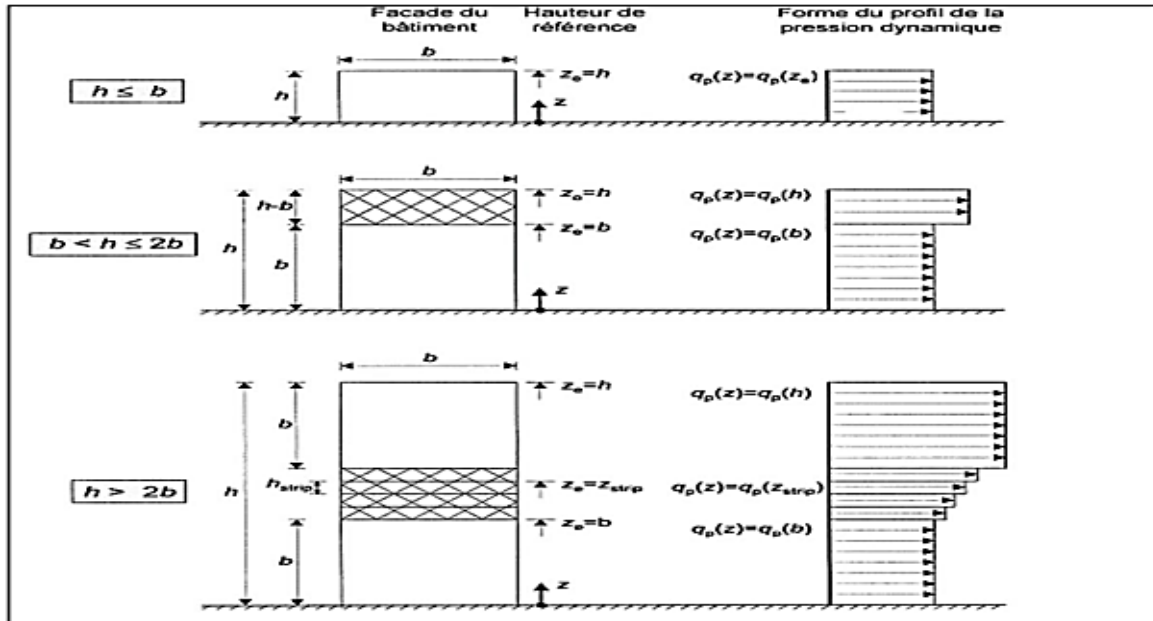


FIGURE II.1 : Hauteur de référence Z_e et le profil correspondant de la pression dynamique

Hauteur de référence Z_e et le profil correspondant de la pression dynamique

Dans notre cas la hauteur $h=8.68m$, Et la largeur $b=55.68m \rightarrow h \leq b$;

$\rightarrow Z_e=h=8,56m$; (RNVA 2013).

$$q(z)=37.5 \times 2.59$$

$$q(z)=97.12 \text{ dan/m}^2$$

Tableau II.2: : Les valeurs du Coefficient d'exposition C_e en fonction de Z .

$Z(m)$	$Q_{ref}(\text{dan/m}^2)$	$C_{ex}(z)$	$Q_p(\text{dan/m}^2)$
8,56	37.5	2.59	97.12

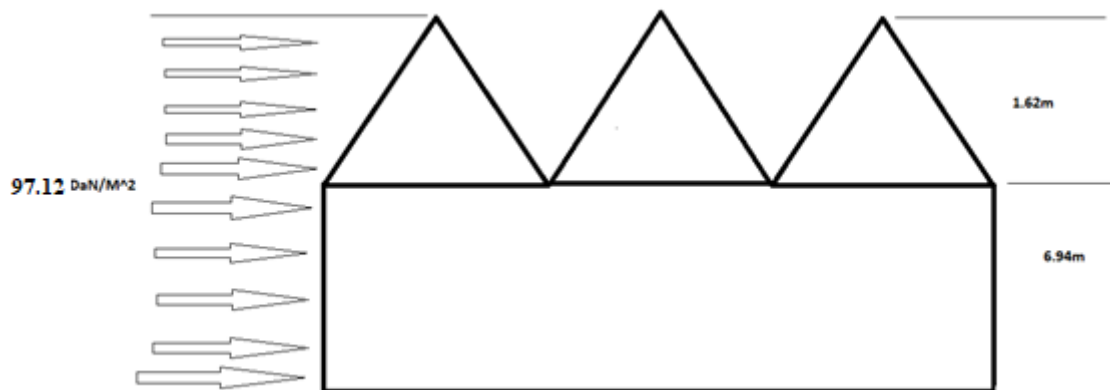


FIGURE II.2.:la repartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur ze

II-1-3-Détermination du coefficient de pression extérieur C_{pe}

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

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

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

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

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

Tel que :

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

II-1-3-1 : Vent perpendiculaire au pignon (V1) :

a) Parois verticales :

Pour cette direction du vent on a b=55.8m, d= 36.65m, h= 8.56m.

$$e = \min [b ; 2h] = \min [55.68 ; 2 \times 8,56] = 17,12m \quad e=17.12m$$

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

$$\text{Zone A : } \frac{e}{5} = \frac{17.12}{5} = 3.42m$$

$$\text{Zone B : } \frac{4e}{5} = \frac{4(17.12)}{5} = 13.69m$$

$$\text{Zone C : } d - e = 36.65 - 17.12 = 19.53m$$

$$\text{Zone D : } b = 55.68m$$

$$\text{Zone E : } b = 55.68m$$

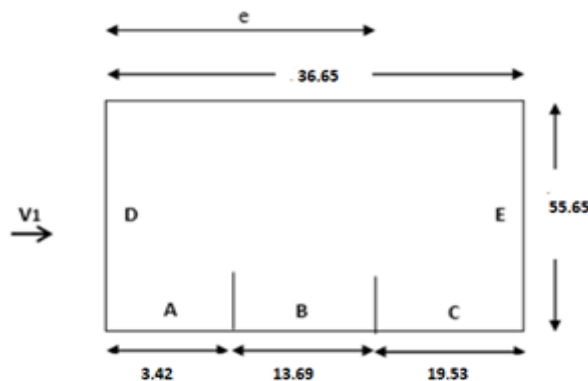


FIGURE II.3 : Représentation des parois verticales pignon

Tableau II.3 : Déterminations des surfaces

Zone	A	B	C	D	E
Surfaces(m ²)	29.27	117.18	167.17	476.62	476.62

Toutes les surfaces sont supérieures à 10m².

Donc : $C_{pe} = C_{pe,10}$ pour chaque zone. (RNV 2013).

Suivant le RNV 2013 on va déterminer les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone.

Tableau II.4 : Coefficients de pressions extérieures (parois verticales) « V1 »

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

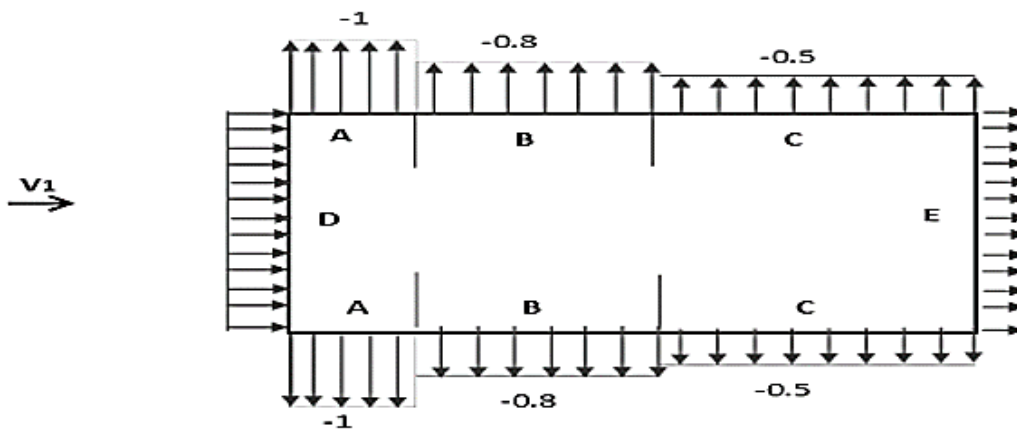


Figure II.4 : valeur de C_{pe} pour les parois verticales

b) Versant de toiture :

Calcul de l'angle d'inclinaison de la toiture

On a : $b=55.68m$

$d=36.65m$

$h=8.56m ; \alpha = 9.98^\circ$

Pour cette direction du vent on a $b=55.68m$, $d= 36.65m$, $h= 8.56m$.

$e = \min [b ; 2h] = \min [55.68; 2 \times 8,56] = 17.12m. \quad e=17,12m$

$\frac{e}{4} = 4.28m ; \frac{e}{10} = 1.712m ; \frac{e}{2} = 8.56m$

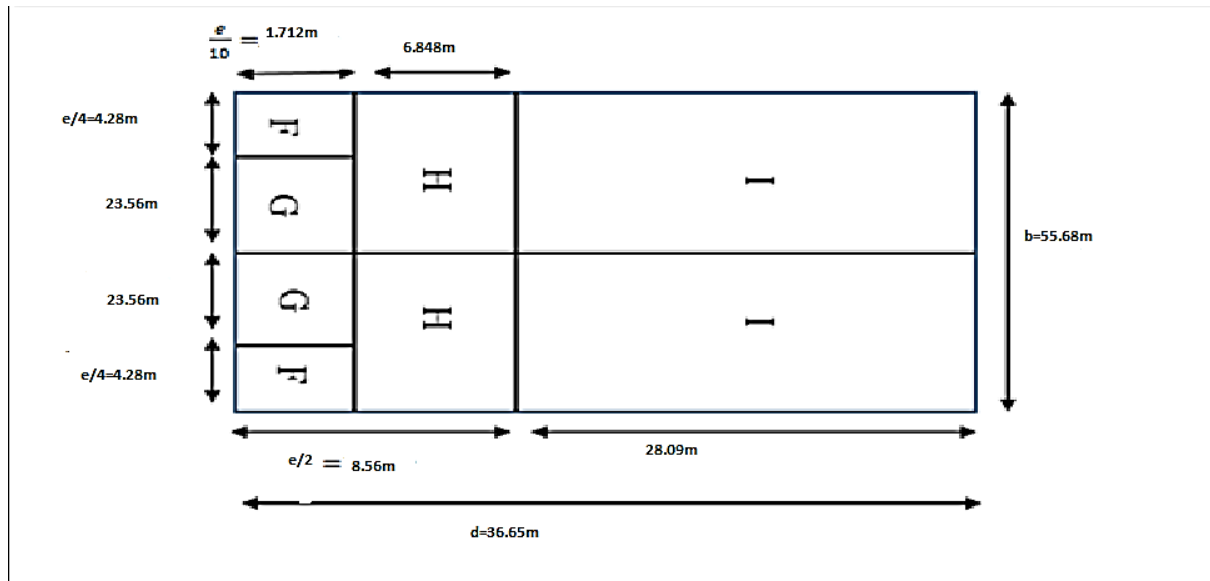


Figure II.5 : valeur de c_{pe} pour la toiture sous V1

Tableau II.5 : Déterminations des surfaces des zones charger pour la toiture

Zone	F	G	H	I
Surfaces (m^2)	$\frac{1.712 \times 4.28}{\cos 9.98} = 7.44$	$\frac{1.712 \times 23.56}{\cos 9.98} = 40.95$	$\frac{6.848 \times 27.84}{\cos 9.98} = 193.57$	$\frac{28.09 \times 27.84}{\cos 9.98} = 794.04$

On remarque que :

Les surfaces des zones de pression F de la toiture sont entre $1m^2$ et $10m^2$ ($1m^2 < S < 10m^2$) donc : $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log (s)$ pour chaque zone.

Et les surfaces des zones de pression H, I et G sont supérieures à $10m^2$ ($S \geq 10m^2$). Donc :

$C_{pe} = C_{pe10}$ pour chaque zone

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

la formule d'interpolation

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

AN :

Zone F

$$\alpha = 5^\circ ; c_{pe} = -2.2 + (-1.6 - (-2.2)) \log 7.44 = -1.67$$

$$\alpha = 15^\circ ; c_{pe} = -2 + (-1.3 - (-2)) \log 7.44 = -1.12$$

Par interpolation linéaire on obtient :

$$C_{pe}(F) = -1.67 + \frac{-1.12 - (-1.67)}{15 - 5} \times (9.98 - 5) = -1.39$$

$$C_{pe}(F) = -1.39$$

Zone G: A=40.95 > 10 m²

$$C_{pe}(G) = -1.3 + \frac{-1.3 - (-1.3)}{15 - 5} \times (9.98 - 5) = -1.3$$

Zone H : A =193.57 > 10 m²

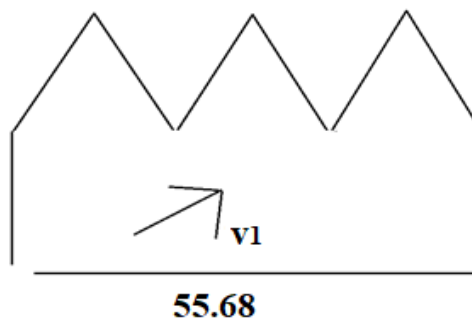
$$C_{pe}(H) = -0.7 + \frac{-0.6 - (-0.7)}{15 - 5} \times (9.98 - 5) = -0.65$$

Zone I : 794.04 m² > 10 m²

$$C_{pe}(I) = -0.6 + \frac{-0.5 - (-0.6)}{15 - 5} \times (9.98 - 5) = -0.55$$

Tableau II.6: Les valeurs de Cpe qui correspondent à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens V1

Zone	F	G	H	I
C _{pe}	-1.39	-1.3	-0.65	-0.55



<p>I</p> <p>-0.55</p>		<p>I</p> <p>-0.55</p>	
<p>-0.65 H</p>		<p>H -0.65</p>	
<p>F</p> <p>-1.39</p>	<p>-1.3 G</p>	<p>G -1.3</p>	<p>F</p> <p>-1.39</p>

Figure II.6 : la répartition C_{pe} qui correspond à chaque zone de toiture, cas de vent dans le Sens V1

II-1-3-2 : Vent perpendiculaire au long-pan (V2)

a) Parois verticales :

On a : b=36.6m ; d=55.68m ; h=8.56m ; e=min [b ; 2h] =min [36.6 ; 2(8.68)] =17.12m

e<d on aura les zones A B C D E

Zone A : $\frac{e}{5} = \frac{17.12}{5} = 3.42m$

Zone B : $\frac{4e}{5} = \frac{4 \times 17.12}{5} = 13.69m$

Zone C : d-e=55.68-17.12=38.56m

Zone D : 36.65m

Zone E : 36.65m

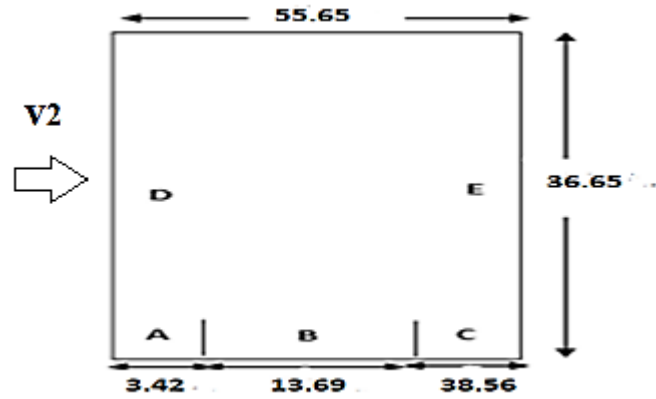


Figure II.7 : Représentation des parois verticales long-pan

Tableau.II.7 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales casde vent dans le sens V2

Zone	A	B	C	D	E
Surfaces(m ²)	29.27	117.18	330.07	313.72	313.72

Toutes les surfaces sont supérieures à 10m².

Donc : $C_{pe} = C_{pe,10}$ pour chaque zone. (Selon RNVA 2013).

Suivant le tableau de RNVA 2013 on va déterminer les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone.

Tableau II.8: Coefficients de pressions extérieures (parois verticales) « V2»

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

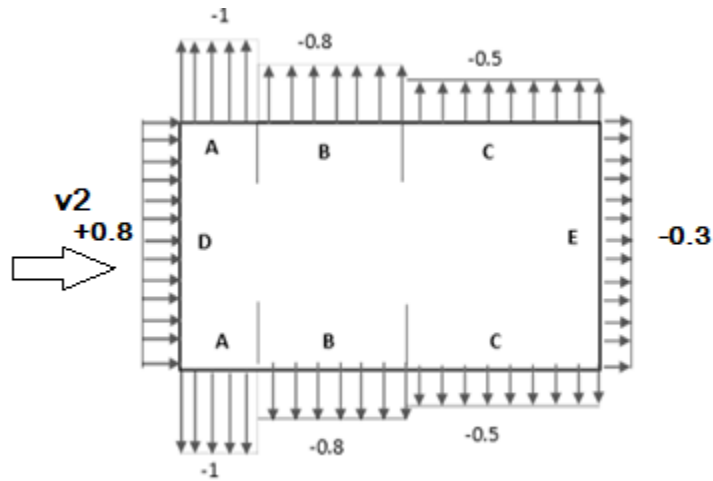


Figure II.7 : valeur de C_{pe} pour les parois verticales long-pan

b) Versant de toiture :

Toitures à versants multiples :

Pour un vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices ($\theta = 0^\circ$ et $\theta=180^\circ$), on prendra les valeurs de C_{pe} des toitures inclinées à deux versants

SELON L'EUROCODE 1

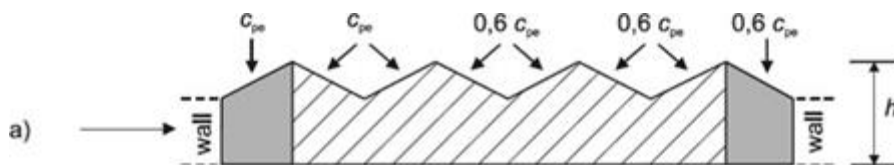


Figure II.8. Légende pour les toitures à versants multiples L'EUROCODE 1

La toiture est multiple versant avec un angle de 9.98° sur chaque versante

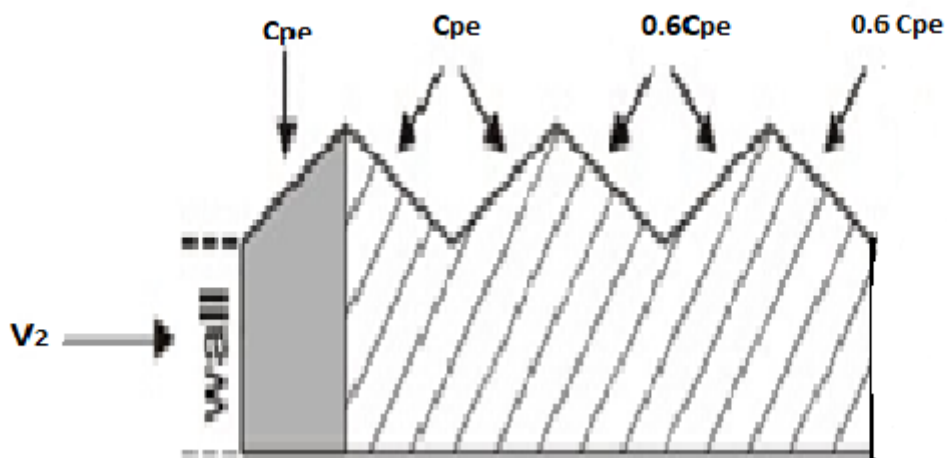


FIGURE II.9. Répartition de C_{pe} sur les versant de toiture multiple

On a : $b=36.65m$; $d=55.68m$; $h=8.56m$; $e=\min [b ; 2h] =\min [36.65 ; 2(8.56)] =17.12m$

$$\frac{e}{4} = 4.28m ; \frac{e}{10} = 1.712 m ;$$

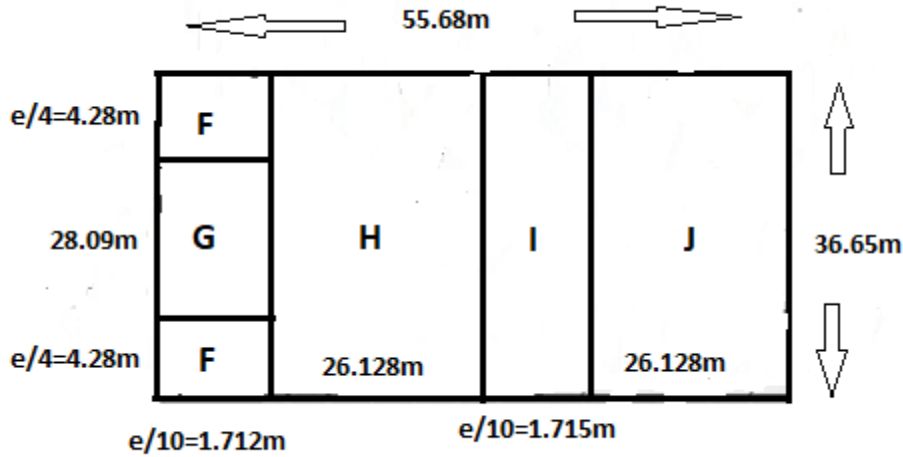


Figure II.10: La répartition des zones de pression sur la toiture suivant le sens V2.

Tableau II.9 : Surface des zones chargées pour la toiture

Zone	F	G	H	I	J
Surfaces (m ²)	7.32	48.09	957.51	62.74	957.51

On Remarque que :

La surface de zone de pression F de la toiture, elle est entre 1m² et 10m² (1m²<S<10m²) donc :

$$C_{pe}=C_{pe,1}+ (C_{pe,10}-C_{pe,1}) \times \log_{10}(S).$$

Et les surfaces des zones de pression G, H, I et J sont supérieures à 10m²(S ≥10m²).

Donc $C_{pe}= C_{pe,10}$.

Action vers le haut :

Zone F

$$\text{Pour } \alpha=5 =C_{pe}=-2.5+(-1.7-(-2.5)) \times \log_{10}7.32= -1.80$$

$$\alpha=15 = C_{pe}= -2+(-0.9-(-2)) \times \log_{10}7.32= -1.04$$

Par interpolation linéaire on obtient :

$$C_{pe}(F) = -1.80 + \frac{-1.04 - (-1.80)}{15-5} \times (9.98 - 5) = -1.42 \uparrow$$

$$c_{pe}(F) = -1.42 \uparrow$$

- Les autres surfaces sont supérieures à 10 m²
- Donc par interpolation linéaire :
- $C_{pe}(G) = -1.2 + \frac{-0.8 + 1.2}{15-5} \times (9.98 - 5) = -1.00$
- $C_{pe}(H) = -0.6 + \frac{-0.3 + 0.6}{15-5} \times (9.98 - 5) = -0.45$
- $C_{pe}(I) = -0.6 + \frac{-0.4 + 0.6}{15-5} \times (9.98 - 5) = -0.50$
- $C_{pe}(J) = -0.6 + \frac{-1 + 0.6}{15-5} \times (9.98 - 5) = -0.80$

POUR (I) ET (J) d’après CH 2; ETUDE AU VENT SELON L’EUROCODE 1

- $C_{pe}(I) = 0.60 \times -0.50 = -0.3$
- $C_{pe}(J) = 0.6 \times -0.80 = -0.48$

Action vers le bas :

Zone F ; G ; H :

$$C_{pe} = 0 + \frac{+0.2 - 0}{15-5} \times (9.98 - 5) = + 0.099 \downarrow$$

Zone I, J, C_{pe} = 0

Tableau II.10 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, vent sens V2.

Zone	F	G	H	I	J
Versant en dépressions	-1.42	-1.00	-0.45	-0.3	-0.48
Versant en pressions	+0.099	+0.099	+0.099	0	0

II-1-4-Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_i des bâtiments sans cloisons intérieures (hall industriel par exemple) est donné en fonction de l’indice de perméabilité μ_p (figure 5.14 du chapitre 5 du RNV 2013

$$\mu_p = \frac{\Sigma \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\Sigma \text{ des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

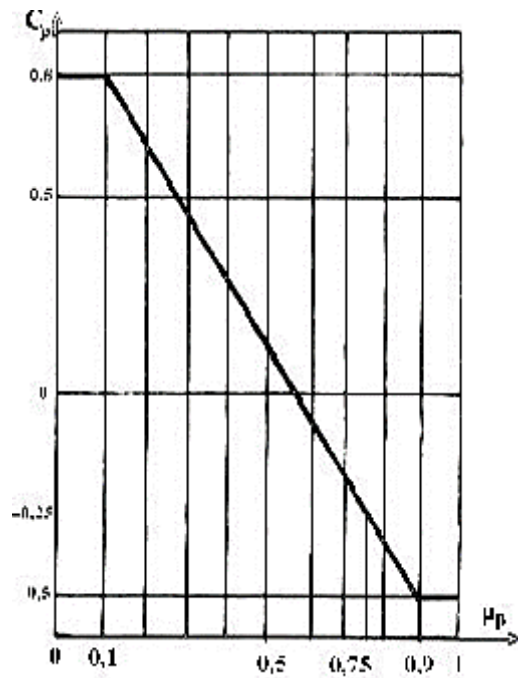


Figure II.11 : C_{pi} pour les bâtiments sans cloisons intérieures

- Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :

$$\mu_p = \frac{107 + 20 + 16}{107 + 20 + 40 + 16} = 0.78$$

$\mu_p=0.78$ donc a laide la de la figue II.11 on détermine

$$C_{pi} = - 0.25$$

- Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2) :

$$\mu_p = \frac{107 + 40 + 16}{107 + 20 + 16 + 40} = 0.89$$

$$\mu_p=0.89$$

$$C_{pi} = -0.5$$

II-1-5-Calcul de la pression aérodynamique

D’après le règlement RNVA2013, les pressions q_j sont calculées par la formule suivante :

$$Q_j = q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

A). Vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :

Tableau II.11 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois
Verticales, cas de vent dans le sens V1

Parois vertical				
Zone	$Q_p(z)$ (dan/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(z)$ (dan/m ²)
D	97.12	+0.8	-0.25	101.97
A	97.12	-1.0	-0.25	-72.84
B	97.12	-0.8	-0.25	-53.41
C	97.12	-0.5	-0.25	-24.28
E	97.12	-0.3	-0.25	-4.85

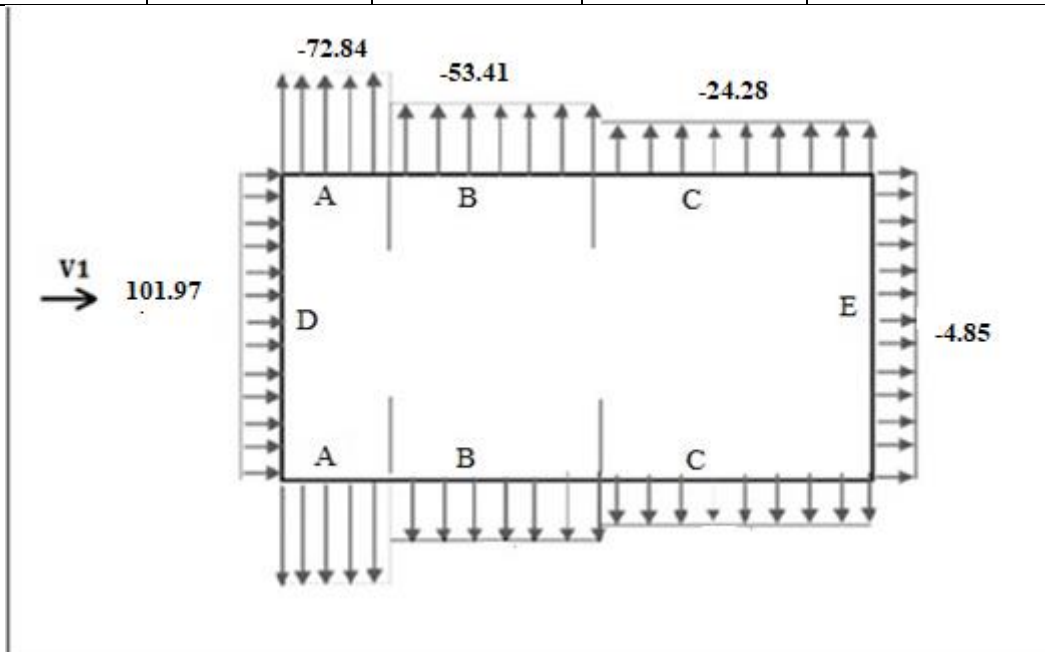


Figure II.12 : La répartition de la pression aérodynamique sur le parois verticales, cas de vent dans le sens V1.

Tableau II.12 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de Vent dans le sens V1.

Versant de toiture				
Zone	$Q_p(z)$ (dan/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(z)$ (dan/m ²)
F	97.12	-1.39	-0.25	-110.71
G	97.12	-1.3	-0.25	-101.79
H	97.12	-0.65	-0.25	-38.84
I	97.12	-0.55	-0.25	-29.13

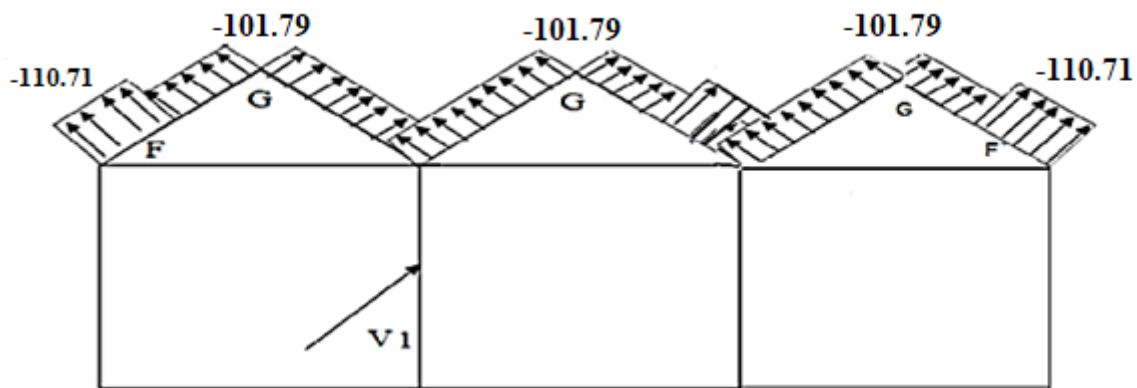


Figure II.13 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent Dans le sens V1.

B). Vent perpendiculaire au long pan (sens V2) :

Tableau II.13: Valeur de pression aérodynamique parois verticale (V2)

Parois vertical				
Zone	$Q_p(z)$ (dan/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(z)$ (dan/m ²)
A	97.12	-1	-0.5	-48.56
B	97.12	-0.8	-0.5	-29.13
C	97.12	-0.5	-0.5	0
D	97.12	+0.8	-0.5	126.25
E	97.12	-0.3	-0.5	19.42

Tableau II.14: valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2

Versant de toiture				
Zone	Q _p (z) (dan/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	W(z) (dan/m ²)
F	97.12	-1.42	-0.5	-89.35
		0.099	-0.5	58.17
G	97.12	-1	-0.5	-48.56
		0.099	-0.5	58.17
H	97.12	-0.45	-0.5	4.85
		0.099	-0.5	58.17
I	97.12	-0.3	-0.5	19.42
		0	-0.5	48.56
J	97.12	-0.48	-0.5	1.94
		0	-0.5	48.56

II.1.6. Action d'ensemble :

II.1.6.1 Détermination de la force de frottement F_{FR} :

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés. Lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieure perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent). (Selon RNVA 2013).

A) Cas du vent est perpendiculaire au long pan (V2)

✚ Calcul des surfaces parallèles au vent :

La surface de pignon :

$$S_{\text{pignon}} = 2[(h - f) \times d']$$

$$S_{\text{pignon}} = \left[(8.56 - 1.64) \times 55.68 + \left(\frac{55.68 \times 1.68}{2} \right) \right] \times 2 = 864.15 \text{ m}^2$$

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

$$S_{\text{fr}} = AB \times b$$

$$AB = \frac{d - \frac{d}{3}}{\cos \alpha} = \frac{55.68 - (\frac{55.68}{3})}{\cos(9.98)} \quad AB = 37.69 \text{ m}$$

$$S_{fr} = 37.69 \times 36.65 = 1381.35 \text{ m}^2$$

La surface totale des parois parallèles au vent :

$$S_{\text{pignon}} + S_{fr} = 864.15 + 1381.35$$

$$S_T = 2245.50 \text{ m}^2$$

Calcul des surfaces perpendiculaires au vent (et sous le vent) :

$$S_{\text{parois verticales}} = [(36.65 \times 6.94)] \times 2 = 508.70 \text{ m}^2.$$

Vérification de la condition (RNVA2013)

Aire totale des surfaces parallèles au vent $\leq 4 \times$ l'aire totale des surfaces perpendiculaires au vent

$$S = 2245.50 \text{ m}^2 > 4 \times 508.7 \text{ m}^2 = 2034.8 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

Donc on ne doit pas négliger l'effet de frottement, cas de vent perpendiculaire au long pan.

▪ Calcul de la force de frottement :

LA FORCE DE FROTTEMENT EST DONNE PAR LA FORMULE SUIVANTE

$$F_{fr} = C_{fr} \times qp(Ze) \times A_{fr}$$

Où :

$qp(z)$: (en daN/m²) est la pression dynamique du vent à la hauteur 'h' considérée

S_{fr} : (en m²) est l'aire de l'élément de surface considérée

C_{fr} : coefficient de frottement donné par RNVA 2013

Dans notre cas : Nous avons une couverture en toiture dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent et un bardage de parois verticales dont les ondulations sont aussi perpendiculaires à la direction du vent. (RNV 2013)

$$\text{Donc : } C_{fr}(\text{toiture}) = C_{fr}(\text{parois verticales}) = 0.04$$

$$\text{Min}(2b ; 2h) = \text{Min}(2 \times 36.65 ; 4 \times 6.94) = 17.12 \text{ m}$$

➤ Parois verticales :

$$S_{fr} = [(55.68 \times 6.94)] = 386.41 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } F_{fr} = 0,04 \times 386.41 \times 59.62 = 921.51$$

$$F_{fr\ 1} = 921.51 \text{ DaN}$$

➤ La toiture :

$$A_{fr2} = 37.12 \times 35.65 = 1360.44 \text{ m}^2$$

$$D'où : F_{fr\ 2} = 0,04 \times 59.62 \times 1360.44 = 3244.37 \text{ DaN}$$

$$F_{fr\ 2} = 3244.37 \text{ DaN}$$

• La force de frottement totale :

$$F_{fr} = (\text{toiture}) + (\text{paroi verticale}) = 3244.37 + 921.51 = 4165.88 \text{ DaN}$$

$$F_{fr} = 4165.88 \text{ DaN}$$

Calculs de surface tributaires (projection horizontale V2 perpendiculaire au long pan) :

La toiture :

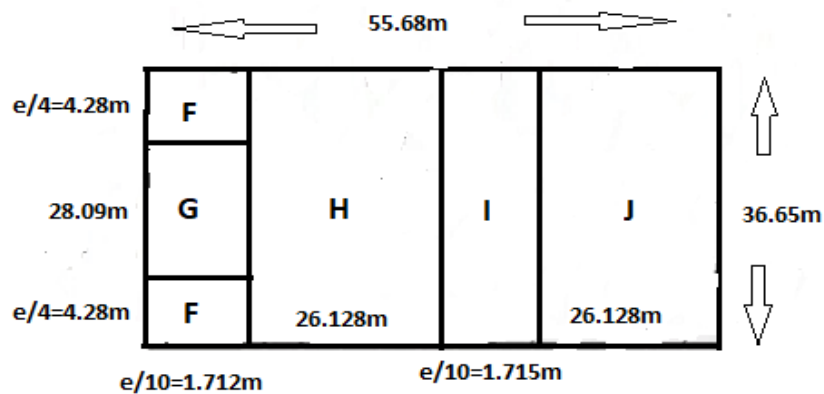


Figure : II.14 : représentation des zones de pression sur la toiture suivant V2

$$e = \min [b ; 2h] = [36.65 ; 2 \times 8.56] = 17.12\text{m} ; e = 17.12\text{m}$$

Les surfaces :

Verticale :

$$S_D = S_E = (36.65 \times 6.94) = 254.35\text{m}^2$$

Toiture :

$$S_F = 4.28 \times 1,712 = 7.32 \text{ m}^2$$

$$S_G = 28.09 \times 1.712 = 48.09 \text{ m}^2$$

$$S_H = 36.65 \times 26.128 = 957.59\text{m}^2$$

$$S_I = 36.65 \times 1.712 = 62.74 \text{ m}^2$$

$$S_J = 36.65 \times 26.128 = 957.59 \text{ m}^2$$

▪ **Calcul de la stabilité d'ensembles :**

Stabilité transversal (grande face au vent) : Les valeurs des forces intérieures, extérieures et celles du frottement correspondant à la direction du vent V2 et les résultantes horizontales et verticales qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci- dessous :

Tableau II.17: les forces de la résultante selon le vent V2

Elément	ZONE	A _{réf} [m ²]	Q _j [DaN /m ²]	Actions Horizontales [DaN]	Actions verticales [DaN]
Parois .V	D	254.35	59.62	254.35×59.62tg(9.98)= 268.42 ←	0
Parois .V	E	254.35	11.92	254.35×11.92tg9.98= 533.06 →	0
Toiture	F ₁	7.32	54.85	7.32×54.85tg9.98= 70.65 ←	401.50 ↑
Toiture	F ₂	7.32	54.85	7.32×66.17tg9.98= 70.65 ←	401.50 ↑
Toiture	G	48.09	29.81	48.09×29.81tg9.98= 252.25 ←	1433.56 ↑
Toiture	H	957.59	2.98	957.59×2.98tg9.98= 502.14 ←	2853.61 ↑
Toiture	I	62.74	11.92	62.74×11.92×tg9.98= 131.59 →	747.86 ↑
Toiture	J	957.59	1.192	957.59×1.192×tg9.98= 200.85 →	1141.44 ↑
F _{fr}				4165.88 →	0
Total				1959.72 →	6979.56 ↑

- Calcul du moment de renversement :

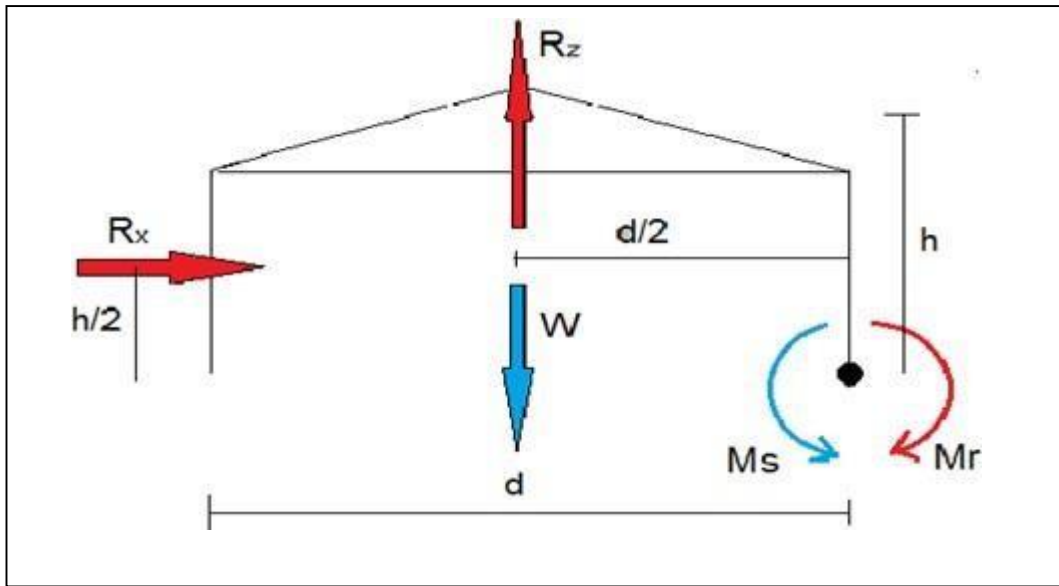


Figure II.15 : stabilité en renversement

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

$$M_r = 1959.72 \times 4.28 + 6979.56 \times 27.84$$

$$M_r = 277866.55 \text{ DaN.m}$$

- b) Calcul du moment stabilisant (avec un poids propre du hangar multiple estimé) :

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

Avec :

W : poids total de la surface du hangar multiple ($w = 50 \text{ daN/m}^2$). $W = 50 \times S$

$$W = 50 \times 2040.67$$

$$W = 102033.6 \text{ DaN.M}$$

$$M_s = 102033.6 \times (55.65/2)$$

$$M_s = 2840615.42 \text{ DaN.m}$$

- La condition de stabilité transversale :

$$M_s \geq M_r$$

$$M_s = 2840615.42 \text{ DaN.m} > M_r = 277866.55 \text{ DaN.m}$$

—————> La stabilité transversale est vérifiée

B) Cas de vent perpendiculaire au pignon (V_1) :

- Dans ce cas la direction du vent elle est perpendiculaire au pignon :

- ✚ Calcul des surfaces parallèles au vent :

La surface des deux parois verticales (long pan) :

$$S_{\text{paroi}} = 2[(h - f) \times d']$$

$$S_{\text{paroi}} = [(6.94 \times 36.65) \times 2] = 508.70 \text{ m}^2.$$

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

$$S_{\text{toit}} = \frac{b'}{\cos \alpha} = \frac{55.68}{\cos(9.98)} \times 36.65$$

$$S_{\text{toit}} = 2072.02 \text{ m}^2$$

Total des surfaces parallèles au vent :

$$S = 2072.02 + 508.70 = 2580.72 \text{ m}^2.$$

- ✚ Calcul des surfaces perpendiculaires au vent (et sous le vent)

La surface d'un pignon :

$$S_{\text{pignon}} = [(h - f) \times d + \frac{d \times f}{2}]$$

$$S_{\text{pignon}} = [(8.56 - 1.62) \times 55.68 + \left(\frac{55.68 \times 1.62}{2}\right)]$$

$$S_{\text{pignons}} = 863.04 \text{ m}^2.$$

Vérification de la condition (RNVA2013) :

Aire totale des surfaces parallèles au vent $\leq 4 \times$ l'aire totale des surfaces perpendiculaires au vent

$$S = 2580.72 \text{ m}^2 < 4 \times 863.04 = 3452.16 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

=> Donc on doit négliger l'effet de frottement, cas de vent perpendiculaire au pignon.

Calculs de surface tributaires (projection horizontal V_1 perpendiculaire au pignon) :

a) Paroi vertical :

$$e = \min [b; 2h] = [55.68; 2 \times 8.56] = 17,12 \text{ m}$$

$$e = 17,12 \text{ m}$$

$$S_D = S_E = (55.68 \times 6.94) + (1.62 \times 9.28) \times 6 = 476.62 \text{ m}^2$$

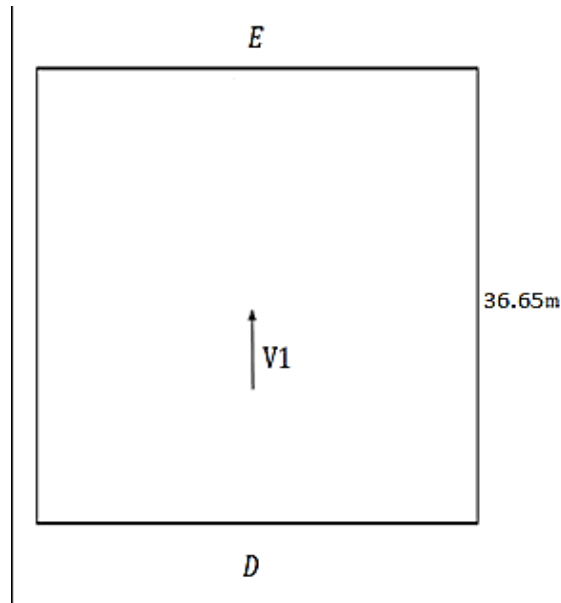


Figure II.16 : Les répartitions des zones de pression sur des parois verticales sens V1

a) La toiture :

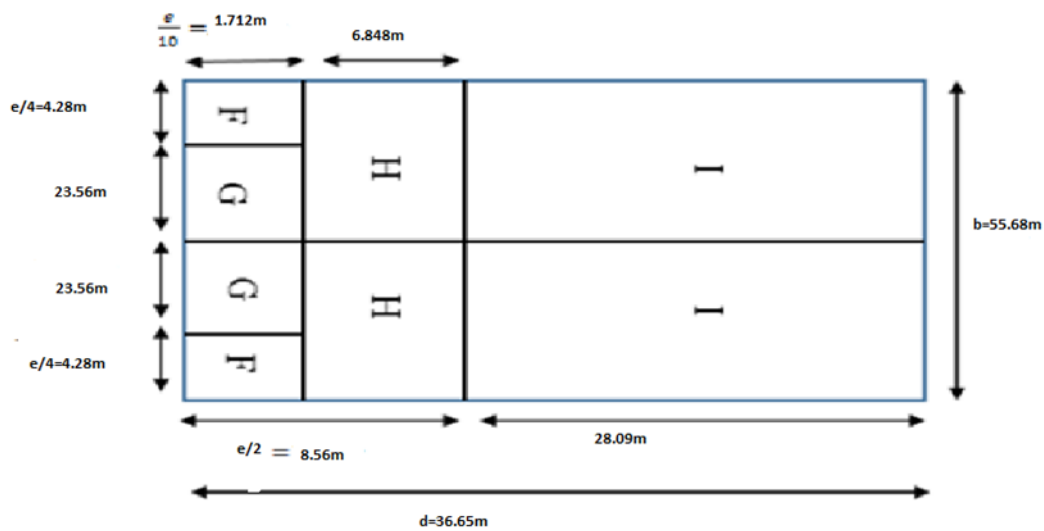


Figure II.17 : Les répartitions des zones de pression sur la toiture suivant sens

V1









Les surfaces :

- $S_F = 4,28 \times 1,712 = 7,32m^2$
- $S_G = 47,12 \times 1,712 = 80,66m^2$
- $S_H = 55,68 \times 6,848 = 381,29m^2$
- $S_I = 55,68 \times 28,09 = 1564,05m^2$

Calcul de la stabilité d'ensembles :

Stabilité longitudinale (petite face au vent) : Les valeurs des forces intérieures, extérieures et celles du frottement correspondant à la direction du vent V1 et les résultantes horizontales et verticales qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.18 : les forces de la résultante selon le vent V1

Elément	ZONE	Qj [daN/m2]	A _{réf} [m] ²	Actions horizontales [DaN]	Actions verticales [DaN]
Parois .V	D	62.60	476.62	29836.41 	0
Parois .V	E	2.98	476.62m²	1420.32 	0
Toiture	F1	67.96	7,32	0	$67.96 \times 7.32 \cos(9.98)$ =489.93 
Toiture	F2	67.96	7,32	0	$67.96 \times 7.32 \cos(9.98)$ =489.93 
Toiture	G	62.60	80.66	0	$62.60 \times 80.66 \cos(9.98)$ =4972.91 
Toiture	H	23.84	381,29	0	$23.84 \times 381.29 \cos(9.98)$ =8952.40 
Toiture	I	17.88	1564,05	0	$17.88 \times 1564.05 \cos(9.98)$ =27542.05 
Total				28416.09	42447.22 

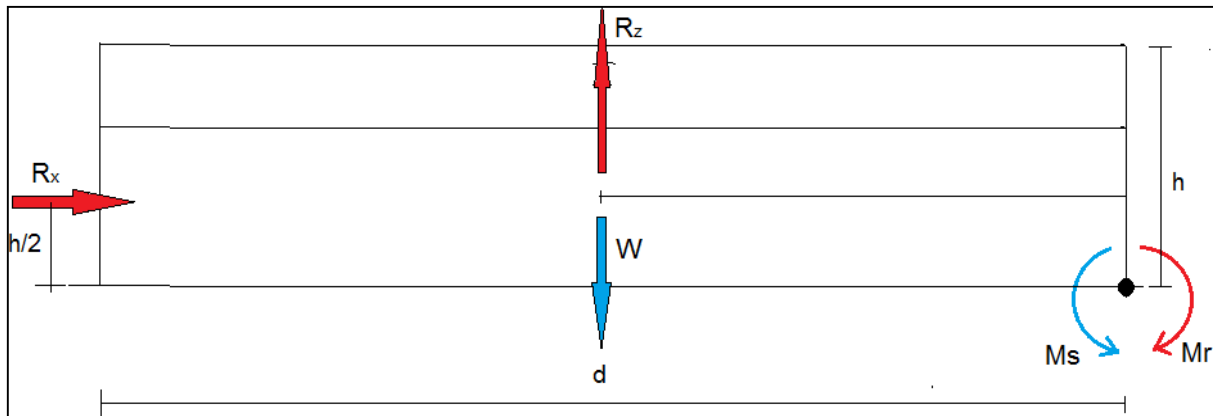


Figure II.21: stabilité longitudinale.

a) Calcul du moment de renversement :

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

$$M_r = 28416.09 \times 4.28 + 42447.22 \times 18.32$$

$$M_r = 899253.93 \text{ daN.m}$$

b) Calcul du moment stabilisant (avec un poids propre du hangar multiple estimé) :

Avec :

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

W : poids total de la surface du hangar multiple ($w = 50 \text{ daN/m}^2$). $W = 50 \times S$

$$W = 50 \times S$$

$$W = 102033.6$$

$$M_s = 102033.6 \times 18.32$$

$$M_s = 1869765.72 \text{ DaN.m}$$

$$M_s = 1869765.72 \text{ DaN.m} > M_r = 899253.93 \text{ DaN.m}$$

La condition est vérifiée

Donc La stabilité longitudinale est vérifiée

II-2-Action de la neige

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

II-2-1-Domaine d'application

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

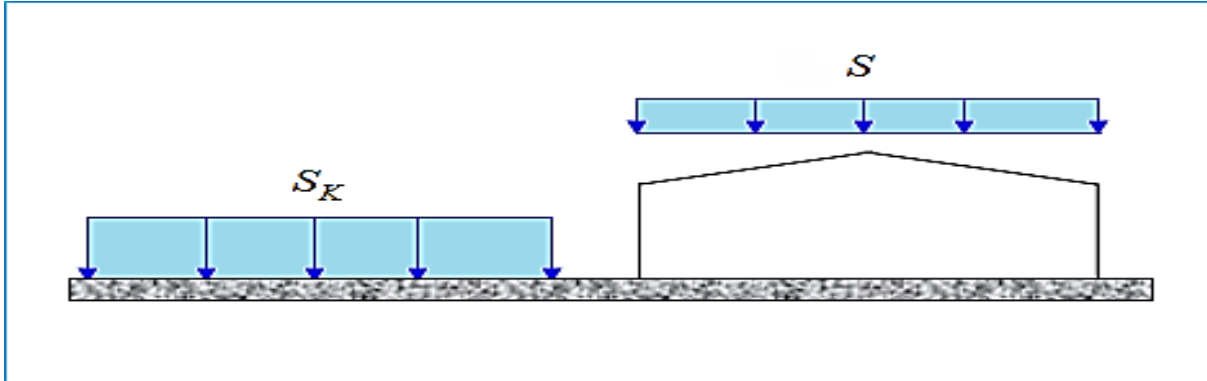


Figure II.22. Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol

Donné :

- $\alpha = 9.98^\circ$
- Zone : A (selon l'annexe 1 du RNVA 2013 : **zone de neige par commune page 37**)
- Altitude : 300m

II-2-2-Charge de neige sur le sol

La charge de neige sur le sol **SK** par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré. La valeur de SK est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude du point considéré (**RNV2013 article 4 page 21**) :

$$S_k = \frac{0.07H+15}{100} = \frac{0.07(300)}{100} = 0.36 \text{KN/m}^2$$

II-2-3-Charge de la neige sur le toit

La charge caractéristique de neige **S** par unité de surface en projection horizontale de toiture soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante (RNVA 2013.

Art.3.1.1):

Où :

$$S = \mu \times S_k \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

SK : (en KN/m²) est Charge de neige sur le sol.

μ : Coefficient de forme (à déterminer en fonction de la forme de la toiture)

a) Coefficient de forme de la toiture μ (RNV 2013. Art.6)

Le coefficient de forme des toitures à versants multiples sont donnés par le Tableau II-14 et illustrés sur la Figure II-10. Les dispositions de charge à considérer correspondent à :

- (Cas i) : sans accumulation de neige
- (Cas ii) : avec accumulation de neige.

(α)pente du versant (en°)	$0 \leq \alpha \leq 30$	$30 < \alpha < 60$	$\alpha \geq 60$
Coefficient μ_1	0,8	$0,8 \left(\frac{60-\alpha}{30} \right)$	0
Coefficient μ_2	$0,8 + 0,8 \left(\frac{\alpha}{30} \right)$	1,6	.

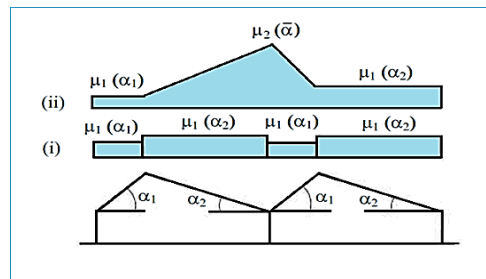


Tableau II.19 Valeur du coefficient de forme μ_i

Sans accumulation

On a :

$$\alpha = \alpha_1 = \alpha_2$$

$$0 \leq \alpha = 9.98^\circ \leq 30$$

$$\mu_1(\alpha) = 0.8$$

$$S(\alpha) = 0.8 \times 0.36 = 0.28 \text{ KN/m}^2.$$

$$= 28 \text{ dan/m}^2.$$

Avec accumulation

$$\alpha = \left(\frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} \right) = \alpha = 9.98^\circ$$

$$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$$

$$\mu_2 = 0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30} \right) = 1.06$$

$$S(\alpha) = 1.06 \times 0.36 = 0.38 \text{ KN/m}^2.$$

$$= 38.1 \text{ dan/m}^2$$

Chapitre III

Pré-dimensionnement des éléments

III.1. Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéresse à définir les profils qui devront résister aux différentes Sollicitations selon l'Euro-code 3, le principe de la vérification nécessaire à la résistance et à la stabilité des profilés concernés par cette étude qui sont : les pannes, les potelets, les lisses de bardage.

III-2- Pré-dimensionnement des pannes

III-2-1-Définition

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. En outre, elles peuvent agir comme éléments comprimés en tant que partie du système de contreventement et participent à la stabilisation vis-à-vis du déversement de la traverse.

Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage et réalisées soit en profilés formés à chaud en (I), ou bien en (H), soit en profilés formés à froid en (Z), (U), (C) ou en treillis pour les portées supérieures à 6m.

Les pannes sont posées sur les traverses ou fermes et fixées par boulonnage, à l'aide d'échantignoles, la figure ci-dessous nous montre la disposition de la panne sur la toiture :

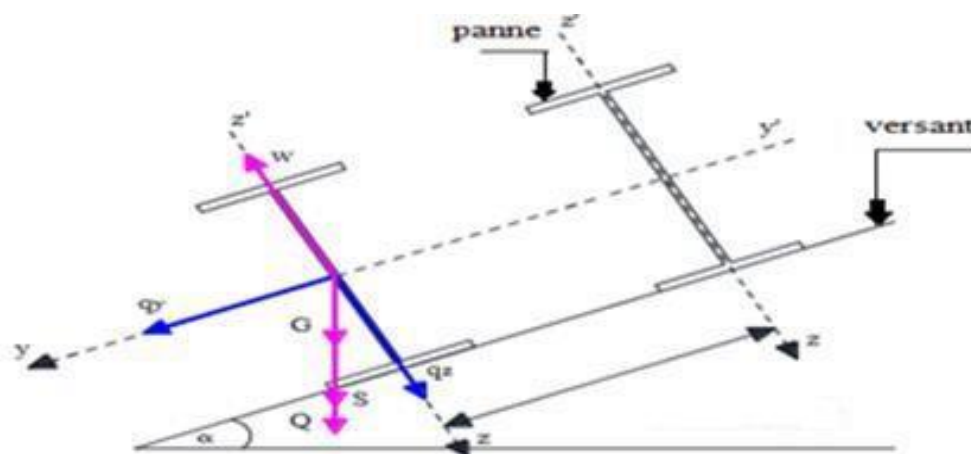


Figure III-1 Disposition des pannes sur la toiture

Donnée de calcul

- Chaque panne repose sur 2 appuis.
- L'entre axe des pannes $e=1.5\text{m}$ (espace entre 2 pannes).
- On dispose de 6 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- Les pannes sont en acier S235

- La pente de chaque versant est $\alpha=9.98 = 10^\circ$.
- Longueur de chaque panne $L=6m$.

III-2-2 Evaluation des charges et surcharges

Les charges permanentes :

- Poids propre du panneau sandwich TL75.....14.2 DaN/m².
- Poids propre d'accessoire d'attache.....3DaN/m².
- Poids propre de la panne estimé12.9 DaN/ml.

$$G = [(P_{tole} + P_{accessoire}) \times e] + P_{panne}$$

$$G = [(14.2 + 3) \times 1.5] + 12.9$$

$$G = 38.7 \text{ daN/ml.}$$

La surcharge d'entretien (E)

D'après les Eurocodes EN 1991-1-1 et 1-3, pour les couvertures dont la pente est inférieure à 30° on prend comme charge d'entretien une charge minimale de 60daN/m² (60kg/m²) de la surface de la couverture.

Tableau III-1 Valeur des charges d'entretiens

Pente α en degrés	$Q_k(\text{dan /m}^2)$
$\alpha < 30$	60
$30 < \alpha < 60$	$60((60 - \alpha) / 30)$
$\alpha \geq 60$	0

On a :

$$e = 1.5m$$

$$E = q_k \times e$$

$$E = 60 \times 1.50$$

$$E = 90 \text{ daN/ml}$$

La surcharge de neige (N)

La surcharge de neige est en fonction de site d'implantation de la construction (région, altitude) et de la forme de toiture. Pour raison sécuritaire nous majorons la valeur estimée.

$$N = S \times e$$

$$N = 38.1 \times 1.5$$

$$N = 57.15 \text{ daN/ml.}$$

La surcharge du vent (V)

Malgré que toutes les pannes sont exposées au vent de soulèvement, celle(s) de la zone F est jugée plus défavorable suite aux résultats exposés dans le tableau ... (le chapitre 2 page 27).

$$V = W \times e$$

$$V = 110.71 \times 1.5$$

$$V = 166.06 \text{ daN/ml.}$$

III-2-3- Combinaison des charges les plus défavorables

- A L'ELU

➤ Action vers le bas ↓

$$Q_{sd1} = 1.35 G + 1.5 E = (1.35 \times 38.7) + (1.5 \times 90) = 187.24 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd2} = 1.35G + 1.5 N = (1.35 \times 38.7) + (1.5 \times 57.15) = 137.97 \text{ daN/ml.}$$

➤ Action vers le haut ↑

$$Q_{z,sd} = G \cos \alpha - 1.5V = 38.7 \cos (10) - 1.5(166.06) = -210.97 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y,sd} = G \sin \alpha = 38.7 \sin (10) = 6.72 \text{ daN/ml.}$$

Remarque :

D'après le nouveau règlement (**Article 7.3 du DTR B.C.2.2**) , les charges climatiques ne se combinent pas avec la surcharge d'entretien sauf cas ou la pente est nul . et cela pour l'ELS et l'ELU

Les charges vers le bas on compare entre pour a.1) Vérification de la section à la flexion

$$Q_{sd} = \max (Q_{sd1} ; Q_{sd2}) = \text{MAX} (187.24; 137.97) = 187.24 \text{ daN/ml}$$

Ces deux charges sont valables uniquement pour la vérification au diversement.

$$(Q_{zsd} = -114.79 \text{ daN/ml} ; Q_{ysd} = 6.72 \text{ daN/ml})$$

A L'ELS

Action vers le bas ↓

$$Q_{sd1} = G - V = 38.7 - 166.06 = -127.36 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd2} = G + N = 38.7 + 57.15 = 95.85 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd} = \max [Q_{sd1} ; Q_{sd2}] = 127.36 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos \alpha = 127.36 \times \cos (10) = 125.42 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 127.36 \times \sin (10) = 22.11 \text{ daN/ml.}$$

III.2.4. Principe de pré dimensionnement

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale). Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- Condition de la flèche (l'ELS)
- Condition de résistance (l'ELU).

Généralement, on fait le pré dimensionnement des pannes par l'utilisation de la condition de flèche, puis on fait la vérification de la condition de résistance.

Condition de la flèche**Flèche vertical**

On a :

$$F_z \leq f_{ad}$$

Dans notre cas on a une poutre posée sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie donc la flèche et la flèche admissible sont :

$$F_{ad} = \frac{l^4}{200}$$

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

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z, sd} \times l^4}{E \times \frac{l^4}{200}}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{125.42 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times \frac{600}{200}}$$

$$I_y \geq 335.94 \text{cm}^4$$

Flèche latérale

$$F_y \leq f_{ad}$$

$$F_{ad} = \frac{1}{200}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^4}{E \times I_z}$$

$$I_z \geq \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^4}{E \times \frac{l/2}{200}}$$

$$I_z \geq \frac{2.05}{384} \times \frac{22.11 \times 10^{-2} \times 300^4}{2.1 \times 10^6 \times \frac{300}{200}}$$

$$I_z = 3.03 \text{cm}^4$$

On a $I_y \geq 335.94 \text{ cm}^4$ donc on opte pour un IPE 140.

La section est de classe 1.

Tableau III-2 : Dimensions et caractéristiques de IPE 140

Profilé IPE140	Dimensions						Caractéristiques de calcul					
	h	b	tw	tf	r	d	Wpl.y	Wpl.z	Avz	A	Iy	Iz
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴
	140	73	4.7	6.9	7	112.2	88.3	19.3	7.64	20.1	541	44.9

III.2.5. Vérification à la sécurité

a) Vérification à L'ELU

- Vérification à la flexion déviée :

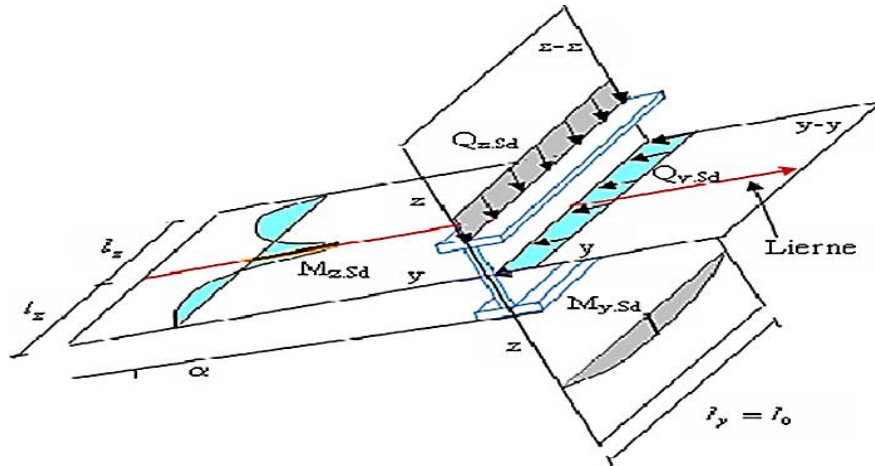


Figure III-2 : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement

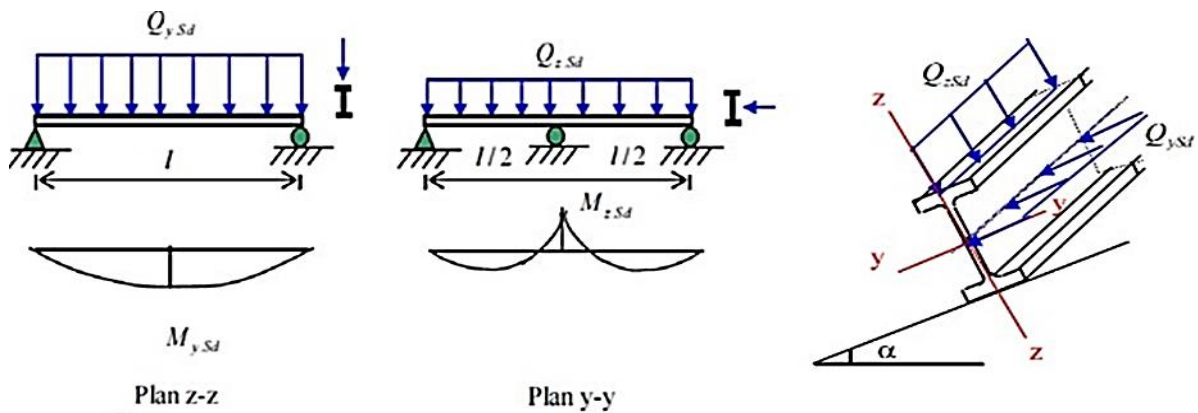


Figure III-3 : Panne de toiture en flexion [Dahmani. L. 2022]

En se référant au (CCM97), la vérification à la flexion bi-axial est menée selon la formule suivante :

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

Avec : $\alpha=2$; $\beta=1$ section en I.

$$M_{pl,y,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.3 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1} = 1886.40 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z,rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19.3 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1} = 412.31 \text{ daN.m}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos \alpha = 187.24 \times \cos (10) = 184.40 \text{ daN/m.}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{184.40 \times 6^2}{8} = 829.8 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 187.24 \sin (10) = 32.51 \text{ daN/m.}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{32.51 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 36.57 \text{ daN.m}$$

A.N :

$$\left(\frac{M_{y, sd}}{M_{pl, y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z, sd}}{M_{pl, z}}\right)^\beta = \left(\frac{829.8}{1886.40}\right)^2 + \left(\frac{36.57}{412.31}\right)^1 = 0.28 < 1 \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Vérification au cisaillement**

La vérification est donnée par les formules suivantes (Euro code 03) :

$V_{z, sd} \leq V_{plz, rd}$ Et $V_{y, sd} \leq V_{ply, rd}$

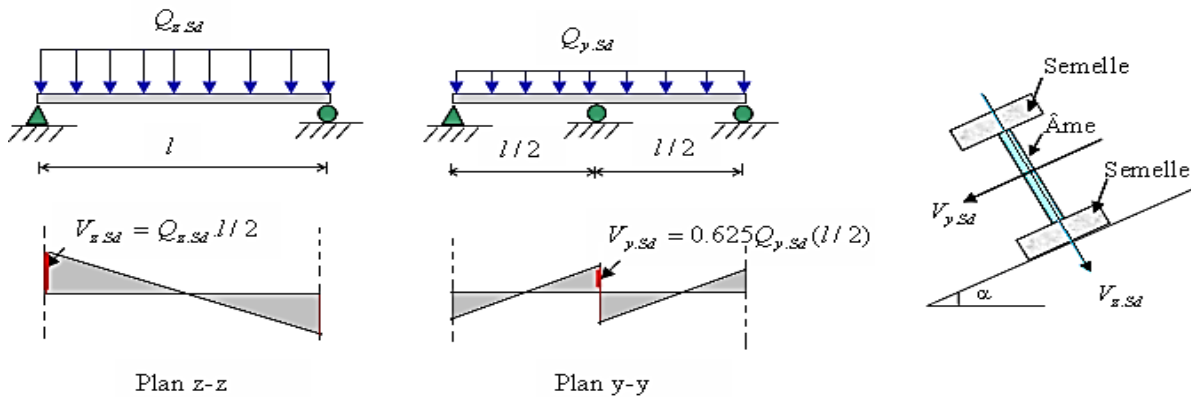


Figure III-4 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement. [Dahmani. L. 2012]

$$V_{z, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l}{2} = \frac{184.40 \times 6}{2} = 553.2 \text{ daN}$$

$$V_{y, sd} = 0.625 \times Q_{y, sd} \times \left(\frac{l}{2}\right) = 0.625 \times 32.51 \times \frac{6}{2} = 60.95 \text{ daN}$$

$$V_{plz, rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = \frac{7.64 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 9423.40 \text{ DaN}$$

$$V_{ply, rd} = \frac{A_{vy} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = \frac{10.6 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 13074.35 \text{ DaN}$$

$V_{z, sd} = 553.2 \text{ daN} < V_{plz, rd} = 9423.40 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{CV}$

$V_{y, sd} = 60.95 \text{ daN} < V_{ply, rd} = 13074.35 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{CV}$

• Vérification au déversement

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right] \leq 1$$

Calcul du moment ultime

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{114.79 \times 6^2}{8} = 516.55 \text{ daN.m}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y,sd} \times l^2}{8} = \frac{6.72 \times 3^2}{8} = 7.56 \text{ daN.m}$$

Calcul du moment résistant au déversement $M_{b,rd}$

$$M_{b, rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \frac{w_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \times M_{ply,rd}$$

Avec : $\beta_w = 1.0$ pour les sections de classe 1 et 2

D'après le code de calcul eurocode 3 (voir annexe F.2), l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ est déterminé par la formule suivante :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w \times w_{ply} f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} \text{ ou } \bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9$$

Pour les poutres à section constante et doublement symétriques (profilés laminés I et H),

l'élancement vaut :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

C_1 : Facteur sans dimension qui dépend de la nature du diagramme des moments. Puisque les charges sont uniformément réparties donc : $C_1 = 1,132$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\frac{600}{1.65}}{(1.132)^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{600}{1.65}}{\frac{14}{0.69}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 180.25$$

Donc $\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{180.25}{93.9} \right] = 1.91$

$X_{LT} = 0.2426$

$M_{b,rd} = 0.2497 \times 1886.40 = 471.03 \text{ dan.m}$

$\left[\frac{516.55}{471.03} \right] + \left[\frac{7.56}{412.31} \right] = 1.11 > 1 \dots\dots\dots \text{CNV}$

La condition non vérifier donc on va essayer avec L'ipe 160

Tableau III-3 : Dimensions et caractéristiques de IPE 160

Profilé IPE160	Dimensions						Caractéristiques de calcul					
	h	b	tw	tf	r	d	Wpl.y	Wpl.z	Avz	A	Iy	Iz
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴
	160	82	5	7.4	9	127.2	124	26.1	9.66	16.4	869	68.3

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\frac{600}{1.84}}{(1.132)^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{600}{1.84}}{\frac{16}{0.74}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 163.40$$

$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{163.40}{93.9} \right] = 1.74$

$X_{LT} = 0.2872$

$M_{ply,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{124 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1} = 2914 \text{ daN.m}$

$M_{plz,rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26.1 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1} = 557.59 \text{ daN.m}$

$M_{b,rd} = 0.2872 \times 2914 = 836.90 \text{ dan.m}$

$\left[\frac{516.55}{836.90} \right] + \left[\frac{7.56}{557.59} \right] = 0.63 < 1 \dots\dots\dots \text{CV}$

b) Vérification à l'ELS

• **Vérification à la flèche**

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de services (non pondérées).

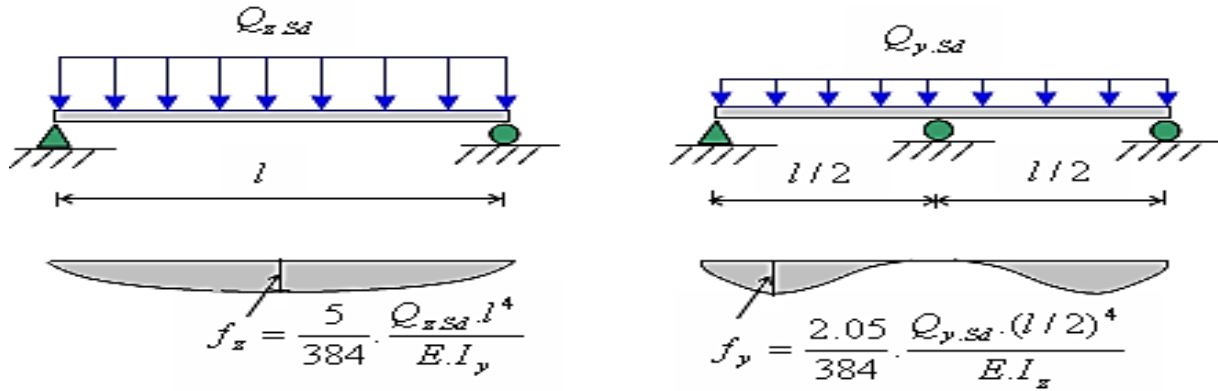


Figure III-5 : Vérification de la flèche

On a :

$$Q_{sd} = 127.36 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos \alpha = 127.36 \times \cos (10) = 125.42 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 127.36 \sin (10) = 22.11 \text{ daN/ml.}$$

Flexion verticale suivant (zz') : sur deux appuis

$$f_z \leq f_{ad} \text{ Avec } f_{ad} = \frac{1}{200} = \frac{600}{200} = 3\text{cm}$$

$$f_z = \frac{5 Q_{zsd}}{384 E I_y} \times l^4 = \frac{5}{384} \left(\frac{125.42 \times 10^{-2}}{869 \times 2.1 \times 10^6} \right) \times (600)^4 = 1.15\text{cm} < 3\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Flexion latérale suivant (yy') : sur trois appuis

$$f_y \leq f_{ad} \text{ Avec } f_{ad} = \frac{1}{200} = \frac{300}{200} = 1.5\text{cm}$$

$$f_y = \frac{2.05 Q_{ysd}}{384 E I_z} \times l^4 = \frac{2.05}{384} \left(\frac{22.11 \times 10^{-2}}{68.3 \times 2.1 \times 10^6} \right) \times (300)^4 = 0.065 \text{ cm} < 1.5\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Le profilé en IPE 160 est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme panne de toiture.

III-3- Calcul des liernes

III.3.1. Introduction

Les liernes sont des tirants qui travaillent en traction disposés à mi- portée des pannes
 Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes, mais aussi à limiter la longueur de déversement et le flambement latérale pour les parties comprimées

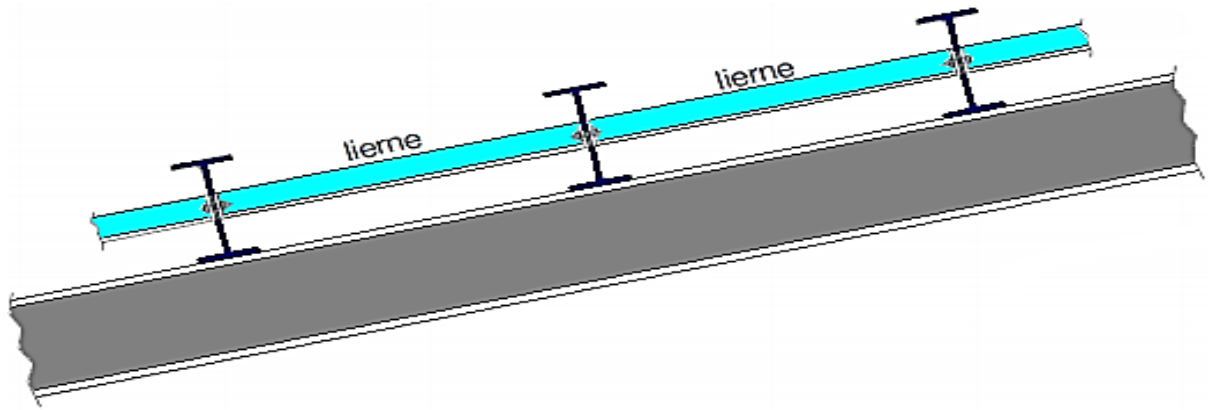


Figure III-6 : Dispositions des liernes

III-3-2 : Calcul de l'effort maximal revenant au lierne :

Calcul de la réaction d'appui [Livre de Mr . Dahmani 2012]

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 187.24 \sin (10) = 32.51 \text{ daN/m.}$$

$$R = 1.25 \times Q_{y,sd} \times l/2 = 1.25 \times 32.51 \times 3 = 121.91 \text{ daN}$$

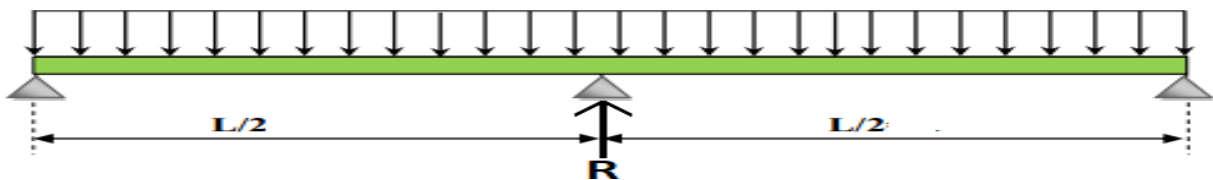


Figure III-7 : Réaction R sur les liernes

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

$$T1 = \frac{R}{2} = \frac{121.91}{2} = 60.95 \text{ daN}$$

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

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

Effort dans L2 :

$$T2 = R + T1 = 121.91 + 60.95 = 182.86 \text{ daN}$$

Effort dans L3 :

$$T3 = R + T2 = 121.91 + 182.86 = 304.77 \text{ daN}$$

Effort dans L4 :

$$T4 = R + T3 = 121.91 + 304.77 = 426.68 \text{ daN}$$

Effort dans L5 :

$$T5 = R + T4 = 121.91 + 426.68 = 548.59 \text{ daN}$$

Effort dans L6

$$2 T6 \times \sin \theta = T5 \Rightarrow T6 = T5 / 2 \sin \theta = 548.59 / 2 \sin (26.56) = 614.56 \text{ daN}$$

$$\text{Avec : } \theta = \text{arc tg } \frac{1.5}{3} = 26.56^\circ$$

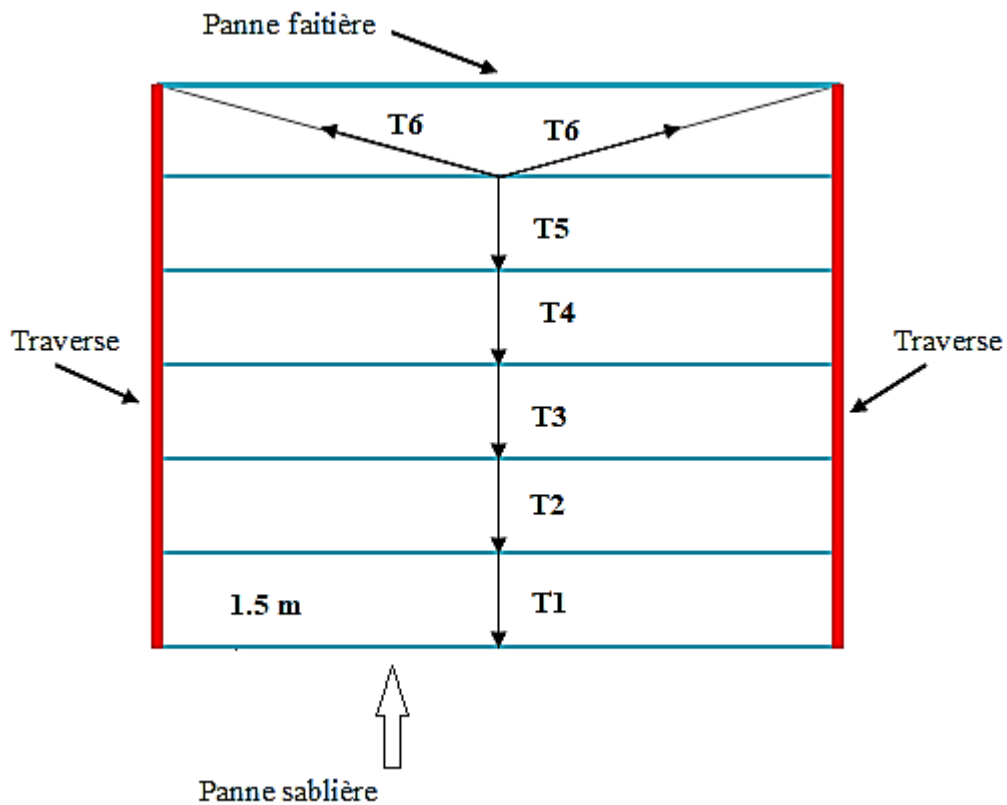


Figure III.8 : Efforts revenant aux liernes

III-3-3. Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L7 ; $NSd = T_7 = 749.77 \text{ daN}$

Les liernes travaillent en traction ; on doit vérifier la formule suivant :

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

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{(614.56) \times (1.1)}{2350} = 28.76 \text{ mm}^2$$

$$\varphi \geq \sqrt{\frac{28.76 \times 4}{3.14}} = 6.05 \text{ mm}$$

Pour des raisons plastique et pour plus de sécurité on opte pour une barre ronde de diamètre

$$\varphi = 10 \text{ mm}$$

Tableau III.4 : Les caractéristiques de la barre ronde R 10

Eléments	Diamètre	G (Kg/m)	d (mm)	A (cm ²)
Liernes de toiture	R 10	0.617	10	0.785

III-4- Etude de l'échantignolle :

III-4.1-Définition :

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux travers, Elles sont fixées soit par boulonnage soit par soudage, les pannes sont attachées aux échantignolles par boulonnage.

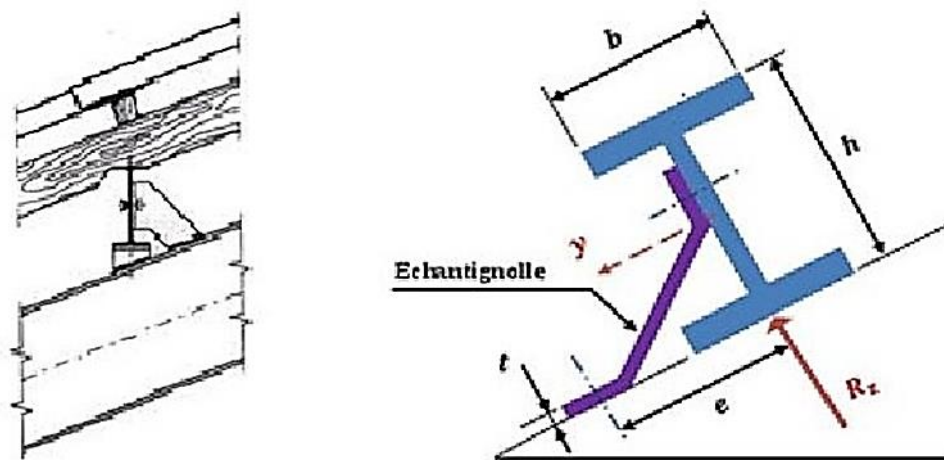


Figure III. 7 : Déposition des échantignolles.

III-4.2-Calcul des charges revenant à l'échantignolle :

- **Effort de soulèvement :**

$$Q_{z,sd} = G \cos \alpha - 1.5V = 38.7 \cos (10) - 1.5(101.94) = -114.79 \text{ daN/ml.}$$

- **Effort suivant rampant :**

$$Q_{y,sd} = G \sin \alpha = 38.7 \sin (10) = 6.72 \text{ daN/ml.}$$

L'excentrement « e » est limité par la condition suivante :

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

On a un IPE160 : $b = 8.2 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$

$$8.2 \leq e \leq 12.3 \text{ cm} \Rightarrow e = 10 \text{ cm}$$

- **Echantignolle de rive :**

$$R_z = Q_{z,sd} \frac{l}{2} = 114.79 \times \frac{6}{2} = 344.37 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{y,sd} \frac{l}{2} = 6.72 \times \frac{6}{2} = 20.16 \text{ daN}$$

- **Echantignolle intermédiaire :**

$$R_z = 344.37 \times 2 = 688.74 \text{ daN}$$

$$R_y = 20.16 \times 2 = 40.32 \text{ daN}$$

- **Calcul du moment de renversement :**

$$M_R = (R_z \cdot e) + (R_y \cdot \frac{h}{2}) = (688.74 \times 10) + (40.32 \times 8) = 7209.96 \text{ daN. cm}$$

III.4.3-Dimensionnement de l'échantignolle :

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

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

Où :

$$M_{el. Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \text{ Moment de résistance élastique de la section.}$$

$$M_{sd} = M_R : \text{Moment sollicitant}$$

- **Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :**

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

$$W_{el} \geq \frac{7209.96 \times 1.1}{2350} = 3.37 \text{ cm}^2$$

$$W_{el} = \frac{b \cdot t^2}{6} \text{ Pour une section rectangulaire}$$

La largeur de l'échantignolle est prise en fonction de la largeur de la semelle du portique sur laquelle va être soudée l'échantignolle $b = 150\text{mm}$

$$t \geq \sqrt{\frac{W_{el} \cdot 6}{b}} = \sqrt{\frac{3.37 \times 6}{15}} = 1.16 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad t = 20\text{mm}$$

III-5- Lisse de bardage :

Les lisses de bardages sont constituées de profilé-(IPE, UAP, UPN...etc.), qui ont pour fonction de supporter les couvertures de façades verticales et les charges qui s'appliquent sur ces bardages (voir figure III.5)

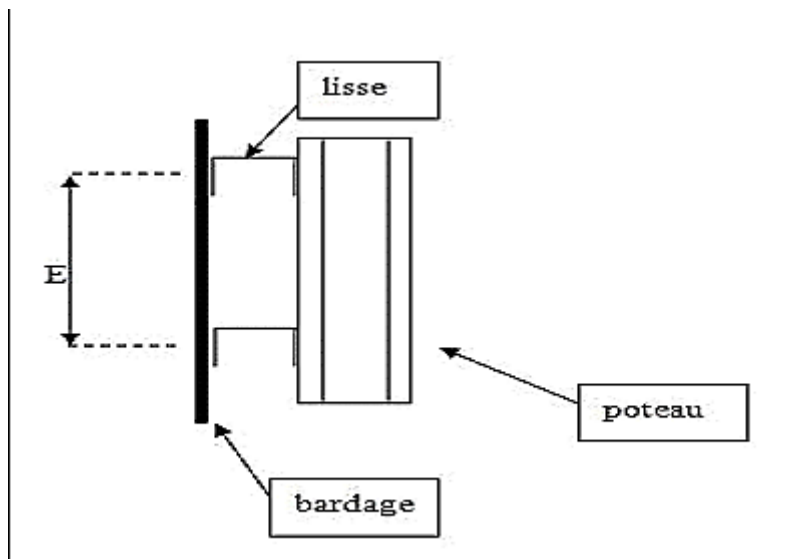


Figure III-5 Disposition des lisses de bardages

III.5.1. Calcul des lisses de bardages

Donné de calcul

Chaque lisse repose sur 2 appuis.

Entre axe des lisses $e = 1.35\text{m}$ (espace entre 2 lisses).

Les lisses sont en acier S235

$L = 6\text{m}$ sur le long pan

Poids propre de bardage14.2 daN/m²

Poids propre d'accessoires d'attache.....5 daN/m²

Poids propre de la lisse estimé 16 daN/m

III-5-2- Evaluation des charges et surcharges :

a) Charge permanente « G »

$$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{Accessoire}}) \times e + P_{\text{Lisse}}$$

$$G = (14.2 + 5) \times 1.35 + 16 = 41.92 \text{ daN/m}$$

Vent perpendiculaire au long pan

b) Surcharge climatique du au vent « V »

$$W = 62.60 \text{ daN/m}^2 \quad (\text{Tableau II.13})$$

$$V = w \times e$$

$$V = 101.79 \times 1.35 = 137.41 \text{ daN/m}$$

III.5.3. Combinaison des charges

A l'ELU

1.35G et 1.5V

$$Q_{y, sd} = 1.35G = 1.35 \times 41.92 = 56.59 \text{ daN/m}$$

$$Q_{z, sd} = 1.5V = 1.5 \times 137.41 = 206.11 \text{ daN/m}$$

A l'ELS

G et V

$$Q_{y, sd} = G = 41.92 \text{ daN/m}$$

$$Q_{z, sd} = V = 137.41 \text{ daN/m}$$

III-5-4- Condition de la flèche

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche en vérifiant la condition suivante :

$$f \leq f_{ad}$$

Flèche vertical suivant(zz') sur deux appui

On a :

$$F_z \leq f_{ad}$$

$$F_{ad} = \frac{1}{200}$$

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

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times l^4}{E \times \frac{1}{200}}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{137.41 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times \frac{600}{200}}$$

$$I_y = 368.06 \text{ cm}^4$$

On a $I_y \geq 368.06 \text{ cm}^4$ donc on opte pour un UPN140

Tableau III-6 : Dimensions et caractéristiques de UPN 140

Profilé	Dimensions						Caractéristiques de calcul					
	h	b	tw	tf	r1 ;r2	d	Wpl.y	Wpl.z	Avz	A	Iy	Iz
UPN 120	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴
	140	60	7,0	10	10;5	98	103	28.3	10.4	20.4	605	62.7

III-5-5- Vérification à la sécurité

A) Vérification à L'ELU

- **Vérification à la flexion**

Pour la vérification a la flexion bi axial on utilise la formule suivante :

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

Avec : $\alpha=2$; $\beta=1$ section en I.

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{103 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1} = 2200.45 \text{ dan. m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28.3 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1} = 604.59 \text{ dan. m}$$

$$Q_{z,sd} = 1.5V = 1.5 \times 137.41 = 206.11 \text{ daN/m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{206.11 \times 6.0^2}{8} = 927.49 \text{ dan. m}$$

$$Q_{y,sd} = 1.35G = 1.35 \times 41.92 = 56.59 \text{ daN/m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{56.59 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 63.66 \text{ dan. m}$$

A.N :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z}}\right)^\beta = \left(\frac{927.49}{2200.45}\right)^2 + \left(\frac{63.66}{604.59}\right)^1 = 0.28 < 1 \dots\dots\dots CV$$

- **Vérification au cisaillement**

La vérification est donnée par les formules suivantes (Eurocode 03) :

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,rd} \quad \text{Et} \quad V_{y,sd} \leq V_{ply,rd}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} = \frac{206.11 \times 6}{2} = 618.33 \text{ dan}$$

$$V_{y,sd} = 0.625 \times Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right) = 0.625 \times 56.59 \times \frac{6}{2} = 106.10 \text{ daN}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = \frac{10.4 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 12827.67 \text{ dan}$$

$$V_{ply,rd} = \frac{A_{vy} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = \frac{11.9 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 14677.81 \text{ dan}$$

$$V_{z,sd} = 618.33 \text{ daN} < V_{plz,rd} = 12827.67 \text{ daN} \dots\dots\dots CV$$

$$V_{y,sd} = 106.10 \text{ daN} < V_{ply,rd} = 14677.81 \text{ daN} \dots\dots\dots CV$$

• **Vérification au déversement**

Il n'y a pas de risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée sous la pression du vent sur la paroi vertical est soutenue latéralement sur toute sa longueur.

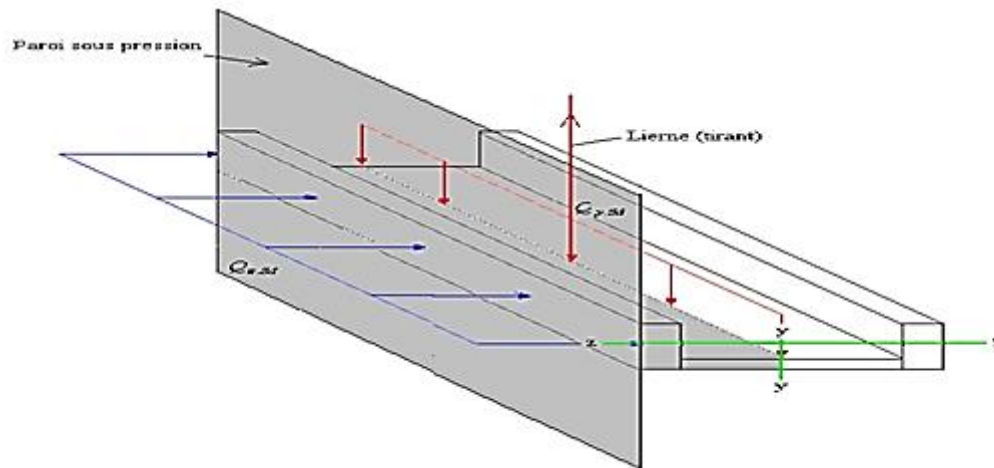


Figure III-7 : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.

B) Vérification à l'ELS

Vérification à la flèche

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de services (non pondérées).

On a .

$$Q_{y, sd} = G = 41.92 \text{ daN/m}$$

$$Q_{z, sd} = V = 137.41 \text{ daN/m}$$

Flexion verticale suivant (zz') : sur deux appuis

$$f_z \leq f_{ad} \text{ Avec } f_{ad} = \frac{1}{200} = \frac{600}{200} = 3\text{cm}$$

$$f_z = \frac{5 Q_{zsd}}{384 E I_y} \times l^4 = \frac{5}{384} \left(\frac{137.41 \times 10^{-2}}{605 \times 2.1 \times 10^6} \right) \times (600)^4 = 1.82 \text{ cm} < 3\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Flexion latérale suivant (yy') : sur trois appuis

$$f_y \leq f_{ad} \text{ Avec } f_{ad} = \frac{1}{200} = \frac{300}{200} = 1.5\text{cm}$$

$$f_z = \frac{2.05 Q_{ysd}}{384EI_z} \times l^4 = \frac{2.05}{384} \left(\frac{41.92 \times 10^{-2}}{62.7 \times 2.1 \times 10^6} \right) \times (300)^4 = 0.13 \text{ cm} < 1.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Le profilé choisit UPN 140 convient comme lisse du bardage.

III-6-Calcul des liernes

III-6-1-Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes

La réaction R au niveau du lierne

$$Q_{y, sd} = 1.35G = 1.35 \times 41.92 = 56.59 \text{ daN/m}$$

$$R = 1.25 \times Q_{y, sd} \times l/2 = 1.25 \times 56.59 \times 3 = 212.22 \text{ daN}$$

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

$$T1 = \frac{R}{2} = \frac{212.22}{2} = 106.11 \text{ daN}$$

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

Effort dans L2 :

$$T2 = R + T1 = 212.22 + 106.11 = 318.33 \text{ daN}$$

Effort dans L3 :

$$T3 = R + T2 = 212.22 + 318.33 = 530.55 \text{ daN}$$

Effort dans L4 :

$$T4 = R + T3 = 212.22 + 530.55 = 742.77 \text{ daN}$$

Effort dans L5 :

$$2 T5 \times \sin \theta = T4 \Rightarrow T5 = T4 / 2 \sin \theta = 742.77 / 2 \sin (24.54) = 894.19 \text{ daN}$$

$$T5 = 894.19 \text{ daN}$$

Avec

$$\theta = \text{arc tg} \frac{1.35}{3} = 24.54^\circ$$

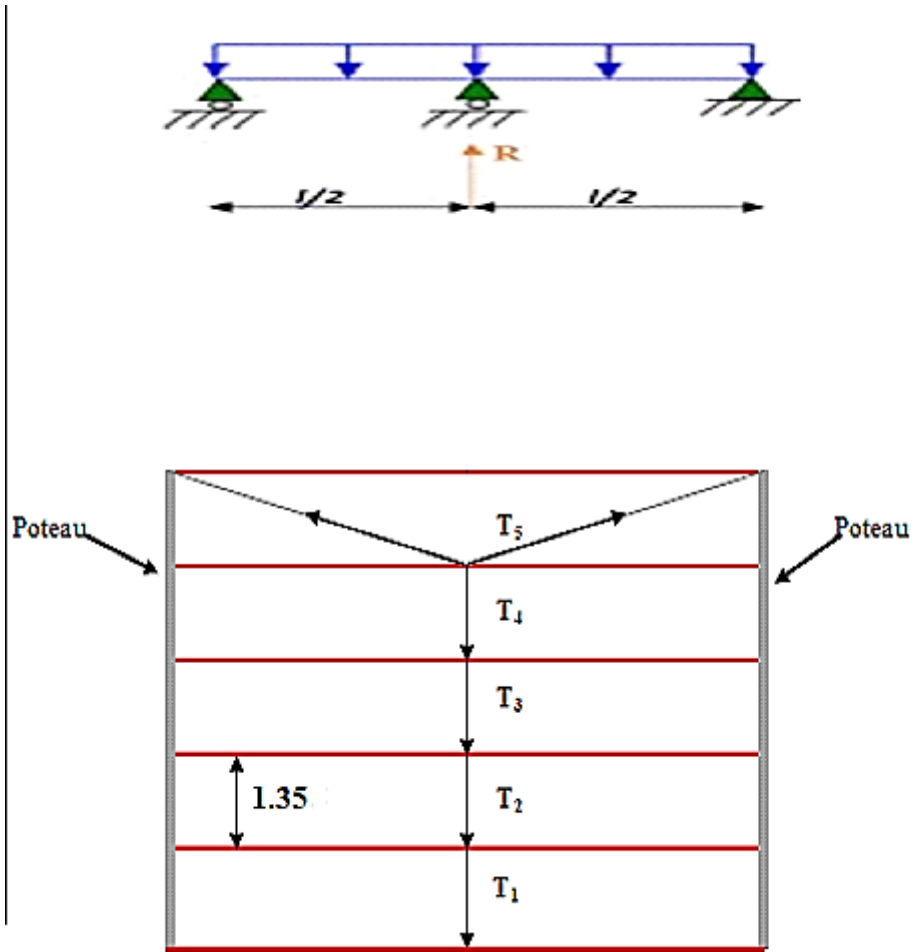


Figure III.8 : Efforts dans les liernes du long-pan

III-6-2-Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L5

Les liernes travaillent en traction ; on doit vérifier la formule suivant :

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

$$N_{sd} = T_5 = 894.19 \text{ daN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{(894.19) \times (1.1)}{2350} = 0.41 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 0.41 \text{ cm}^2$$

$$\varphi \geq \sqrt{\frac{0.41 \times 4}{3.14}} = 0.72 \text{ cm} = 7 \text{ mm}$$

Pour des raisons plastique et pour plus de sécurité on opte pour une barre ronde de diamètre

$$\varphi = 10 \text{ mm}$$

III-7- Potelet

III-7-1- Introduction

Les potelets sont des éléments en profilé laminé, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol.

Sous l'action du vent, le potelet travaille à la flexion composée. En effet, la flexion est provoquée par les efforts dus au vent transmis par les bardages et les lisses. Cette dernière peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet d'une surpression, soit vers l'extérieur de la construction sous l'effet d'une dépression ; Quant à la compression, celle-ci est due à son poids propre, au poids du bardage et à celui des lisses qui lui sont attachées.

Par conséquent le potelet risque de :

- Subir une flèche importante sous les pressions due au vent
- Flambement lorsqu'il est très élancé
- Déversement sous les dépressions dus au vent

III-7-2-Donné de calcul

La hauteur de potelet le plus chargé $L = 8.02 \text{ m}$.

La longueur de la lisse $L = 6 \text{ m}$

L'entre axe des potelets $e = 6 \text{ m}$

Nombre de lisses supportées par le potelet ($n=5$)

Poids propre de bardage (panneaux sandwichs TN75).....14,2 daN/m²

Poids propre d'accessoires de pose 5 daN/m²

Poids propre de la lisse (UPN 140) 16 daN/m

III.7.3. Evaluation des charges**Charge permanente « G »**

$$G = (Plisse \times Lisse \times Nlisse) + (Pbardage + Paccesoire) \times Stributaire$$

$$G = (16 \times 6 \times 5) + (14.2 + 5) \times (8.02 \times 6) = 1403.90 \text{ daN/ml}$$

Surcharge climatique « V »

$$V = W \times e$$

$$V = 101.79 \times 6 = 610.74 \text{ daN/m}$$

III-7-4-Combinaison des charges**A l'ELU**

$$1.35G + 1.5V$$

$$Q_{y,sd} = 1.35G = 1.35 \times 1403.90 = 1895.26 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = 1.5V = 1.5 \times 610.74 = 916.11 \text{ daN/ml}$$

A l'ELS

$$G+V$$

$$Q_{y,sd} = G = 1403.90 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = V = 610.74 \text{ daN/ml}$$

III-7-5- Dimensionnement du potelet

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche en vérifiant la condition suivante

Condition de la flèche

$$F \leq F_{ad}$$

Flèche vertical

On a :

$$F_z \leq f_{ad}$$

$$F_{ad} = \frac{1}{200}$$

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

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times l^4}{E \times \frac{l}{200}}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{610.74 \times 10^{-2} \times 802^4}{2.1 \times 10^6 \times \frac{802}{200}}$$

$$I_y \geq 3906.86 \text{ cm}^4$$

On a $I_y \geq 3906.86 \text{ cm}^4$ donc on opte pour un HEA 220.

Tableau III-8 : Dimension et caractéristique du HEA 220.

Profilé HEA 220	Dimensions						Caractéristiques de calcul					
	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	d mm	Wpl.y cm ³	Wpl.z cm ³	Avz cm ²	A cm ²	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴
	210	220	7	11	18	152	568.5	270.6	20.67	64.3	5410	1955

$$G = 1403.90 + (P_{HEA 220} \times L_{HEA 220})$$

$$G = 1403.90 + (50.5 \times 8.02) \longrightarrow G = 1808.91 \text{ daN}$$

III-7-6- Vérification a la résistance

- **Incidence de l'effort tranchant**

Si : $V_{z,sd} \leq 0.5V_{pl,rd}$.

$$Q_{z,sd} = 1.5V = 1.5 \times 610.74 = 916.11 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L}{2} = \frac{916.11 \times 8.02}{2}$$

$$V_{z,sd} = 3673.60 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{Avz \times (fy/\sqrt{3})}{1.1} = \frac{20.67 \times (2350/\sqrt{3})}{1.1}$$

$$V_{pl,rd} = 25495 \text{ daN}$$

On a

$$V_{z,sd} = 3673.60 \text{ daN} \ll 0.5V_{pl,rd} = 12747.50 \text{ daN} \dots\dots\dots CV$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

• Incidence de l'effort normal

Si : $N_{sd} \leq \text{Min} (0.25N_{pl,rd} ; 0.5A_w \cdot f_y/\gamma_{M0})$

$$N_{sd} = 1.35G = 1.35 \times 1808.91 = 2442.02 \text{ daN/m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times (f_y)}{1.1} = \frac{64.3 \times (2350)}{1.1}$$

$$N_{pl,rd} = 137368.18 \text{ daN}$$

$$0.25N_{pl,rd} = 34342.04 \text{ daN}$$

$$A_w = (A - 2b \times t_f) = (64.3 - 2(22) \times 1.1)$$

$$A_w = 15.9 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5A_w \times f_y}{1.1} = \frac{0.5 \times 15.9 \times 2350}{1.1} = 16984.09 \text{ daN}$$

On a

$$N_{sd} = 2442.02 \text{ daN} < \frac{0.5A_w \times f_y}{1.1} = 16984.09 \text{ daN} \dots \dots \dots CV$$

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

• Vérification à la flexion

$$M_{y,sd} \leq M_{cy,rd}$$

$M_{cy,rd}$: Moment résistant

La section est de classe 1. Tableau des profilées

$$M_{cy,rd} = M_{pl,rd} = w_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{cy,rd} = 568.5 \times \frac{2350}{1.1} = 1214522.72 \text{ daN.cm}$$

$$12145.22 \text{ daN.m}$$

$$Q_{z,sd} = 1.5V = 1.5 \times 610.74 = 916.11 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{916.11 \times 8.02^2}{8} = 7365.57 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = 7365.57 \text{ daN.m} < M_{cy,rd} = 12145.22 \text{ daN.m} \dots \dots \dots CV$$

III-7-7-Vérification aux instabilités

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre et au poids du bardage et des lisses). Il travaille à la flexion composée.

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

➤ **Flexion composée avec risque de flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,rd}} + k_{yy} \frac{M_{y, sd}}{M_{b, rd}} \leq 1$$

➤ **Flexion composée avec risque de diversement**

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,rd}} + k_{zy} \frac{M_{y, sd}}{M_{b, rd}} \leq 1$$

$$N_{bz,rd} = \chi_z \cdot N_{pl,rd} ; \quad N_{by,rd} = \chi_y \cdot N_{pl,rd} ; \quad M_{b,rd} = \chi_{LT} \cdot M_{ply,rd}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M1}} ; \quad M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Calcul des coefficients de réduction pour le flambement χ_y et χ_z

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

L'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ est déterminé par la formule suivante :

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \quad \text{avec} \quad \lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \varepsilon$$

$$\text{et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_1 = 93.9$$

• **Longueur de flambement :**

$$l_y = L = 8,02m$$

• **Calcul d'élancement :**

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{802}{9.17} = 87.45$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{87.45}{93.9} \right] = 0.93$$

Choix de la courbe de flambement

Le **tableau 6.2 de EN1993-1-1** nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section.

$$h/b = 210/220 = 0.95 < 1.2 \text{ et } t_f = 11 \leq 100\text{mm} \quad \text{courbe b « y-y »}$$

Facteur de réduction

$\chi_y = 0.5117$ (Tableau du coefficient de flambement χ de la courbe b)

Flambement par rapport à l'axe faible z- z (dans le plan du portique) :

L'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ est déterminé par la formule suivante :

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] \quad \text{avec} \quad \lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\varepsilon$$

$$\text{et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_1 = 93.9$$

Longueur de flambement :

$$l_z = L = 1.35 \text{ m (entre axe des lisse)}$$

- **Calcul d'élancement :**

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{135}{5.51} = 24.50$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{24.50}{93.9} \right] = 0.26$$

Choix de la courbe de flambement

Le **tableau 6.2 de EN1993-1-1** nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section.

$$h/b = 210/220 = 0.95 < 1.2 \text{ et } t_f = 11 \leq 100\text{mm} \quad \text{courbe c « z-z »}$$

Facteur de réduction

$\chi_z = 0.9604$ (Tableau du coefficient de flambement χ de la courbe c)

Calcul des coefficients d'interaction kij :

$$K_{yy} = \min \left[C_{my} \left(1 + [\bar{\lambda}_y - 0.2] \frac{Nsd}{\chi_y \times Npl, rd} \right); C_{my} \left(1 + 0.8 \frac{Nsd}{\chi_y \times Npl, rd} \right) \right]$$

$$K_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0.1 \bar{\lambda}_z}{C_{m1t} - 0.25} \times \frac{Nsd}{\chi_z \times Npl, rd} \right); \left(1 - \frac{0.1}{C_{m1t} - 0.25} \times \frac{Nsd}{\chi_z \times Npl, rd} \right) \right]$$

Avec :

$$C_{my} = 0.95 + 0.05\alpha h \text{ avec } \alpha h = \frac{Mh}{Ms}; |Mh| < |Ms|$$

$$h = \frac{0.0}{Ms} = 0 \text{ Donc } C_{my} = 0.95 = C_{m1t}$$

$$K_{yy} = \min \left[0.95 \left(1 + [1.14 - 0.2] \frac{2442.02}{0.5117 \times 137368.18} \right); 0.95 \left(1 + 0.8 \frac{2442.02}{0.5117 \times 137368.18} \right) \right]$$

$$K_{yy} = \min(0.9892; 0.9833) \quad ; \quad K_{yy} = 0.9833$$

$$K_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0.1(0.31)}{0.95 - 0.25} \times \frac{2442.02}{0.9604 \times 137368.18} \right); \left(1 - \frac{0.1}{0.95 - 0.25} \times \frac{2442.02}{0.9604 \times 137368.18} \right) \right]$$

$$K_{zy} = \max(0.9989; 0.9966)$$

$$K_{zy} = 0.9989$$

Vérification par rapport à l'axe fort y-y

$$\frac{Nsd}{Nb_z, rd} + k_{zy} \frac{My, sd}{Mb, rd} \leq 1$$

$$Mb, rd = \chi_{LT} \cdot M_{ply, rd}$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\frac{135}{4.52}}{(1.132)^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{135}{4.52}}{\frac{17.1}{0.95}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 27.18$$

$$\text{Donc } \bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{27.18}{93.9} \right] = 0.28$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.28 < 0.4 \text{ Il Ya pas risque de déversement et } \chi_{lt} = 1$$

Calcul des coefficients k :

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

$$u_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta M_y - 4) + \left(\frac{w_{pl,y} - w_{el,y}}{w_{el,y}} \right) = 1.22 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{568.5 - 515.2}{515.2} \right) =$$

$$u_y = -1.60 < 1.5$$

$$k_y = 1 - \frac{u_y \times N_{sd}}{x_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-1.06 \times 2442.02}{0.4674 \times 64.3 \times 2350} = 1.05 \leq 1.5$$

Avec :

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

$$U_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{LT} - 0.15 = 0.15 \times 0.31 \times 1.3 - 0.15 = -0.089$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{u_{LT} \times N_{sd}}{x_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{-0.089 \times 2442.02}{0.9604 \times 64.3 \times 2350} = 1$$

● **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{x_{min} \times N_{PL,RD}} + \frac{K_y \times M_{Y,SD}}{M_{PL,Y,RD}} = \frac{2442.02}{0.5117 \times 137368.18} + \frac{1.04 \times 7365.57}{12145.22} = 0.72 < 1.0 \dots \text{CNV}$$

● **Vérification au déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{x_z \times N_{PL,Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{Y,SD}}{x_{LT} \times M_{PL,Y,SD}} = \frac{2442.02}{0.9604 \times 137368.18} + \frac{1 \times 7365.57}{1 \times 12145.22} = 0.67 < 1 \dots \text{CNV}$$

Le profilé **HEA 220** est vérifié à toutes conditions exigées dans l'Eurocode 3 pour le dimensionnement des potelets, par conséquent, il convient comme potelet.

Conclusion du chapitre III

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

Element	Profilée
Panne	IPE 160
Lisse	UPN 140
Potelet	HEA 220

- ❖ L'échantignole : épaisseur $d'e = 2 \text{ cm}$
- ❖ Les liernes de la toiture : barres rondes de diamètre $\Phi = 10\text{mm}$
- ❖ Les liernes du long-pan : barres rondes de diamètre $\Phi = 10\text{mm}$

CHAPITRE IV

ETUDE DE PLANCHER MIXTE

IV-1-Introduction

Le plancher collaborant « mixte » associe l'acier et le béton. Tout comme les autres planchers, le plancher collaborant est une structure horizontale d'œuvre porteuse destinée pour réaliser une séparation entre les étages d'une construction. Le plancher collaborant se distingue par sa grande capacité portante, sa rapidité de mise en œuvre.

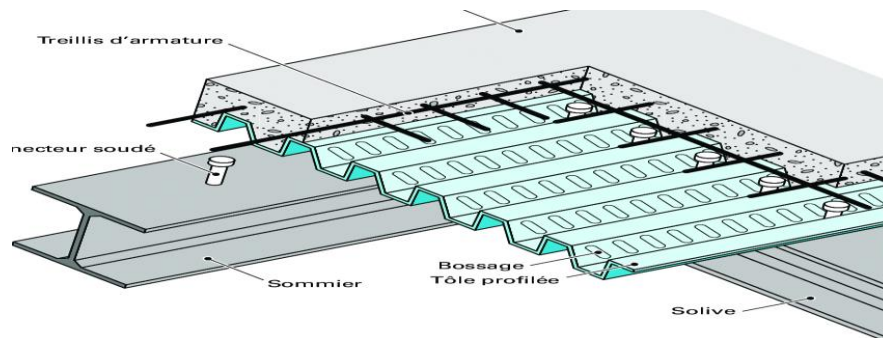


Figure VI-1-Eléments constructif d'un plancher mixte.

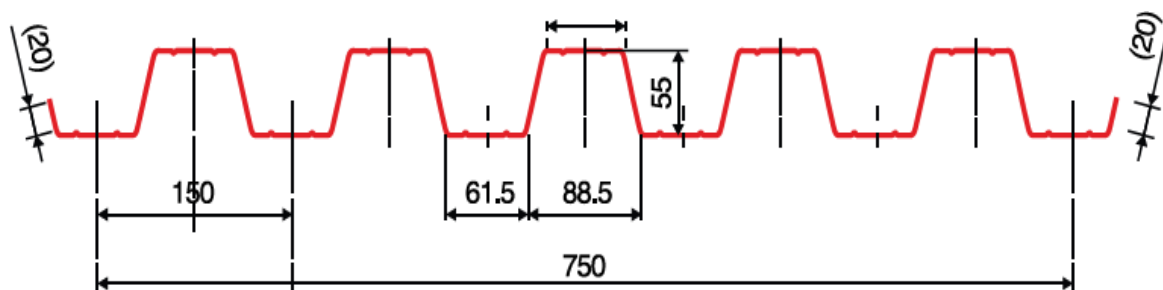


Figure VI-2 Représentation de la tôle HI-BOND 55

Avec :

Epaisseur de la dalleh = 120 mm

Toile Hi-Bond 55hp= 55 mm (hc = h - hp= 120-55 = 65 mm)

IV-2- Disposition des solives

Pour le plancher de cette ouvrage, nous avons les caractéristiques suivantes :

- La distance entre les solives est : d = 1m.

➤ La longueur de solives est : $L = 6 \text{ m}$.

IV-3-Vérification au stade de montage

IV-3-1- Evaluation des charges et surcharges

a) Charge permanente « G »

Poids de la dalle en béton (épaisseur 12 cm) $G_1 = 300 \text{ daN/m}^2$

Poids de la tôle (HI-BOND 55) + accessoire $G_2 = 15 \text{ daN/m}^2$

Poids du treillis soudé (TLE520 $\varnothing 5$ (150x150)) $G_3 = 2 \text{ daN/m}^2$

$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d = (300 + 15 + 2) \times 1 = 317 \text{ daN/m}$

a) Surcharges « Q »

Charge des ouvriers... $P = 100 \text{ daN/m}^2$

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

IV-3-2- Combinaison de charge

➤ A l'ELU

$q = 1.35G + 1.5Q$

$q = 1.35 \times 317 + 1.5 \times 100$

$q = 577.95 \text{ daN/m}$

➤ A l'ELS

$q = G + Q$

$q = 317 + 100$

$q = 417 \text{ daN/m}$

IV-3-3- Condition de la flèche

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées : $q = 417 \text{ daN/m}$

Flèche vertical

On a :

$F_z \leq f_{ad}$

$$F_{ad} = \frac{1}{200}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I_y}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times \frac{1}{250}}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{417 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times \frac{600}{250}}$$

$I_y \geq 1396.20 \text{ cm}^4$ On choisit **IPE 220**

Tableau IV-1 Caractéristique et dimension de L'IPE 220

Dimensions						Caractéristique de calcul				
G	h	b	t _w	t _f	A	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{vz}	I _y	I _z
kg/m	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ³	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ⁴
26.2	220	110	5.9	9.2	33.4	285	58.1	15.9	2772	205

Donc,

On ajoute le poids propre de l'IPE 220 a la charge permanente :

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + G_p = (300 + 15 + 2) \times 1 + 26.2 = 343.2 \text{ daN/m}$$

A l'ELU

$$q = 1.35G + 1.5Q$$

$$q = 1.35 \times 343.2 + 1.5 \times 100$$

$$q = 613.32 \text{ daN/m}$$

A l'ELS

$$q = G + Q$$

$$q = 343.2 + 100$$

$$q = 443.2 \text{ daN/m}$$

IV-3-4- Vérification à l'ELU

- **Vérification du moment fléchissant (résistant)**

La vérification doit satisfaire la condition suivante

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

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{613.32 \times 6^2}{8} = 2759.94 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1} = 6088.63 \text{ daN.m}^2$$

$$M_{sd} = 2759.94 \text{ daN.m}^2 \leq M_{pl,rd} = 6088.63 \text{ daN.m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **Vérification à l'effort tranchant (cisaillement)**

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plz,rd}$$

$$V_{z,sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{613.32 \times 6}{2} = 1839.96 \text{ daN}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = \frac{15.9 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 19611.53 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1839.96 \text{ daN} < V_{plz,rd} = 19611.53 \text{ daN} \quad \longrightarrow \text{C.V}$$

IV-3-5- Vérification à l'ELS

- **Vérification à la flèche**

On a :

$$F_z \leq f_{ad}$$

$$F_{ad} = \frac{1}{200}$$

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

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{443.2 \times 600^4}{2.1 \times 10^8 \times 2772} = 1.28 \text{ cm} < F_{ad} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

La flèche verticale est donc vérifiée.

IV-4- Vérification au stade final

IV-4-1- Evaluation des charges

a) Charge permanente « G »

Poids de la dalle en béton (épaisseur 12 cm)..... $G1= 300 \text{ daN/m}^2$

Poids de la tôle (HI-BOND 55) + accessoire..... $G2 = 15 \text{ daN/m}^2$

Mortier de ciment (2 cm) $G4 = 40\text{daN/ m}^2$

Couche de Sable (3cm)..... $G5 = 51\text{daN/ m}^2$

Poids de revêtement de carrelage..... $G6 = 40 \text{ daN/ m}^2$

Poids de faux plafond..... $G7= 10\text{daN/ m}^2$

Poids de solive IPE 220..... $Gp = 26.2 \text{ daN/m}$

$$G= (G1 + G2 + G4 + G5 + G6 + G7) \times d + Gp = (300 + 15 + 40 + 51 + 40 +10) \times 1+ 26.2 = 482.2 \text{ daN/m}$$

b) Surcharges « Q »

Charge d'exploitation..... $P = 250 \text{ daN/m}^2$

$$Q = P \times d = 250 \times 1 = 250 \text{ daN/m}$$

IV-4-2-Combinaison de charge

➤ **A l'ELU**

$$q = 1.35G + 1.5Q$$

$$q = 1.35 \times 482.2+ 1.5 \times 250$$

$$q = 1025.97 \text{ daN/m}$$

➤ **A l'ELS**

$$q = G + Q$$

$$q = 482.2+ 250$$

$$q = 732.2 \text{ daN/m}$$

Après le durcissement du béton, l'inertie de la dalle **IB** participe avec l'inertie des solives **IA**, ce qui donne une inertie équivalente **IA**.

IV-4-3- Caractéristique du plancher mixte

IV-4-3-1-Calcul de la largeur efficace du béton

La largeur efficace du béton qui participe à l'inertie équivalente I_A , de la section mixte notée par B_{eff} est donnée par

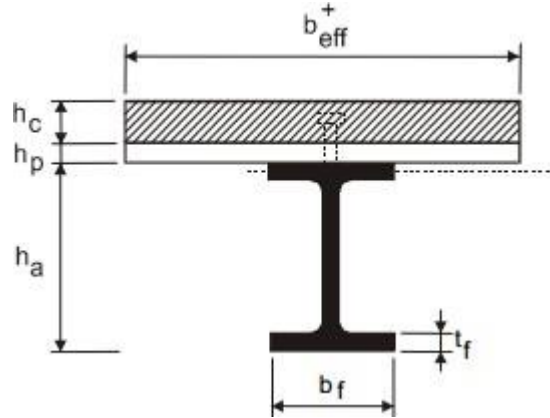


Figure IV-3 Dimensions d'une poutre mixte

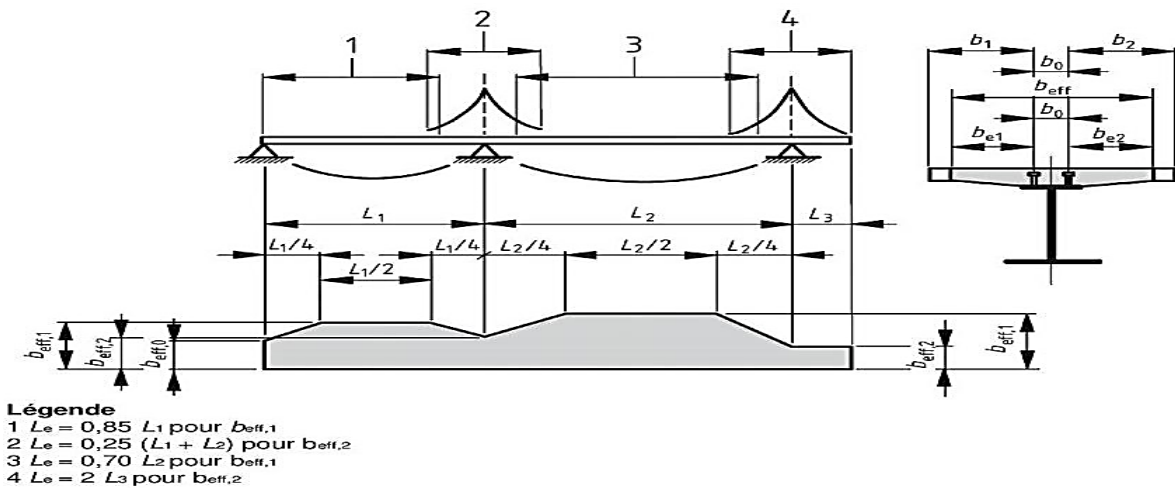


Figure IV-4 B_{eff} selon l'EUROCODE 4

$$B_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{ei} = \min (L_0/8; b_i)$$

$$b_1 = 0.5 \text{ m}; b_2 = 0.5 \text{ m}$$

$$l_0 = \min \begin{cases} 0.85 \times 6 = 5.1 \text{ m} \\ 0.7 \times 6 = 4.2 \text{ m} \end{cases}$$

$$B_{e1} = B_{e2} = \left\{ \frac{4.2}{8} = 0.56; 0.5 \right\} = 0.5 \text{ m}$$

$$B_{eff} = 0.5 + 0.5$$

$$B_{eff} = 1 \text{ m}$$

IV-4-3-2- Position de l'axe neutre

a) Résistance de la section d'acier

$$f_a = \frac{A_a \times F_y}{\gamma_a} = \frac{33.4 \times 2350}{1.1} = 71354.54 \text{ dan}$$

b) Résistance de la section béton

$$h_c = h - h_p = 120 - 55 = 65 \text{ mm}$$

$$f_c = \frac{0.85 \times b_{eff} \times h_c \times f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \times 100 \times 6.5 \times 250}{1.1} = 125568.18 \text{ dan}$$

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

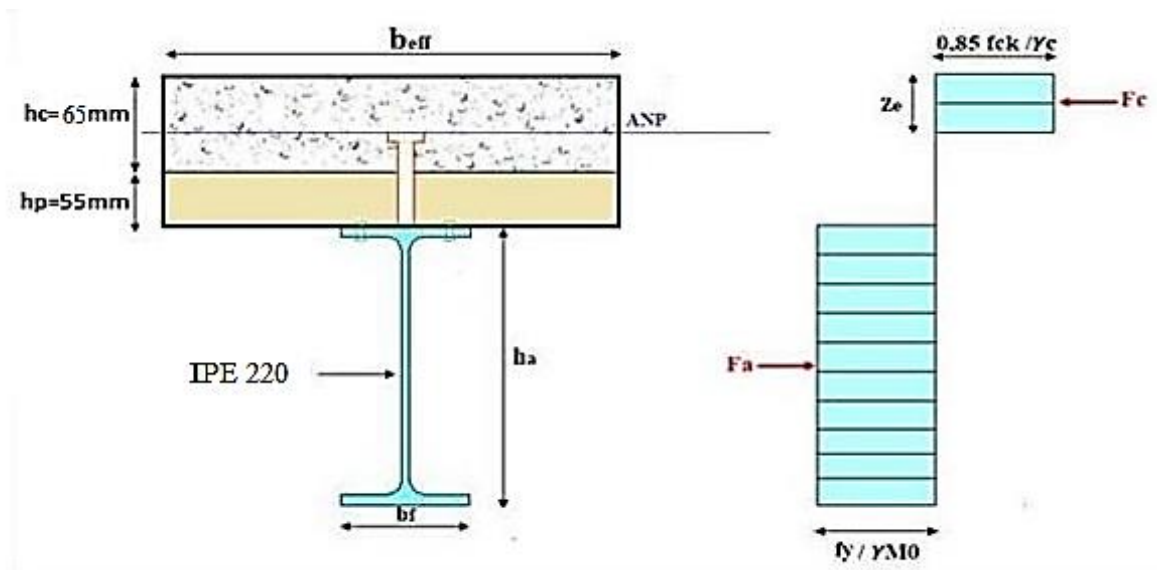


Figure IV-5 Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive)

IV-4-4- Vérification à l'ELU

• Vérification du moment de résistance plastique

La vérification doit satisfaire la condition suivante

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

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1025.97 \times 6^2}{8} = 4616.86 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl, rd} = f_a \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

$$z_e = \frac{F_a \times \gamma_c}{0.85 \times B_{eff} \times f_{ck}} = \frac{71354.54 \times 1.5}{0.85 \times 100 \times 250} = 5.03 \text{ cm}$$

$$M_{pl,rd} = 71354.54 \times \left(\frac{1.2}{2} + 0.065 + 0.055 - \frac{0.0503}{2} \right) = 49580.70 daN.m$$

$$M_{sd} = 4616.86 daN.m < M_{pl,rd} = 49580.70 daN.m \dots\dots\dots CV$$

• **Vérification à l'effort tranchant (cisaillement)**

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plz,rd}$$

$$V_{z,sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{1025.97 \times 6}{2} = 3077.91 daN$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = \frac{15.9 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 19611.53 daN$$

$$V_{sd} = 3077.91 daN < V_{plz,rd} = 19611.53 daN \quad \longrightarrow \quad CV$$

IV-4-5- Vérification à l'ELS

• **Condition de la flèche**

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées : $q = 732.2 daN/m$

$$f \leq f_{ad} \text{ Avec } f_{ad} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2.4cm$$

$$f = \frac{5 Q}{384 E I_H} \times l^4$$

L : la portée de la solive

I_h : Le moment d'inertie homogénéisé (de la section mixte par rapport à l'axe neutreélastique)

E : module d'élasticité de l'acier

- $I_a = 2772 * 10^4 mm^4$
- $A_a = 33.4 * 10^2 mm^2$
- $h_a = 220 mm$
- $h_c = 65 mm$
- $B_{eff} = 1000 mm$
- $n = \frac{E_a}{\left(\frac{E_{cim}}{2} \right)} = \frac{21 \times 10^4}{\left(\frac{15250}{2} \right)} = 13.77$

L'aire de la section homogénéisée :

$$A_h = A_a + \frac{B_{eff} \times hc}{n} = 3340 + \frac{1000 \times 65}{13.77} = 8060.40$$

$$A_h = 8060.40 \text{ mm}^2$$

$$\triangleright A_h \left(\frac{h_a}{2} + h_p \right) = 8060.40 \times 110 + 55 = 886699 \text{ mm}^2$$

$$\triangleright \frac{B_{eff} \times hc^2}{2n} = \frac{1000 \times 65^2}{2 \times 13.77} = 153413.21 \text{ mm}^2$$

$$A_h \left(\frac{h_a}{2} + h_p \right) > \frac{B_{eff} \times hc^2}{2n}$$

Donc, l'axe neutre élastique se situe dans le profilé métallique à une distance z_e de la face supérieure de la dalle

$$z_e = \frac{A_a}{A_h} \left(\frac{h_a}{2} + h_p + hc \right) + \frac{1}{A_h} \times \frac{B_{eff} \times hc^2}{2n}$$

$$z_e = \frac{3340}{8060.40} \left(\frac{220}{2} + 55 + 65 \right) + \frac{1}{8060.40} \times \frac{1000 \times 65^2}{2 \times 13.77}$$

$$z_e = 114.33 \text{ mm}$$

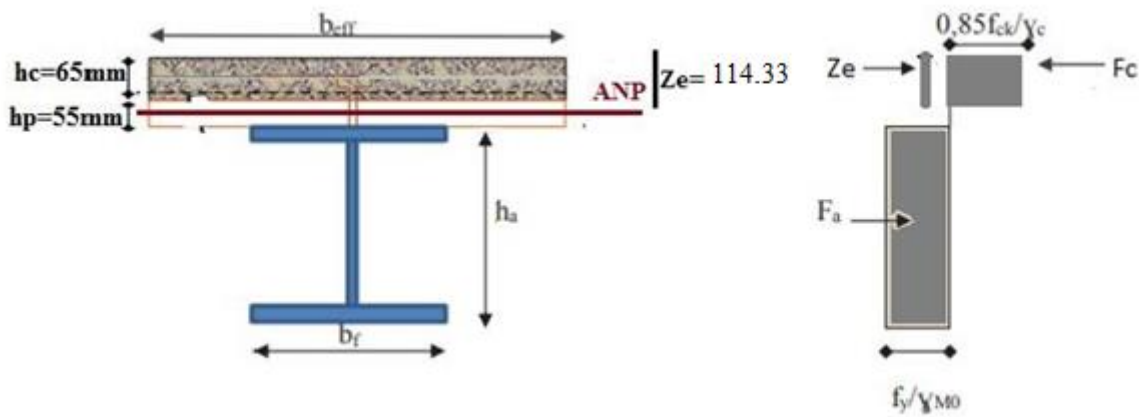


Figure IV. 6 : Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (flexion positive).

$$I_h = I_a + A_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - z \right)^2 + \frac{b_{eff} \times hc}{n} \times \left[\frac{h_c^2}{12} + \left(z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right]$$

$$I_h = 2772 + 33.4 \times \left(\frac{22}{2} + 5.5 + 6.5 - 11.433 \right)^2 + \frac{100 \times 6.5}{13.77} \times \left[\frac{6.5^2}{12} + \left(11.433 - \frac{6.5}{2} \right)^2 \right]$$

$$I_h = 10567.82 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 Q}{384 E I h} \times l^4 = \frac{5}{384} \left(\frac{732.2 \times 10^{-2}}{10567.82 \times 2.1 \times 10^6} \right) \times (600)^4 = 0.55 \text{ cm} < 2.4 \text{ cm} \dots \text{cv}$$

Donc IPE 220 convient pour les solives

IV-5- Calcul des connexion acier-béton

Les connecteurs répartis le long de l'interface acier-béton d'une poutre ont pour rôle principale de transmettre l'effort de cisaillement longitudinal (glissement) venant de l'interaction entre la dalle en béton, le pontage métallique et la poutre en acier.

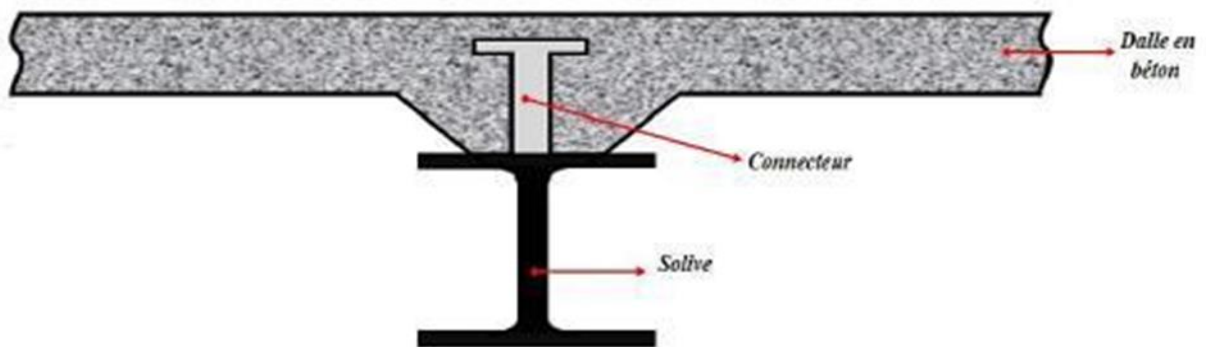


Figure IV-7 Disposition d'un connecteur

IV-5-1- Dimensionnements des connecteurs

Les connecteurs choisis doivent respecter les conditions citées dans la figure ci-dessous :

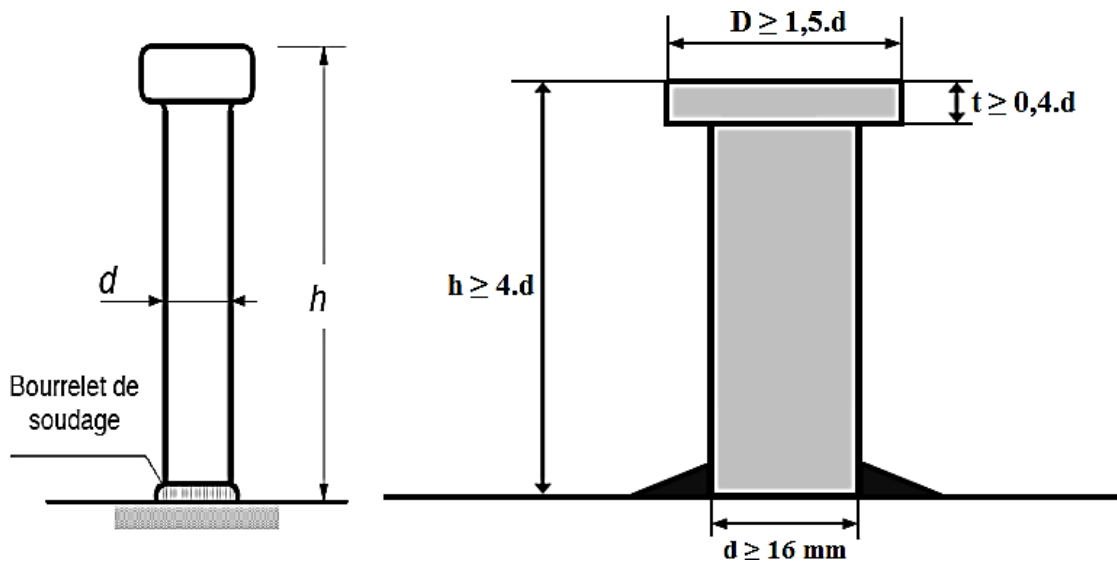


Figure IV-8 Caractéristiques des connecteurs selon l'EUROCODE 4

Pour notre cas On utilise des goujons en acier de diamètre $d = 19 \text{ mm}$, dont l'acier à une résistance ultime en traction spécifiée de $f_u = 450 \text{ MPa}$.

On obtient alors les caractéristiques suivantes :

$$D \geq 1.5d ; D = 1.5 \times 19 = 28.5 \text{ mm} \dots\dots\dots D = 30 \text{ mm}$$

$$h \geq 4d ; h = 4 \times 19 = 76 \text{ mm} \dots\dots\dots h = 80 \text{ mm}$$

$$t \geq 0.4d ; t = 0.4 \times 19 = 7.6 \text{ mm} \dots\dots\dots t = 8 \text{ mm}$$

IV-5-2-Calcul du nombre de connecteurs (goujon)

Le nombre de connecteurs doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminée (Section 6.2 EC 4), divisé par la résistance de calcul d'un connecteur P_{rd} (section 6.3 ou 6.5 EC 4) :

$$N = \frac{v_l}{p_{rd}}$$

Avec :

V_l : l'effort de cisaillement longitudinal

P_{rd} : La résistance au cisaillement d'un connecteur.

On :

$$V_l = \min \left\{ \begin{array}{l} f_a = \frac{(A_a \times F_y)}{\gamma_a} = \frac{(33.4 \times 2350)}{1.1} = 71354.54 \text{ dan} \\ f_c = \frac{(0.85 \times b_{eff} \times h_c \times f_{ck})}{\gamma_c} = \frac{(0.85 \times 100 \times 6.5 \times 250)}{1.1} = 125568.18 \text{ dan} \end{array} \right.$$

$$V_l = 71354.54 \text{ daN}$$

$$p_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{RD}^{(1)} = \frac{0.8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4}}{1.25} = \frac{0.8 \times 45 \times \frac{\pi \times 19^2}{4}}{1.25} = 8165.62 \text{ dan} \\ P_{RD}^{(1)} = \frac{0.29 \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} = \frac{0.29 \times 19^2 \times \sqrt{2.5 \times 3100}}{1.25} = 7373 \text{ dan} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 7373.03 \text{ daN}$$

$\alpha = 1$ car $h/d = 4.21 > 4$ Donc les goujons sont ductiles

Dans notre cas on a les nervures de la tôle parallèle aux solives On a :

$$N_{nervure} = \frac{L_{solive}}{e} = \frac{6000}{150} = 40$$

$$K_e = 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h}{h_p}\right) \leq 1$$

$$b_0 = \frac{88.5 + 61.7}{2} = 75$$

$$K_e = 0.6 \times \frac{75}{55} \times \left(\frac{80}{55} - 1\right) = 0.37 \leq 1$$

Donc on obtient :

$$PRd_{nerv} = K_e \times PRd = 0.37 \times 7373.03 = 2728.02 \text{ daN}$$

$$N \geq \frac{71354.54}{2728.02} = 26.15 \quad \text{Donc on a 27 goujons par mi travée} \Rightarrow \text{et 54 goujons par travée}$$

IV-5-3- Espacement entre connecteur

$$S = \frac{L}{N} = \frac{6000}{54} = 111.11 \text{ mm}$$

S=11.11 cm

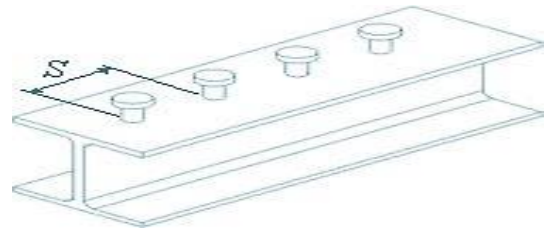


Figure IV-9 Distance entre les goujons

IV-6-Conclusion :

Le plancher collaborant est réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur de 12 cm posée sur des solives en **IPE 220**.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre **19 mm**

Espacée de **10 cm**, sont réalisés afin d'assurer l'adhérence entre l'acier et la dalle

CHAPITRE V
Predimensionnement des éléments
Structuraux

V-1- Poutre principale

On a :

Longueur de la poutre $L=6$ m

Entraxe des poutres $e = 3$ m

Longueur des solives... $D = 6$ m

V-1-1- Evaluation des charges et surcharges

Charge permanente « G »

Poids propre du plancher $G_p= 458$ daN/ m²

Poids propre de la solive IPE 220 $G_s = 26.2$ daN/m

$G = G_p \times e + G_s = 458 \times 3 + 26.2= 1400.2$ daN/m

Surcharges « Q »

Charge d'exploitation..... $P = 250$ daN/m²

$Q = P \times e = 250 \times 3 = 750$ daN/m

V-1-2- Combinaison des charges

A l'ELU

$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1400.2 + 1.5 \times 750$

$q = 3015.27$ daN/m

A l'ELS

$q = G + Q = 1392.4+750$

$q = 2142.4$ daN/m

V-1-3-Condition à la flèche

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées : $q = 4866.4$ daN/m

$$f \leq f_{ad}$$

$$f_{ad} = \frac{L}{200}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I_Y} \Rightarrow I_Y \geq \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times \frac{L}{200}}$$

$$I_Y \geq \frac{5}{384} \times \frac{2142.4 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times \frac{600}{200}} \Rightarrow I_Y \geq 5737.76 \text{ cm}^4$$

On prend IPE 330

$$I_y = 11770 \text{ cm}^4$$

Tableau V-1 Caractéristique et dimension de IPE 330

Dimensions						Caractéristiques de calcul				
G	H	B	Tw	Tf	A	W _{PLY}	W _{PLz}	AVZ	I _y	I _z
KG/m	mm	mm	mm	mm	Cm ²	Cm ³	Cm ³	Cm ²	Cm ⁴	Cm ⁴
49,1	300	150	7,1	10,7	53,8	804	154	30,8	11770	788

Classification de la section :

Classe 1 des tableaux des profilées

V-1-4-Vérification à l'ELU :

- **Vérification du moment de résistance plastique**

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{3015.27 \times 6^2}{8} = 13568.71 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{804 \times 23.50}{1.1} = 17176.36 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 13568.71 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 17176.36 \text{ daN.m} \quad \text{C V}$$

- **Vérification à l'effort tranchant :**

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plz,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{3015.27 \times 6}{2} = 9045.81 \text{ daN}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{AVz \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = \frac{30.8 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 37989.64 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 9045.81 \text{ daN} \leq V_{plz,rd} = 37989.64 \text{ daN} \dots \text{CV}$$

V-1-5-Vérification à l'ELS

- **Condition de la flèche**

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

$q = 2142.4 \text{ daN/m}$

$f_z \leq f_{ad} \text{ AVEC } f_{ad} = \frac{L}{200}$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{2142.4 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times 11770} = 1.46 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

Donc : IPE 330 CONVIENT COMME POUTRE PRINCIPALE

V-2-Poutre secondaire

Les poutres secondaires sont sollicitées de la même façon que les solives, donc on utilise la même section l'IPE 220

V-3-poteaux

Les poteaux intermédiaires qui supporte la Mezzanine :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à la compression qui supportent les charges et les transmettent aux fondations.

Pour le pré dimensionnement on choisit celui du milieu, parce que c'est le plus sollicité

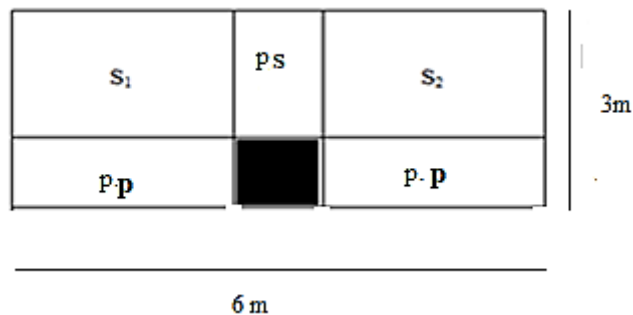


Figure V-1- Surface reprise par le poteau le plus sollicité

V-3-1-Evaluation des charges et surcharges :

- a) **Charge permanente « G »**

Poids propre du plancher.....Gpl= (6 x 3) x 458 = 8244 daN

Poids propre de la solive IPE 220(n=5)Gs = 26.2 x 3 = 78.6 daN

Poids propre de la poutre principale IPE 330Gpp= 49.1 x 6= 294.6 daN

Poids propre de la poutre secondaire IPE 220.....Gps=26.2 x 3 = 78.6 daN

Poids estimé du poteau HEA 280.....Gpo = 76.4x4 = 305.6 daN

$$G = Gpl + Gpp + Gps + 5Gs + Gpo$$

$$G = 8244 + (78.6 \times 5) + 294.6 + 78.6 + 305.6 = 9315.8 \text{ daN}$$

b) Surcharges « Q »

Charge d'exploitation.....P = 250 daN/m²

$$Q = P \times s = 250 \times 6 \times 3 = 4500 \text{ daN}$$

V-3-2-Combinaison des charges

A l'ELU :

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9315.8 + 1.5 \times 4500$$

$$q = 19326.33 \text{ daN/m}^2$$

A l'ELS

$$q = G + Q = 9315.8 + 4500$$

$$q = 13815.8 \text{ daN/m}^2$$

Choix de la section

On suppose un profilé en HEA 280 de classe du tableau des profilées

Tableau V-2 Caractéristique et dimension du HEA 280

Profilé HEA 280	Dimensions						Caractéristique de calcul				
	G	H	B	t _w	t _F	A	W _{pl,y}	W _{pl,z}	Avz	I _y	I _z
	KG/M	mm	mm	mm	mm	Cm ²	cm ³	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ⁴
	76,4	270	280	8	13	97,3	1112	518,1	31,74	13670	4763

• Vérification de la condition à résistance

Le risque de flambement n'est à considérer que si $\bar{\lambda} > 0,2$, et à partir de cette condition on pourra vérifier la résistance

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = \chi \beta_A \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec

$N_{b,Rd}$: L'effort résistant vis-à-vis du phénomène de flambement ;

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

- **Calcul de l'élancement :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i_y}$$

Avec

L_f : La longueur de flambement du poteau

i_y : Le rayon de giration autour de l'axe fort.

$$L_f = 0.7 \times 4 = 2.8 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{280}{11.86} = 23.60 > 0.2$$

- **Calcul de l'élancement réduit :**

$$\bar{\lambda} = \left| \frac{\lambda}{\lambda_1} \right| \times \beta_w^{0.5}$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\bar{\lambda} = \left| \frac{23.60}{93.9} \right| = 0.25$$

- **Choix de la courbe de flambement**

L'Eurocode3 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$h/b = 270/280 = 0.96 < 1.2 \text{ et } t_f = 13 < 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement Y-Y → **courbe b**

$$\bar{\lambda} = 0,25 \rightarrow \text{courbe de flambement b} \rightarrow \chi = 0.9822$$

- **Vérification à la stabilité :**

La vérification au flambement doit vérifier la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{b,Rd} = x\beta_A \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N_{sd} = 22026.33 \text{ daN}$$

$$N_{b,rd} = 0.9822 \frac{97.3 \times 2350}{1.1} = 204168.12 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 19326.33 \text{ daN} < N_{b,rd} = 204168.12 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Le profilé HEA 280 convient Comme poteau de mezzanine

CHAPITRE VI

Predimensionnement des éléments secondaires

VI-1-Introduction :

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

Palier : est un espace plat et spatial 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 emploi 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 contremarches successives.

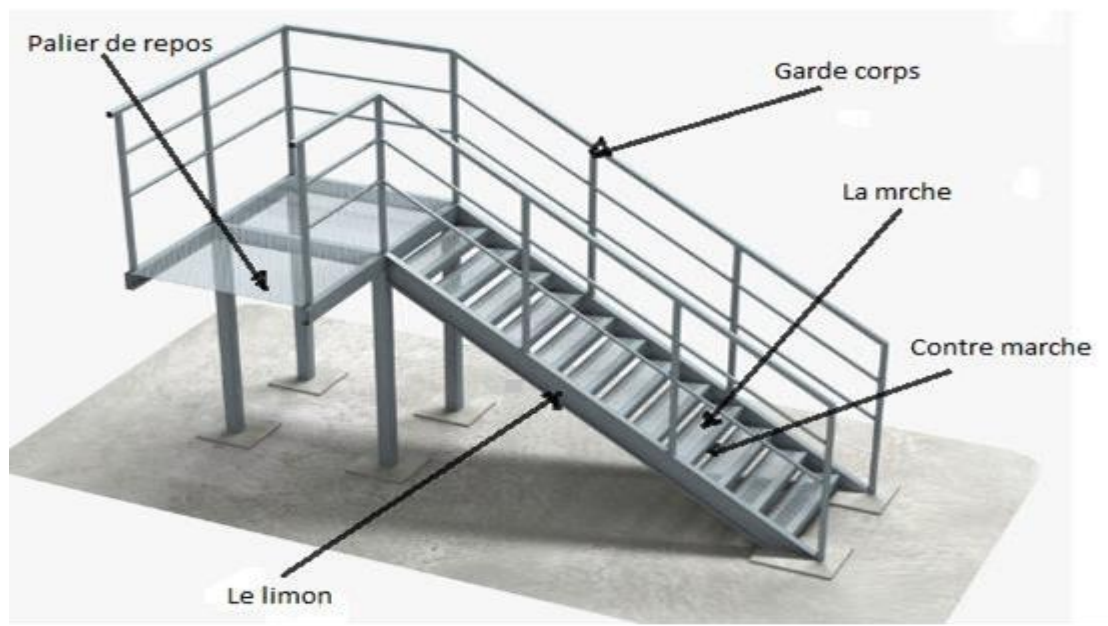


Figure VI.1: Schéma d'escalier.

VI.2-Pré-dimensionnement des marches :

Pour dimensionnement des marches on utilise la formule de BLONDEL pour calculer, (g : giron) et contre marche (h).

$$59\text{cm} \leq (g + 2h) \leq 66\text{cm}$$

h : varie de 14 cm à 18 cm je prends 16 cm

g : varie de 22 cm à 30 cm je prends 30 cm

Donc :

Hauteur d'étage $h_e=4m$

$g=30cm$

On a $59cm \leq (30+2h) \leq 66cm$ Pour

$h=17$ cm on a

$$N = \frac{N}{h} = \frac{400}{16} = 25$$

Donc: nous Avon 25 marches

11 marches sur le premier vole

14 marches sur le deuxieme vole

La longueur de la ligne de la foulée du premier vole

$$L1 = g (n-1) = 30 (11-1)$$

$$L1 = 300 = 3.00 \text{ m}$$

La longueur de la ligne de la foulée du deuxieme vole

$$L2 = g (n-1) = 30 (14-1)$$

$$L2 = 390 \text{ cm} = 3.90 \text{ m}$$

L'inclinaison de la paillasse:

$$\tan \beta = \frac{16}{30} = 0.53 \text{ donc } \beta = 27.92^\circ$$

La longueur de la paillasse:

$$L2 = \frac{14 \times 16}{\sin 27.92} = 4.78 \text{ m}$$

$$L1 = \frac{11 \times 16}{\sin 27.92} = 3.75 \text{ m}$$

VI.3-Dimensionnement des elements porteurs:

VI.3.1. Supports de marches:

La fleche doit satisfaire la condition suivante:

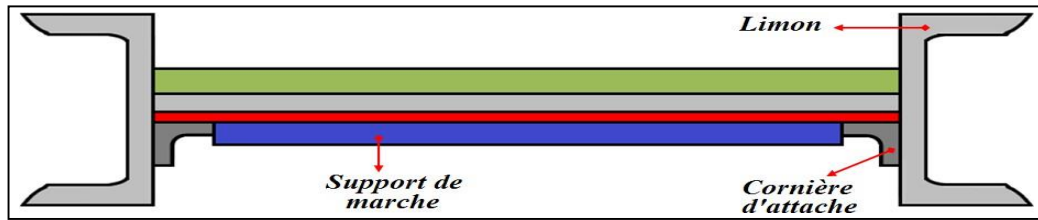


Figure VI- 2: Disposition des cornières

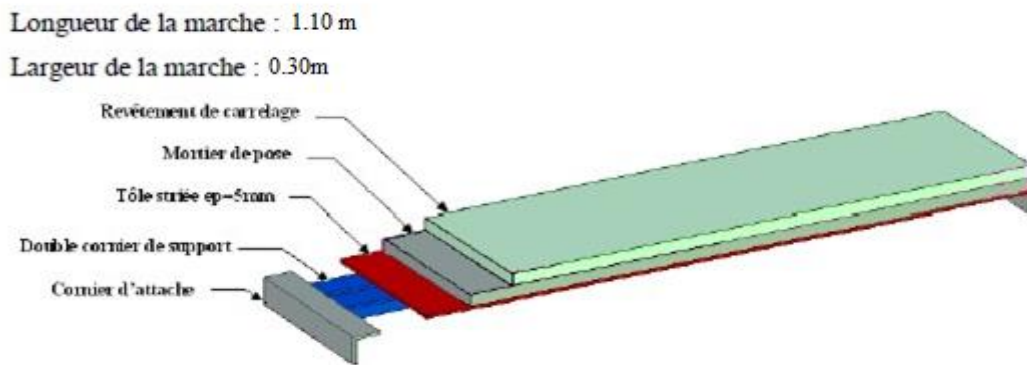


Figure V- 3 : Les constituants de marche

VI.3.1.1. Evaluation des charges et surcharges:

• **Charges permanents:**

- Support de marche (estimer) :8daN/m
- Tôle d'épaisseur 5mm :40daN/m²
- Mortier de pose :40daN/m²
- Revêtements carrelage :40daN/m²

Charges totale : $G = (40 + 40 + 40) \times 0,30 + 8 = 44 \text{ daN/m}$

• **Charges d'exploitation**

$Q = 250 \times 0,30 = 75 \text{ daN/m}$

VI.3.1.2. Pré-dimensionnement des supports de marches:

• **Condition de fleche:**

La fleche doit satisfaire la condition suivante:

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$q_s = G + Q = 44 + 75 = 119 \text{ daN/m}$ (Combinaison à l'ELS)

$$I_y \geq \frac{5 \cdot q \times 300 \cdot l^3}{384 \cdot E} = \frac{5 \times 119 \times 300 \cdot 10^{-2} \times 110^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 2.94 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 2,94 \text{ cm}^4$$

On adopte la cornière **L40x40x4**

$$G = (40 + 40 + 40) \times 0,30 + 8 + 2.42 = 46.42 \text{ daN/m}$$

a) Vérification à ELU :

$$q_{sd} = 1,35G + 1,5Q = 175.16 \text{ daN/m}$$

Classe de la section transversale : cornière de classe 1

• **Moment fléchissant**

Condition à vérifier : $M_{y.sd} \leq M_{pl.y} \cdot R_d$

$$M_{y.sd} = \frac{q l^2}{8} = \frac{175.16 \times 1.10^2}{8} = 26.49 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.y.rd} = \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1.18 \times 23.5}{1.1} = 25.20 \text{ daN.m}$$

$$M_{y.sd} = 26.49 \text{ daN.m} < M_{pl.y} \cdot R_d = 25.20 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{CV}$$

• **Effort tranchant :**

Condition à vérifier: $V_{sd} \leq V_{pl} \cdot R_d$

$$V_{z.sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{175.16 \times 1.10}{2} = 96.33 \text{ daN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{3.08 \times (23.5 \times \sqrt{3})}{1.1} = 113.96 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 96.33 \text{ daN} < V_{pl} \cdot R_d = 113.96 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

b) Verification a ELS:

$$G + Q = 46.42 + 75 = 121.42 \text{ daN/m}$$

Condition à vérifier $f_{max} \leq f_{adm}$:

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{121.42 \times 10^{-2} \times 1.10^4}{2.1 \times 10^6 \times 4.47} = 0.24$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{110}{300} = 0.36$$

$$f_{max} = 0.24\text{cm} < f_{adm} = 0.36$$

La cornière L40×40×4 est adopté comme support des marches.

VI.3.2. Prés-dimensionnement des limons:

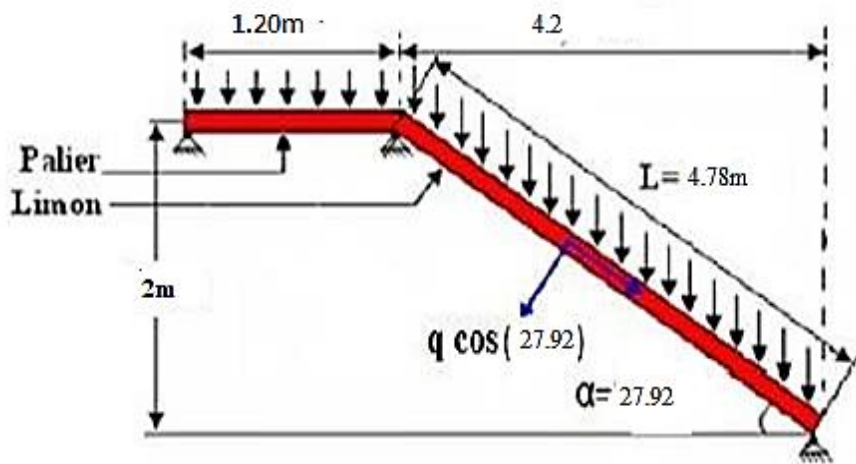
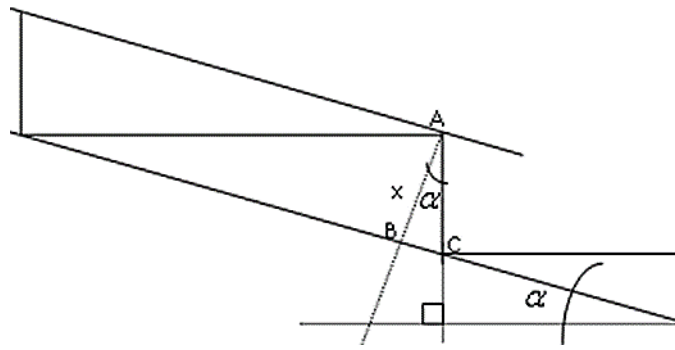


Figure VI- 4: schema statique de Limon1.

• **Remarque importante:**

Il faut calculer la hauteur minimale qui répond à la condition de pente et de la largeur de marche pour avoir le profile UPN minimum a adopté :



le triangle ABC :

$$\cos \alpha = \frac{AB}{AC} \times \frac{x}{h}$$

$$X = h \cdot \cos \alpha ; 16 \cdot \cos 27.92 = 14.13 \text{ cm}$$

Donc on adopte au minimum un UPN160 de h=16cm

VI.3.2.1. Evaluation de charges:

- **Les charges permanentes :**

- ✓ Tôle striée ep=5mm G1=45 daN/m²
- ✓ Mortier de pose + accessoireG2=45 daN/m²
- ✓ Revêtement de carrelageG3=40 daN/m²
- ✓ Double Cornier 40×40×4.....G4=4.84 daN/m²
- ✓ Cornier de support 40×40×4.....G5=2.42daN/m²
- ✓ Gard de corpsG6=15 daN/m²

$$G = (G1+G2+G3+G6) \cdot a + 2 \cdot G5 + G4 \cdot N \cdot a / L$$

$$\longrightarrow = (45+45+40+15) \times 1.10 + 2 \times 2.42 + 4.84 \times 1 \cdot 4 \cdot (1.10/4.78)$$

G=179.93daN/m

- **Charge exploitation:**

$$P=250 \text{ daN/m}^2$$

$$Q=P \cdot g = 250 \times 1.10 = 275 \text{ daN/m}$$

$$\rightarrow Q=275 \text{ daN/m}$$

- **Combinaison des charges :**

À l'ELU:

$$1.35G + 1.5Q = 1.35 \cdot 179.93 + 1.5 \cdot 275 = 641.14 \text{ daN/m}$$

À l'ELS

$$G + Q = 179.93 + 275 = 454.93 \text{ daN/m}$$

- **Vérification de la flèche :(ELS)**

Condition à vérifier $f_{max} \leq f_{adm}$:

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times \cos(\alpha) l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{454.93 \times 10^{-2} \times \cos(27.92) \times (4.78)^4}{2.1 \times 10^6 \times 925} = 1.40$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{300} = \frac{478}{300} = 1.59$$

$f_{\max}=1.40 < f_{\text{adm}}=1.59$ CV

a) Verification à la résistance: (ELU)

Pour cette verification on utilise la condition suivante:

$M_{sd} \leq M_{plyrd}$

$$M_{sd} = \frac{qu \times \cos(\alpha) l^2}{8} = \frac{641.14 \times \cos(27.92) \times 4.78^2}{8} = 1617.98 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{ply.fy}}{\gamma_{M0}} = \frac{138 \times 23.5}{1.1} = 2948.18 \text{ daN.m}$$

$M_{sd}=1617.98 \text{ daN.m} < M_{plyrd}=2948.18 \text{ daN.m}$ CV

• **Vérification à l'effort tranchant :**

$$V_{Z.sd} = \frac{q \times \cos(\alpha) \times l}{2} = \frac{641.14 \times \cos(27.62) \times 4.78}{2} = 1353.96 \text{ daN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{11.4 \times (2350 \times \sqrt{3})}{1.1} = 14061.10 \text{ daN}$$

Avec : $A_{vy} = A - A_{vz} = 24 - 12.6 = 11.4 \text{ cm}^2$

Donc: $V_{sd} = 1353.96 \text{ daN} < V_{plyrd} = 14061.10 \text{ daN}$ CV

• **Verification à la compression:**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante

$N_{sd} < N_{plrd}$ Avec:

$N_{sd} = qu \times \sin(\alpha) \times l$

$N_{sd} = 641.14 \sin(27.92) \times 4.78 = 1434.98 \text{ daN}$

$$N_{pl.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{24 \times 2350}{1.1} = 51272.72 \text{ aN.m}$$

Donc : $N_{sd} = 1434.98 \text{ daN} < N_{plrd} = 51272.72 \text{ daN}$ CV

Remarque :

Selon l'EUROCODE -3- il faut vérifier le limon sous la condition d'un élément comprimé et fléchi (flexion composée), la formule suivante doit être vérifiée pour la sécurité :

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} + \frac{M_{Y,SD}}{M_{PL,RD}} \leq 1.0$$

$$\frac{1434.98}{51272.72} + \frac{1617.98}{2948.18} + 0.57 \leq 1 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc: le **Limon on UPN 160** est vérifié a la sécurité

VI.3.3. Calcul du palier de repos:

Nous avons prévu pour le palier de repos une tôle striée d'épaisseur 07 mm qui est soudée sur ces quatre cotés avec les poutres porteuses du palier de dimensions (1.10 x1.10) m.

VI.3.3.1. Verification de la tôle striée:

- **Evaluation des charges:**

a) Charges permanentes :

Tôle sterile ep=7mm →G₁=58,5 daN/m²

Mortier de pose + accessoire →G₂=45daN/m²

Revêtement de carrelage →G₃=40daN/m²

G' = (G₁+G₂+G₃) = (58,5+45+40) =143,5 daN/m² →G=143,5daN/m²

b) Charge d'exploitation:

Q=250daN/m²

A) Combinaison des charges:

À l'ELU:

1.35G + 1.5Q =1.35 x 143.5 +1.5 x 250 = 568.72 daN/m²

À l'ELS:

G + Q =143.5 + 250 = 393,5 daN/m²

- **Verification de la fleche:**

Selon aide-mémoire -R.D.M, on a pour une plaque rectangular uniformément charger, encastrée sur les quatre coté: $e=0.007m$, $a=1,10m$ et $b=1,10m \rightarrow (b/a) =1$ m

Supposant que le centre du repère (oxy) est confondu avec le centre de gravité de la Plaque, la flèche max a ($x=0, y=0$)

$$f_y = \frac{0.0277q \times a^4}{E \cdot e^3} = \frac{0.0277 \times 393.5 \times 10^{-6} \times (1.10 \times 10^3)^4}{21000 \times 7^3} = 02.21mm$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{1100}{300} = 3.6mm$$

Donc : $f_{adm} > f_y$ CV

$$\text{Pour } b' = \frac{b}{3} = \frac{1100}{3} = 3.6mm$$

$$f_z = \frac{0.0277q \times a^4}{E \cdot e^3} = \frac{0.0277 \times 393.5 \times 10^{-6} \times (1.10 \times 10^3)^4}{21000 \times 7^3} = 02.21 mm$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{1100}{300} = 3.6mm$$

Donc : $f_z < f_{adm}$ CV

VI.3.4. Vérification des poutres :

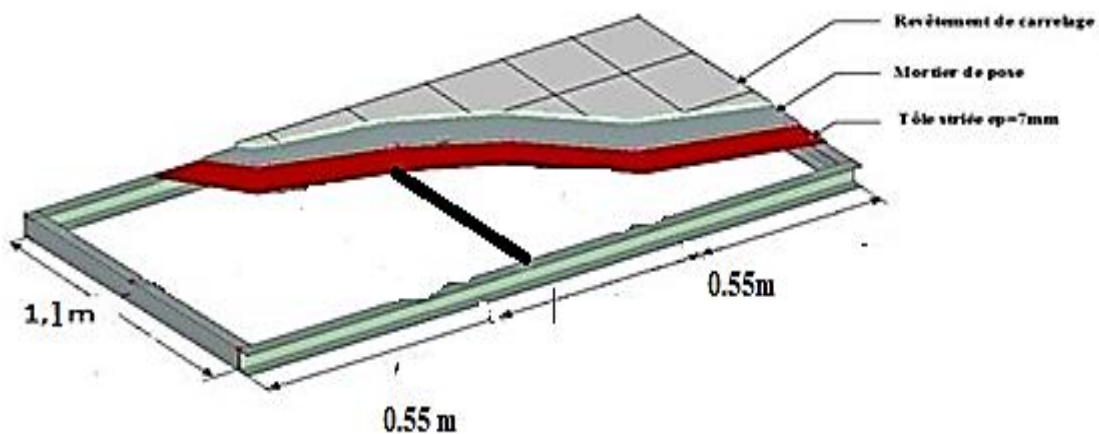


Figure VI.5 : Eléments constructifs du Palier de repos

- **Vérification des poutres de milieu:**

Chaque poutre supporte 1/3 des charges et surcharges de palier de repos

- **Determination de la section de la poutre de la poutre de milieu:**
- **Evaluation des charges:**

$$G = 1,25. G = 1,25 \times 143,5 = 179,37 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = 1,25.Q = 1,25 \times 250 = 312,5 \text{ daN/m}^2$$

- **Combinaison des charges :(ELS)**

$$G + Q = 179,37 + 312,5 = 491,87 \text{ daN/m}^2 = 491,87 \times 1,10 = 541,05 \text{ daN/ml} = n$$

Avec la condition de la flèche ($f_{adm} \geq fy$) :

$$f_{\max} = \frac{a}{300} \geq \frac{5 \times n \times a^4}{384E.l_y}$$

$$l_y \geq \frac{300 \times 5 \times n \times a^3}{384 \times E}$$

$$l_y \geq \frac{300 \times 5 \times 541,05 \times 10^{-3} \times (1,10 \times 10^3)^3}{384 \times 21000} = 13,39 \text{ cm}^4$$

$$l_y \geq 25,33 \text{ Cm}^4 \Rightarrow \text{On adopte pour la poutre à un IPE80}$$

Avec

Profilé	Dimensions							Caractéristiques de calcul						
	G Kg /m	h	b	tw	tf	r	d	Wpl y	Wpl,z	A	Avz	Avy	Iy	Iz
IPE80	6	80	46	3.8	5.2	5	59.6	23.2	5.8	7.64	3.58	4.06	80.1	8.49

Tableau VI. 1 : Caractéristique de profilé IPE 80.

- **Evaluation des charges :**

$$G=1,25. G+PIPE80=1,25 \times 143,5 \times 1,10 + 6=203,31 \text{ daN/m}$$

$$Q=1,25 \times 250 \times 1,10=343,75 \text{ daN/m}$$

➤ **Combinaison des charges :**

À l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 203.31 + 1.5 \times 343.75 = 790.09 \text{ daN/m}$$

À l'ELS :

$$q_s = G + Q = 203.31 + 343.75 = 547,06 \text{ daN/m}$$

• **Vérification de la flèche :**

$$f_y = \frac{5 \cdot q_s \times l^4}{384 E \cdot I_y^3} = \frac{5 \times 547.06 \times 10^{-2} \times (110)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 80.1} = 0.062 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{110}{300} = 0.36 \text{ cm}$$

Donc $f_y < f_{adm}$ CV

• **Verification à la résistance:**

Pour cette verification on utilise la condition suivante:

$$M_{sd} \leq M_{plyrd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{790.09 \times 1.10^2}{8} = 119.50 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{ply.fy}}{\gamma_{M0}} = \frac{23.2 \times 23.5}{1.1} = 495.63 \text{ daN.m}$$

Donc: $M_{plyrd} = 495.63 > M_{sd} = 119.50$ CV

VI.3.5-Calcul des poutres d'appuis des limons :

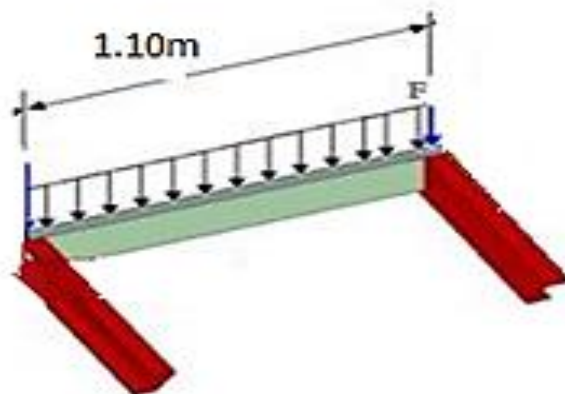


Figure VI-6 : Distribution des charges sur la poutre porteuse

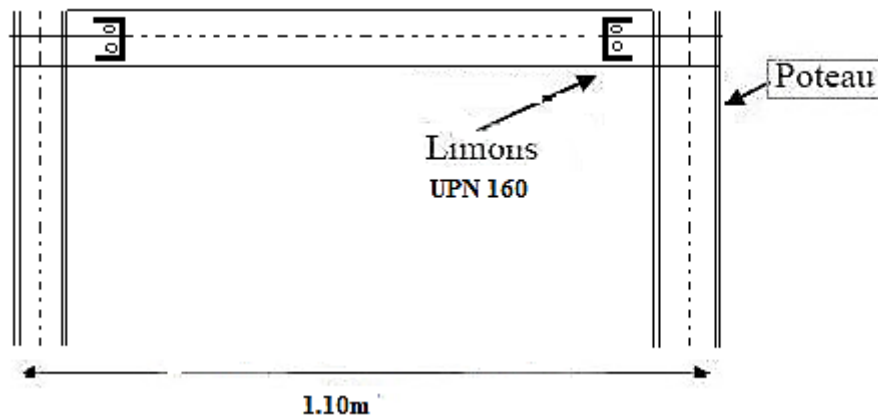


Figure VI-7- Les charges sur la poutre d'appuis des limons

VI.3.5.1- Evaluation des charges :

- Les charges permanent :

Les charges réparties

- Tôle stériele $ep=7mm$
..... $G_1=58,5daN/m^2$
- Mortier de pose + accessoire $G_2=45daN/m^2$
- Revêtement de carrelage $G_3=40daN/m^2$
- Poids propre du limon UPN 160..... $G_4=18.8 daN/m$
- Gard de corps $G_5=15 daN/m$

$$G = (G_1+G_2+G_3).1,10+2 \times G_4+G_5 = (58,5+45+40) \times 1,10+18.8 \times 2+15=210.5daN/m$$

$$\rightarrow G=210.5daN/m$$

- Charges d'exploitation :

$$Q=250 \times 1.10. =275 aN/m \quad \rightarrow Q=275daN/$$

Combinaison des charges :

À l'ELU :

$$N=1.35. G+1.5. Q=1.35 \times 210.45+1.5 \times 275=696.60daN/m$$

À l'ELS :

$$N=G+Q= 210.45+275=485.45\text{daN/m}$$

• Choix de la section

La flèche doit satisfaire la condition suivante pour une poutre bi articulée :

$$f \leq f_{ad}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300}$$

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

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times \frac{l}{300}} = \frac{5}{384} \times \frac{485.45 \times 10^{-2} \times 110^4}{2.1 \times 10^6 \times \frac{110}{300}}$$

$$I_y > 12.01 \text{ cm}^4$$

On choisit **IPE 80**

Tableau III-3 : Caractéristique et dimension de L'IPE 80

Profilé IPE 80		Dimensio ns					Caractéristique de calcul					
		h mm	b mm	tw mm	Tf mm	A cm ²	Wpl, y cm ³	Wpl, z cm ³	A _{vy} cm ²	A _{vz} cm ²	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴
G kg/m												
6,0		80	46	3,8	5,2	7,64	23,2	5,8	10,07	3,58	80,1	8,49

L'IPE 80 et de classe 1

$$G = 210.45+ 6 = 216.45 \text{ daN/m}$$

À l'ELU :

$$N=1.35. G+1.5. Q=1.35 \times 216.45+1.5 \times 275=704.70\text{daN/m}$$

À l'ELS :

$$N=G+Q= 216.45+275=491.15\text{daN/m}$$

a) Vérification à ELU :

Vérification du moment fléchissant

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

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

$$M_{y.sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{704.70 \times 1.10^2}{8} = 106.48 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{ply.fy}}{\gamma_{M0}} = \frac{23.2 \times 23.5}{1.1} = 495.63 \text{ daN.m}$$

$M_{y.sd} = 106.48 \text{ daN.m} < M_{pl.y.Rd} = 495.63 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{CV}$

Effort tranchant :

Condition a vérifié: $V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$

$$V_{z.sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{704.70 \times 1.10}{2} = 407.38 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{7.64 \times (2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 9423.40 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 407.38 \text{ daN} < V_{pl.Rd} = 9423.40 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{CV}$

Vérification au déversement

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

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{ply.fy}}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \times M_{ply,Rd}$$

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

C_1 : Facteur sans dimension qui dépend de la nature du diagramme des moments. Puisque les charges sont uniformément réparties donc : $C_1 = 1,132$

$$\lambda_{LT} = \frac{110/1.05}{1.132^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{110/1.05}{8/0.52} \right)^2 \right]^{0.25}} = 72.95$$

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

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon ; \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{72.95}{93.9} \right) = 0.7768$$

Calcul de χ_{LT}

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^2}$$

AVEC

$$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha_{lt} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2)] + \bar{\lambda}_{LT}^2$$

Où : ϕ_{LT} : facteur d'imperfection pour le déversement.

Les valeurs recommandées pour les facteurs d'imperfection des courbes de déversement

On a $h/b < 2$ donc

$$\alpha_{lt} = 0.21$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (0.7768 - 0.2)] + 0.7768^2 = 1.1639$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.1639 + [1.1639^2 - 0.7768^2]^2} = 0.5786$$

De se fait

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times M_{ply,Rd} = 0.5786 \times 495.63 = 286.77 \text{ daN.m}$$

$$My.sd = \frac{ql^2}{8} = \frac{704.70 \times 1.10^2}{8} = 106.48 \text{ daN.m}$$

$$My.sd = 106.48 \text{ daN.m} < M_{b,Rd} = 286.77 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{CV}$$

b) Vérification à la flèche

$$f \leq f_{ad}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{110}{300} = 0.36$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{491.15 \times 10^{-2} \times 110^4}{2.1 \times 10^6 \cdot 80.1} = 0.05 \text{ cm}$$

$$f = 0.05 < f_{ad} = 0.36 \dots \dots \dots \text{CV}$$

CHAPITRE VII
ETUDE DU PORTIQUE

VII.1. Pré-dimensionnement du portique

VII.1.1 Introduction

Les portiques qui constituent l'ossature principale des bâtiments, sont supposés composés de traverses qui supportent les pannes, et des poteaux qui supportent les traverses, cette ossature a pour fonction première de supporter les charges et les actions agissant sur la structure et les transmettre aux fondations. Elle doit ensuite permettre la fixation des éléments d'enveloppe (toiture et façade) et de séparation intérieure.

Dans notre cas le portique le plus sollicité c'est le portique de rive

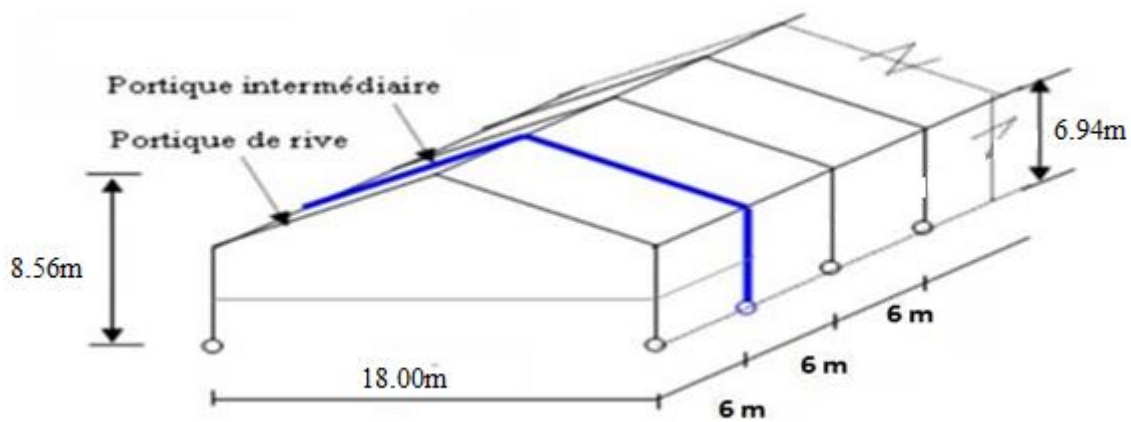


Figure VII-1 : Vue du portique en 3D

VII.2. Pré-dimensionnement des traverses

VII.2.1. Evaluation des charges

a) Les charges permanentes revenant à la traverse de la toiture.

- Couverture en panneaux sandwichs TL75 $G = 14.2 \text{ daN/m}^2$
- Accessoires de poses $G = 3 \text{ daN/m}^2$
- Poids propre de la panne (IPE 160)..... $G = 15.8 \text{ daN/mL}$
- Poids propre de la traverse estimé (IPE 330) $G = 49.1 \text{ daN/mL}$

Avec L 'entre axe des portiques est : $e = 6\text{m}$

$$G = (14.2 + 3 + 15.8/1.5) * 6 + 49.1 = 215.5 \text{ daN/ml}$$

$$G_t = 215.5 \text{ daN/ml}$$

b) Les charges revenant à la poutre principale du plancher intermédiaire**➤ Charges permanentes**

- Poids propre du plancher : $G_p = 458 \times 3 = 1374 \text{ daN/ml}$
- Poids propre de la solive IPEA200 : $G_s = 18.4 \text{ daN/ml}$

$$\rightarrow G_p = 1392.4 \text{ daN/ml}$$

➤ Charges variables

- Surcharge d'exploitation : $P = 350 \text{ daN/m}^2$ (DTR B.C.2.2 tableau 7.2.4)

$$Q = p \times d = 350 \times 3 = 1050 \text{ daN/ml}$$

c) Effet de la neige

Les résultats sont obtenus d'après le **chapitre II**

$$N = 38.1 \text{ daN/m}^2 \text{ (par projection verticale)}$$

$$N = 38.1 \times 6 = 228.6 \text{ daN/ml}$$

$$N = 228.6 \text{ daN/ml}$$

d) Poid bardage sur poteaux

Cette charge va être représentée sur la tête de poteaux portique agite comme une force unitaire

$$G_b = p_{\text{lisse}} \times L \times N + P_{\text{couverture lisse}} \times S$$

$$G_b = 13.4 \times 6 \times 5 + 14.2 \times (6 \times 6.94) = 993.29 \text{ daN}$$

e) Effet du vent

Les résultats sont obtenus d'après le **chapitre (II)**

Et d'après les résultats de l'étude au vent on constate que le vent qui frappe la face pignon est le plus défavorable.

$$q_j [\text{daN/ml}] = q_j [\text{daN/m}^2] \times l' \text{ entraxe}$$

$$\text{Avec : entraxe} = 6 \text{ m}$$

$$V_p = 101.79 \text{ daN/m}^2 \times 6 = 610.74 \text{ daN/ml}$$

$$V_t = -110.71 \text{ daN/m}^2 \times 6 = -664.26 \text{ daN/ml}$$

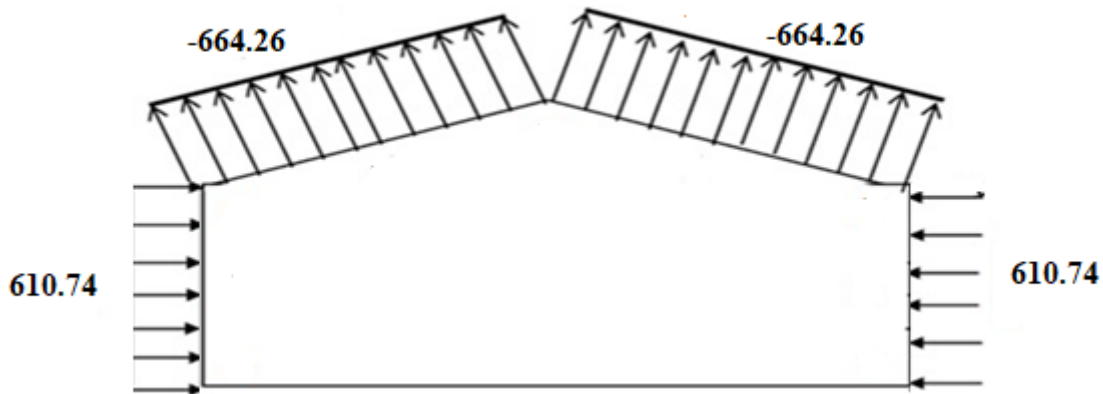


Figure VII-2: La répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en daN/ml(dépression).

f) Surcharge d'entretien

$$Q = 60 \text{ daN/m}^2 ; Q = 60 \times 6 = 360 \text{ daN/ml}$$

VII.2.2. Combinaison des charges à l'ELU

$$1.35G_t + 1.5Q_t$$

$$G_t + 1.5V_t$$

$$1.35(G_t + G_p + G_b) + 1.5(Q_t + Q_p)$$

$$1.35(G_t + G_p + G_b) + 1.5V_p$$

$$1.35(G_t + G_p + G_b) + 1.5(V_p + Q_p)$$

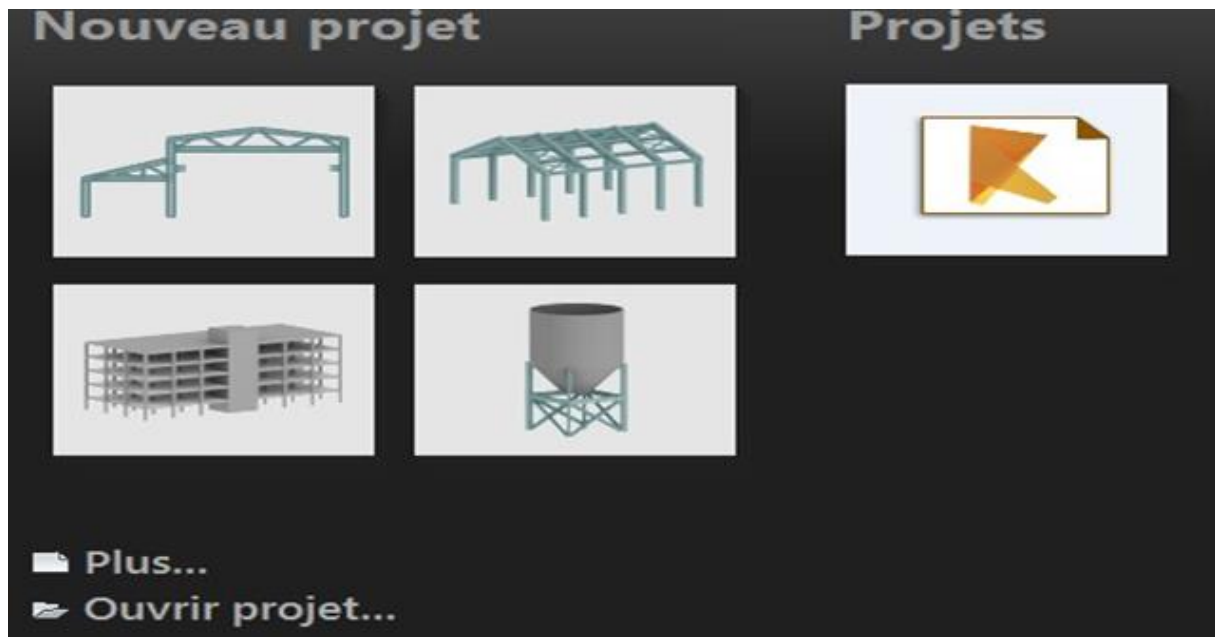
VII.3. Etude numérique du portique avec le logiciel ROBOT

VII.3.1. INTRODUCTION :

Robot Structural Analysis Professional est un logiciel collaboratif, polyvalent et rapide, qui intègre des capacités exceptionnelles de maillage automatique, pour des résultats rapides et parfaitement actualisés.

VII.3.2-Description du logiciel ROBOT

Après le lancement d'un système ROBOT, la fenêtre représentée ci-après s'affiche, elle permet de définir le type de structure à étudier, d'ouvrir un dimensionnement de la structure.



FigureVII-3 Interface du logiciel Robot Structural Analyses Professional.

VII.3.3-Etape à suivre dans le logiciel :

- **La première étape :**

- ❖ **La modélisation :**

La définition d'une structure commence par la définition des nœuds et des barres. Dans ROBOT Millenium, seule la définition des barres est nécessaire puisque les nœuds sont alors automatiquement créés aux extrémités de ces dernières. ROBOT Millenium propose de nombreuses fonctionnalités qui permettent une modélisation avancée.

- **La deuxième étape :**

Application des efforts (neige, vent, séisme, charge d'exploitation, les combinaisons des efforts ...etc.) à la structure.

- ❖ **Type de chargements :**

Toutes les charges dans le logiciel ROBOT sont groupées en cas de charge, chaque cas possède un numéro et un nom. Dans le même cas de charge, vous pouvez définir un nombre quelconque de charge, les cas de charge peuvent être ensuite composés en combinaisons. Pour le cas de charges définir dans ROBOT Millenium, vous pouvez par exemple, définir les natures suivantes : neige, vent, permanentes et d'exploitations.

- ❖ **Combinaisons de charges :**

La génération automatique des pondérations ROBOT Millenium permet de créer une combinaison de cas de charge créée. Les combinaisons seront du type ELU, ELS au

accidentelle. Cette fonctionnalité de base permet à l'utilisateur de déclarer ses propres combinaisons et enveloppes de cas de charges.

- **La troisième étape :**

- ❖ **Vérification et analyse :**

Après la modélisation et l'application des charges on lance l'analyse et l'optimisation des familles. On obtient trois profils :

Le premier représente la plus basse limite et qu'il ne faut pas franchir.

Le deuxième c'est le profil optimal.

Le troisième représente le profil surdimensionné.

- ❖ **Affichage des résultats :**

Tableau des résultats :

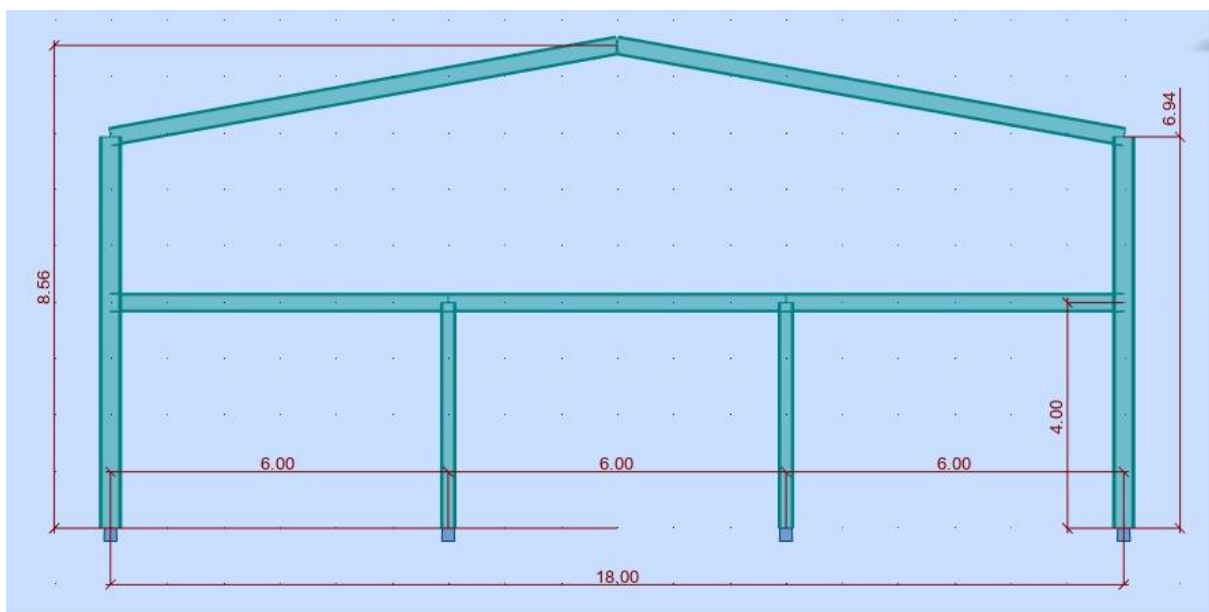
Les tableaux présentent les différents résultats des calculs de la structure (déplacements, contraintes, réactions aux appuis, efforts.....etc.).

- ❖ **Analyse graphique pour les barres :**

Par l'option d'analyse graphique, il est possible d'afficher les déformées de la structure ainsi que les différents diagrammes d'efforts et de contraintes.

VII.3.4-Résultats obtenus du logiciel de calcul :

Vérification des éléments structuraux



FigureVII-4 : Vue de face du portique

Poteau portique

Sous combinaison 1:

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: 2 Barre_2

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 11 1.35(P1+P2+P3+P4)+1.5(E1+E2) (1+2+3+4)*1.35+(5+6)*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

h=39.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=126.20 cm ²	Az=57.33 cm ²	Ax=158.98 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=45069.40 cm ⁴	Iz=8563.83 cm ⁴	Ix=189.76 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=2561.80 cm ³	Wplz=872.86 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 21610.71 daN	My _{Ed} = -1477.87 daN*m	
N _{c,Rd} = 373603.00 daN	My _{Ed,max} = 17807.30 daN*m	
N _{b,Rd} = 329776.37 daN	My _{c,Rd} = 60202.30 daN*m	Vz _{Ed} = 1924.61 daN
	MN _{y,Rd} = 60202.30 daN*m	Vz _{c,Rd} = 77783.80

daN

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

Ly = 6.94 m	Lam_y = 0.22	Lz = 6.94 m	Lam_z = 0.50
Lcr,y = 3.47 m	Xy = 1.00	Lcr,z = 3.47 m	Xz = 0.88
Lamy = 20.61	kyy = 1.00	Lamz = 47.28	kzy = 0.52

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N,Ed/Nc,Rd = 0.06 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$My,Ed/My,c,Rd = 0.02 < 1.00$ (6.2.5.(1))

$Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.02 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\Lambda_{y} = 20.61 < \Lambda_{y,max} = 210.00$ $\Lambda_{z} = 47.28 < \Lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE

$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.35 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.22 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

Travers

Sous charge descendante:

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: 4 Barre_4

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 9 1.35(P1+P2)+1.5 E1 (1+2)*1.35+5*1.50

MATERIAU:

ACIER fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 330

h=33.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=16.0 cm

Ay=42.28 cm²

Az=30.81 cm²

Ax=62.61 cm²

Travers

Sous charge soulevement:

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: 4 Barre_4

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.00$ L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 (P1+P2)+1.5 V1 (1+2)*1.00+7*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 330

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=28.28 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wply=804.33 cm ³	Wplz=153.68 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -5857.42 daN	My,Ed = 8105.15 daN*m	
Nt,Rd = 147133.50 daN	My,pl,Rd = 18901.76 daN*m	
	My,c,Rd = 18901.76 daN*m	Vz,Ed = -3059.28 daN
	MN,y,Rd = 18901.76 daN*m	Vz,c,Rd = 41805.57

daN

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:

$$N,Ed/Nt,Rd = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_y,Ed/M_{y,c},Rd = 0.43 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_z,Ed/V_{z,c},Rd = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Profil correct !!!

VII.Diagrammes des moments fléchissant M_y :

➤ Selon les combinaisons les plus défavorables :

$$(ELU) 1.35(G_t+G_p+G_b)+1.5(Q_t+Q_p)$$

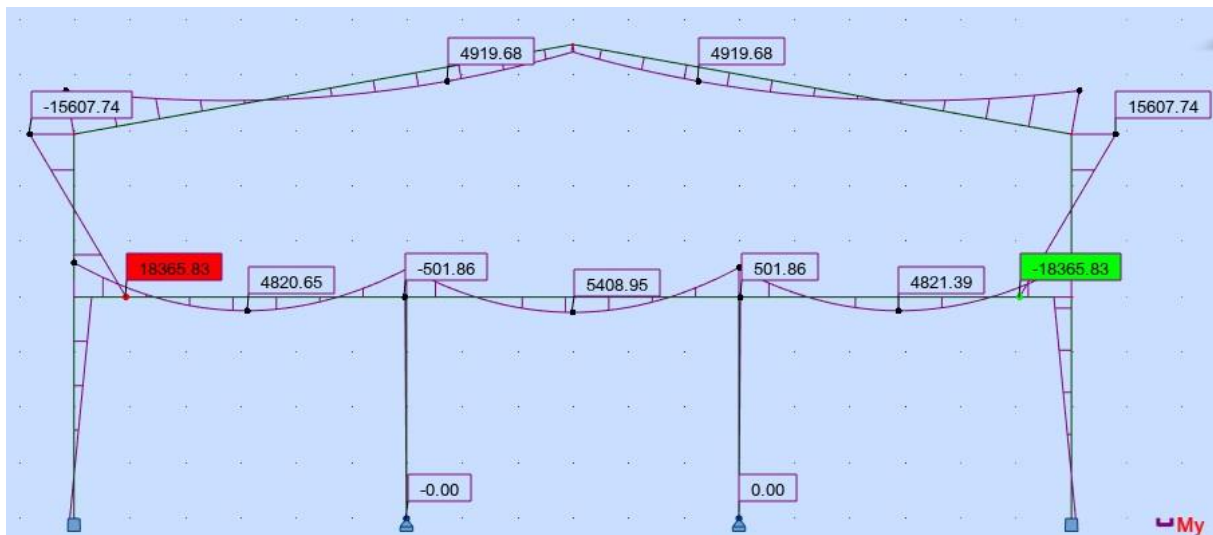


Figure VII-5 : Diagramme des moments fléchissant. Comb1

(ELU) $G_t+1.5V_t$

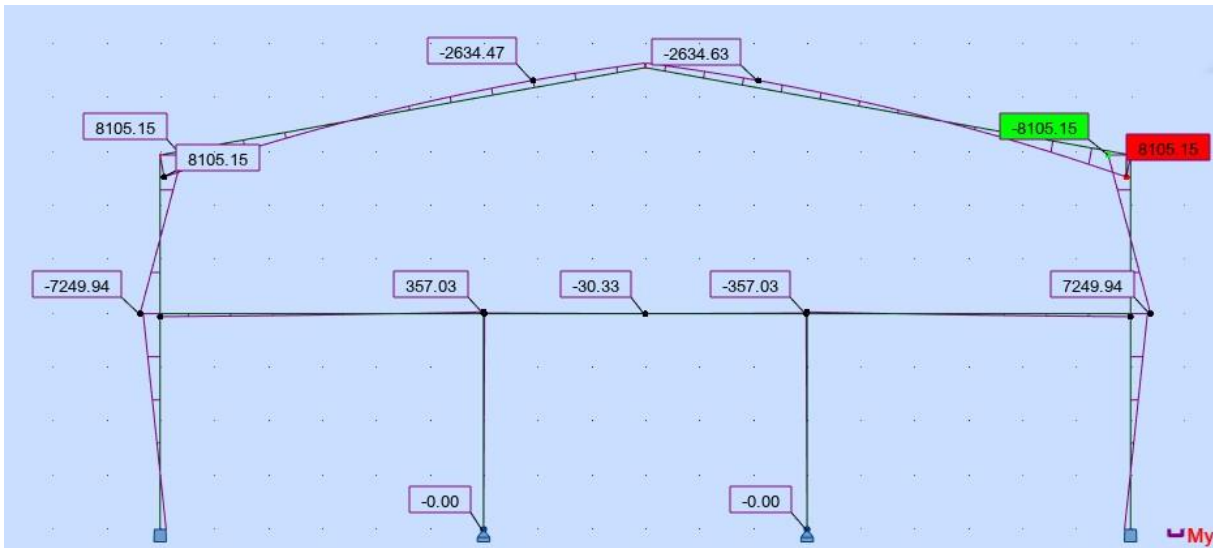


Figure VII.6 : Diagramme des moments fléchissant. Comb2

VII.3.5. Diagrammes des efforts normaux (N_{sd})

➤ Selon les combinaisons les plus défavorables

(ELU) $1.35(G_t+G_p+G_b)+1.5(Q_t+Q_p)$

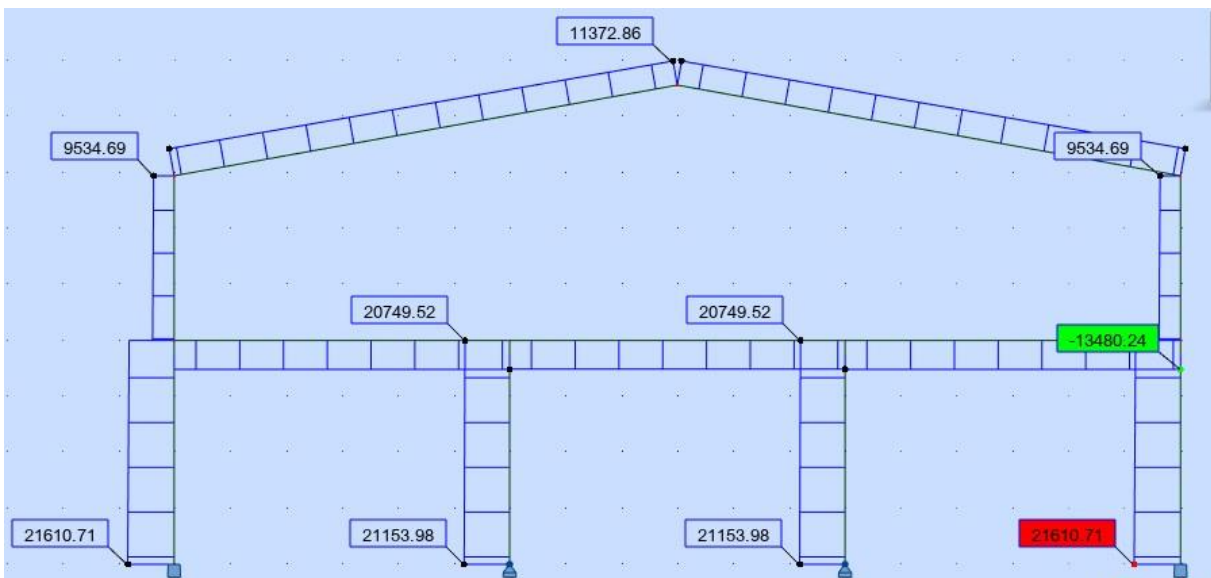


Figure VII-7 Diagramme des efforts normaux comb1

(ELU) $G_t+1.5V_t$

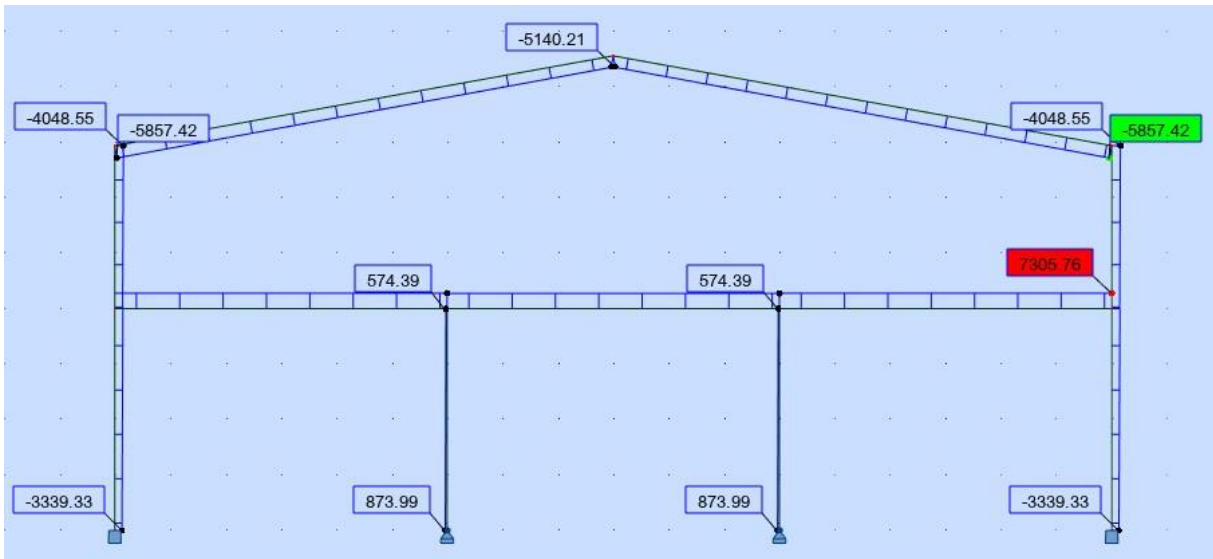


Figure VII-8 Diagramme des efforts normaux

VII.3.6. Diagrammes des efforts tranchants

➤ Selon les combinaisons les plus défavorables :

(ELU) $1.35(G_t+G_p+G_b)+1.5(Q_t+Q_p)$

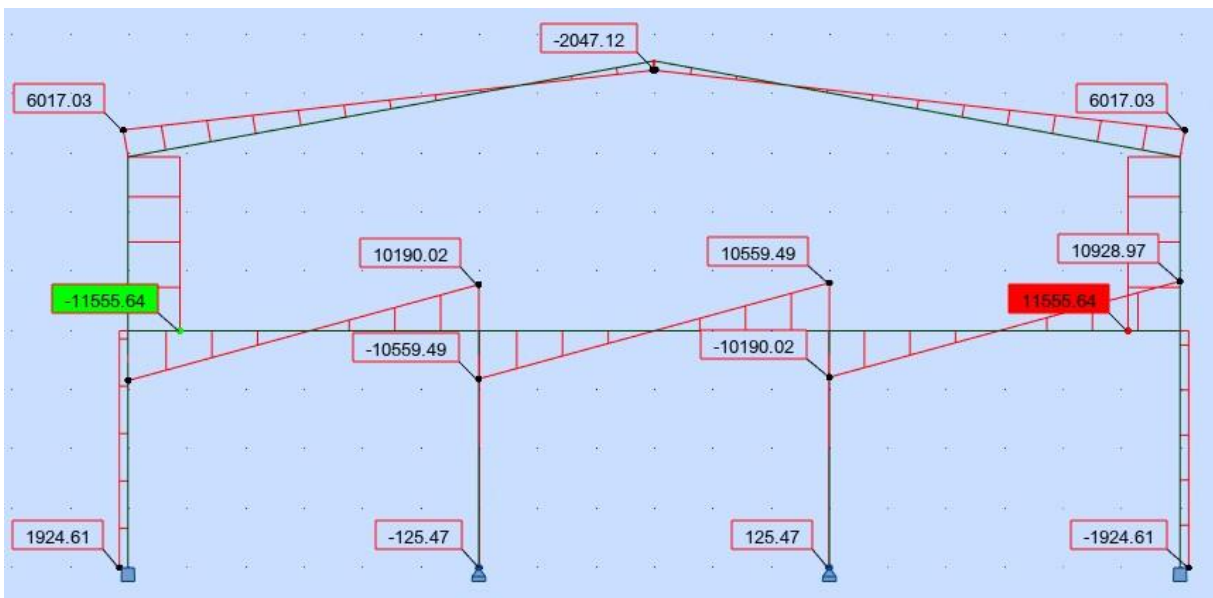


Figure VII-09 Diagramme des efforts tranchants comb 1

(ELU) Gt+1.5Vt

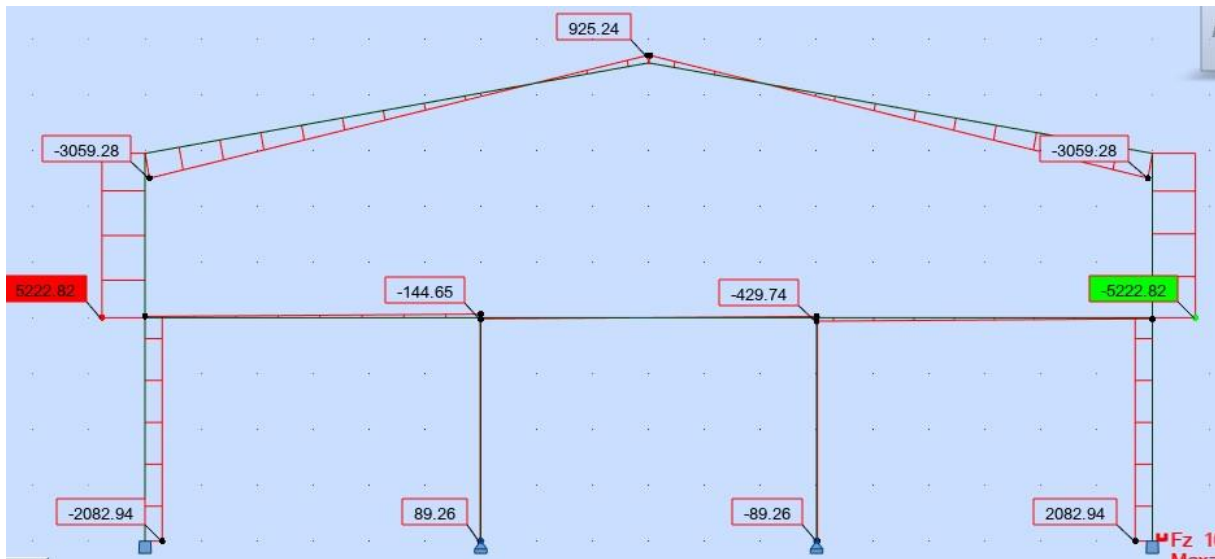


Figure VII-10 Diagramme des efforts tranchants

VII.4. Les vérifications manuelles des résultats

VIII.4.1-Vérification de la traverse (IPE 330) :

La longueur de la poutre L= 09.13 m

Les efforts sont tirés à partir du Robot : $V_{sd}= 52.22$ KN ; $M_{ysd}= 81.05$ km

La section HEA 300 est de classe 01 en flexion dévié

- *Vérification à la flexion bi-axiale*

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{plyrd}} \right]^\alpha \leq 1$$

$$M_{plyrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{1.1} = \frac{804 \times 10^{-4} \times 2350}{1.1} = 171.76 \text{ kn.m}$$

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{plyrd}} \right]^\alpha = \left[\frac{81.05}{171.76} \right]^2 = 0.22 < 1 \dots\dots\dots C V$$

- *Vérification au cisaillement*

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{plz_{rd}} = \frac{AV_z \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = \frac{30.8 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 37989.64 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 113.81 \text{ KN} < V_{plz_{rd}} = 37989.64 \text{ KN} \dots\dots\dots C V$$

- **Vérification de la stabilité au déversement**

La semelle supérieure de la traverse ne peut pas déverser, sous moment positif car elle est immobilisée latéralement (bloquée) par les pannes.

En revanche la semelle inférieure peut déverser sous moment négatif du au vent (soulèvement de la toiture)

La formule de vérification est la suivante :

$$M_f \leq M_{dev}$$

Avec :

$$M_{dev} = \chi_{LT} \times \beta_w \frac{w_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} \text{ Avec : } \beta_w = 1.0 \text{ pour les sections de classe 1 et 2}$$

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w \times w_{pl,y} f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} \text{ ou } \bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \epsilon \text{ et } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

C1 : Facteur sans dimension qui dépend de la nature du diagramme des moments. Puisque les charges sont uniformément réparties donc : C1 = 1,132

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{913}{3.55}}{(1.132)^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{913}{3.55}}{\frac{30}{1.15}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 155.36$$

Donc $\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{155.36}{93.9} \right] = 1.65 > 0.4$ Y'a risque de déversement

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

α_{lt} Facteur d'imperfection pour déversement

Courbe de déversement :

$$\frac{H}{B} = \frac{330}{160} = 2.06 > 2 \text{ Courbe b}$$

$$\alpha_{lt} = 0.34$$

$$\varphi_{lt} = 0.5 [1 + 0.34(1.65 - 0.2) + 1.65^2] = 2.10$$

$$x_{LT} = \frac{1}{\varphi_{lt} \times \left[\varphi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0.5}}$$

$$x_{LT} = \frac{1}{2.10 \times [2.1^2 - 1.65^2]^{0.5}} = 0.3665$$

$$M_{dev} = x_{LT} \times \beta_w \frac{w_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} = 0.3665 \times 1 \times \frac{804 \times 23.5}{1.1} = 6295.13 \text{ daN.m}$$

$$M_f = 81.05 \text{ KN.m} > M_{dev} = 62.9513 \text{ KN.m C.N.V}$$

DONC on augmente la section du profilée on prend IPE 360

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{913}{3.79} \frac{1}{(1.132)^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{913}{\frac{3.79}{36}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 154.51$$

Donc $\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{154.51}{93.9} \right] = 1.64 > 0.4$ Y'a risque de déversement

$$\frac{H}{B} = \frac{360}{170} = 2.11 > 2 \text{ Courbe b}$$

$$\alpha_{lt} = 0.34$$

$$\varphi_{lt} = 0.5[1 + 0.34(1.64 - 0.2) + 1.64^2] = 2.08$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2.08 \times [2.08^2 - 1.64^2]^{0.5}} = 0.3757$$

$$M_{dev} = \chi_{LT} \times \beta_w \frac{w_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} = 0.3757 \times 1 \times \frac{1019 \times 23.5}{1.1} = 6295.13 \text{ daN.m}$$

$$M_f = 81.05 \text{ KN.m} > M_{dev} = 81.788 \text{ KN.m C.V}$$

Conclusion

IPE 360 convient comme travers

VII.4.2 Vérification des poteaux (HEA 400)

Les éléments poteaux de la structure sont soumis à une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z).

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel Robot sont :

Tableau VII.1 : Sollicitations sur le poteau HEA 400

Combinaison	H [m]	N [KN]	M_y [KN.m]	V_z [KN]
1.35(Gt+Gp+Gb)+1.5(Qt+Qp)	6.94	216.10	183.65	115.55

- **Vérification à la résistance**

Classe de la section : La section est de classe 1 du tableau des profilées

Pour la vérification de la section à la résistance on utilise la condition suivante :

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

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{1.1} = \frac{159 \times 23.5}{1.1} = 3396.81 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 216.10 \text{ KN} < N_{pl,rd} = 3396.81 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C V}$$

- **Vérification à l'effort tranchant**

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

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

$$V_{pl,rd} = \frac{A V_z \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = \frac{57.33 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 70712.54 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 115.55 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 70712.54 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C V}$$

DONC : pas de réduction du moment plastique.

- **Vérification au moment fléchissant**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2562 \times 10^{-4} \times 2350}{1.1} = 547.33 \text{ kN.m}^2$$

$$M_{sd} = 183.65 \text{ KN} < M_{pl,rd} = 547.33 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C V}$$

- **Vérification au flambement**

Il faut vérifier que la condition suivante soit satisfaite

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{PL,RD}} + \frac{K_Y \times M_{Y,SD}}{M_{PL,Y,RD}} \leq 1$$

$$G = (3927.63 / 6) = 654.60 \text{ daN/ml}$$

$$N = 384 \text{ daN/ml}$$

$$Q_t = 360 \text{ daN/ml}$$

$$Q_p = 1050 \text{ daN/ML}$$

Selon la combinaison la plus défavorable à l'ELU $1.35(G_t + G_p + P_p) + 1.5(Q_p + Q_t)$

$$Q_z = 1,35 (654.60) + 1.5(360+1050) = 2998.71 \text{ daN/ml}$$

Nsd = Qz x (entre axe des portiques)

$$Nsd = 2998.71 \times 6 = 17992.26 \text{ daN}$$

$$My. sd = \frac{Vp \times l^2}{8} = \frac{375.6 \times 6.94^2}{8} = 2261.28 \text{ daN.m}$$

Calcul de l'élancement $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_z$:

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{fy}} = 93.9 \varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = 1$$

$$\lambda_y = \frac{ly}{iy} = \frac{600}{16.84} = 35.62$$

$$\lambda_z = \frac{lz}{iz} = \frac{135}{7.34} = 18.39$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{35.62}{93.9} \right] = 0.37$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{18.39}{93.9} \right] = 0.19$$

b) Choix de la courbe de flambement

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

$$h/b = 39/30 = 1.3 > 1.2 \quad \text{et} \quad tf = 19 \leq 100 \text{ mm}$$

Tableau VII-2 : Caractéristique de la courbe de flambement

Axe de flambement	Courbe	Facteur d'imperfections
Y-Y	A	0.21
Z-Z	b	0.34

Donc :

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

$$\varphi_y = 0.5 (1 + 0.21 (0.37 - 0.2) + 0.37^2) = 0.5863$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \left[\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2 \right]^{0.5}}$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.5863 + [0.5863^2 - 0.37^2]^{0.5}} = 0.9605$$

$$\varphi_z = 0.5 (1 + 0.34 (0.19 - 0.2) + 0.19^2) = 0.5163$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.5163 + [0.5163^2 - 0.19^2]^{0.5}} = 1.003$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \chi_y = 0.9605$$

On a :

$$k_y = 1 - \frac{u_y \times N_{sd}}{x_y \times A \times f_y} \leq 1.5$$

$$k_z = 1 - \frac{u_z \times N_{sd}}{x_z \times A \times f_y} \leq 1.5$$

Avec :

$$u_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right)$$

$$u_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right)$$

Ou :

$\beta_{My} = 1.8$ moment due à des charges transversales plus un moment

$$u_y = 0.37 \times (2 * 1.8 - 4) + \left(\frac{2562 - 2311}{2311} \right) = -0.26$$

$$u_z = 0.19 \times (2 * 1.8 - 4) + \left(\frac{872.9 - 570.9}{570.9} \right) = 0.37$$

$$k_y = 1 - \frac{-0.26 \times 18376.8}{0.96 \times 159 \times 235} = 1.13 < 1.5 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{17992.26}{0.96 \times 339681} + \frac{1.13 \times 2261.28}{54733} = 0.10 < 1 \dots \dots \dots CV$$

⇒ Pas de risque au flambement pour le poteau (**HEA 400**)

VII.5. CONCLUSION

Après avoir terminé le pré dimensionnement des éléments structuraux et avoir fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments étudier les profils suivants :

Poteaux	HEA 400
Traverses	IPE 360

CHAPITRE VIII

Etude de contreventement

VIII-1. Introduction

En charpente métallique, un contreventement est un ensemble de dispositions permettant d'assurer la stabilité de l'ossature vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur l'ouvrage (vent, séisme, choc, freinage, etc...) Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

On distingue deux types de contreventement :

- Contreventement de toiture (poutre au vent) : Leurs rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations, ils sont disposés suivant les versants de toiture et placés le plus souvent dans les travées de rive.
- Contreventement de façade (palée de stabilité) : La palée de stabilité est un contreventement destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre aux fondations

VIII-2. Disposition des contreventements :

Les contreventements de notre structure sont disposés suivant les versants de la toiture dans les deux travées de rive, dans le but de reprendre les efforts longitudinaux dues au vent, vu que le portique principal joue le rôle du contreventement transversal.

VIII-3. Effort du vent sur les pignons

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

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumises aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

VIII-3-1. Evaluation des efforts

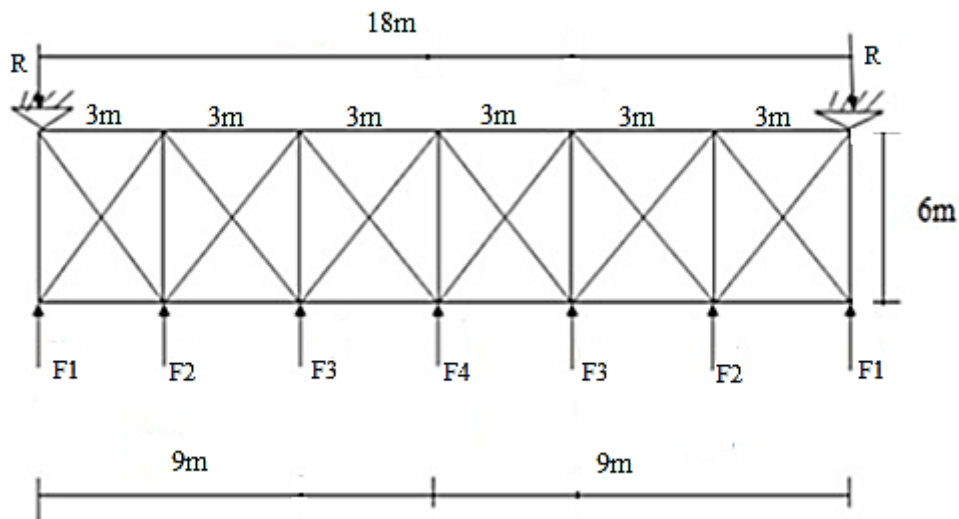


Figure VIII- 1 : Schéma statique de la poutre au vent.

D'après l'étude au vent (chapitre II) :

– La valeur de C_{pe} est donnée ci-dessous



• Le coefficient de réduction :

$$\zeta_{Cr} = C_{pe}(d) + C_{pe}(E) = 0.8 + 0.3 = 1.1$$

• La pression du vent

$$V = Ph = Cd \times qh \times \zeta_{Cr} = 1 \times 59.62 \times 1.1 = 65.582 \text{ daN avec } Cd=1$$

Nous avons vu dans l'étude climatique que la force de frottement est négligée.

$$F_{fr} = 0 \text{ daN}$$

VIII.3.1.1. Calcul des efforts horizontaux F_i :

$$F_1 = \left(v \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{16} \right) + \frac{F_{fr}}{16} = \left(65.58 \times \frac{6.94}{2} \times \frac{18}{16} \right) + \frac{0}{16} = 256.00 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left(v \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{16} \right) + \frac{F_{fr}}{16} = \left(65.58 \times \frac{7.48}{2} \times \frac{18}{8} \right) + \frac{0}{16} = 551.85 \text{ daN}$$

$$F_3 = \left(v \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{16} \right) + \frac{F_{fr}}{16} = \left(65.58 \times \frac{8.02}{2} \times \frac{18}{8} \right) + \frac{0}{16} = 591.69 \text{ daN}$$

$$F_4 = \left(v \times \frac{h_4}{2} \times \frac{b}{16} \right) + \frac{F_{fr}}{16} = \left(65.58 \times \frac{8.56}{2} \times \frac{18}{8} \right) + \frac{0}{16} = 631.53 \text{ daN}$$

VIII.3.1.2.-Calcul des réactions d'appuis :

- Par la méthode des coupures :

$$F_d \cdot \cos \theta + F_1 = R_1 = R_2 = R.$$

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F_1 + F_2 + F_3) + F_4}{2} = \frac{2(256 + 551.85 + 591.69) + 631.53}{2}$$

$$R = 1715.30 \text{ daN}$$

VIII.3.2 Effort de traction dans les diagonales :

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leurs grands élancements, elles tendent flamber sous faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi D ou paroi E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue. Le contreventement du versant est une poutre à treillis supposée horizontal.

$F_d \times \cos \theta + F_1 = R$. Avec : $R = 1715.30 \text{ daN}$ et $F_1 = 256.00 \text{ daN}$

$$\arctg a = \frac{3}{6} = 26.56^\circ$$

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos 37.71} = 1631.47 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d = 1.5 \times 1631.47 = 2447.20 \text{ daN}$$

a) -Section de la diagonale :
Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

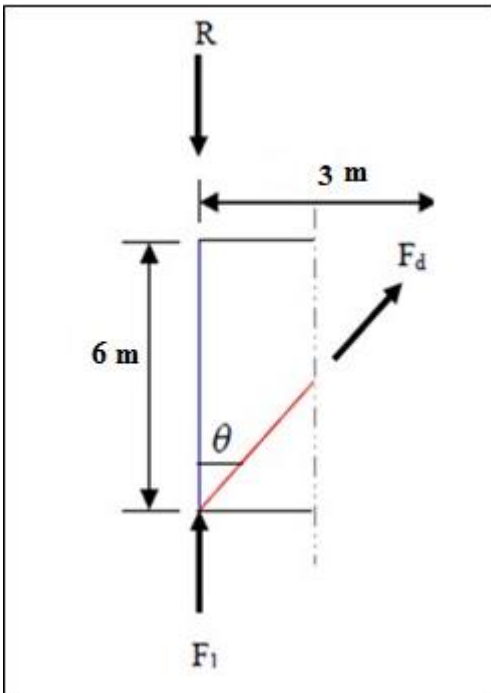
$$A > \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{2447.20 \times 1.1}{2350} = 1.14 \text{ cm}^2$$


Figure VIII-2: L'effort F_d dans ladiagonale d'extrémité

On opte pour une cornière de **L25x25x3** d'une section **A=1.42cm²** un boulon de **12 mm** avec un trou de **13mm**

- Section nette

$$A_{net} = 1.42 - 0.3 \times 1.3 = 1.03 \text{ cm}^2$$

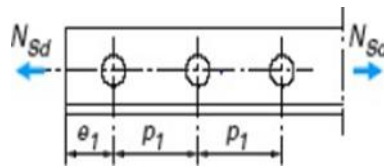


Figure VIII.3 : la plaque de la cornière.

VIII.3.3. Vérification à la résistance ultime de la section nette

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{u,rd} = \frac{\beta A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

Où β est le coefficient minorateur donné dans le tableau 1 en fonction de l'entraxe P_1 des trous.

Tableau VIII.1 : Coefficients minorateurs β_2 et β_3 .

Coefficients minorateurs β_1 et β_2		
Entraxe	$\leq 2.5d_0$	$\geq 5.0d_0$
(2 boulons) β_2	0.4	0.7
(3 boulons et plus) β_3	0.5	0.7

Exemple :

Attache de 3 boulons et plus : $p = 100\text{mm}$; $e = 25\text{mm}$

$$P_1 = 100\text{mm} > 5d_0 = 5 \times 13 = 65\text{mm}$$

Avec : $d_0 = 13\text{mm}$ diamètre de trous

$$\text{Donc : } \beta = \beta_3 = 0.7$$

$$N_{u,rd} = \frac{0.7 \times 1.03 \times 3600}{1.25} = 2076.48 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2447.20 > N_{u,rd} = 2076.48 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

Dans ce cas on augmente la section de la cornière

Soit : une cornière égale : L30x30x4 ($A = 2.27 \text{ cm}^2$)

$$\text{Avec } A_{net} = 2.27 - 0.40 \times 1.3 = 1.75 \text{ cm}^2$$

$$Nu,rd = \frac{0.7 \times 1.75 \times 3600}{1.25} = 3467.52 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2447.20 < Nu,rd = 3467.52 \dots\dots\dots CV$$

Une cornière de L30x30x4 avec des boulons de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

VIII.4. Calcul de la palée de stabilité en long pan :

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent

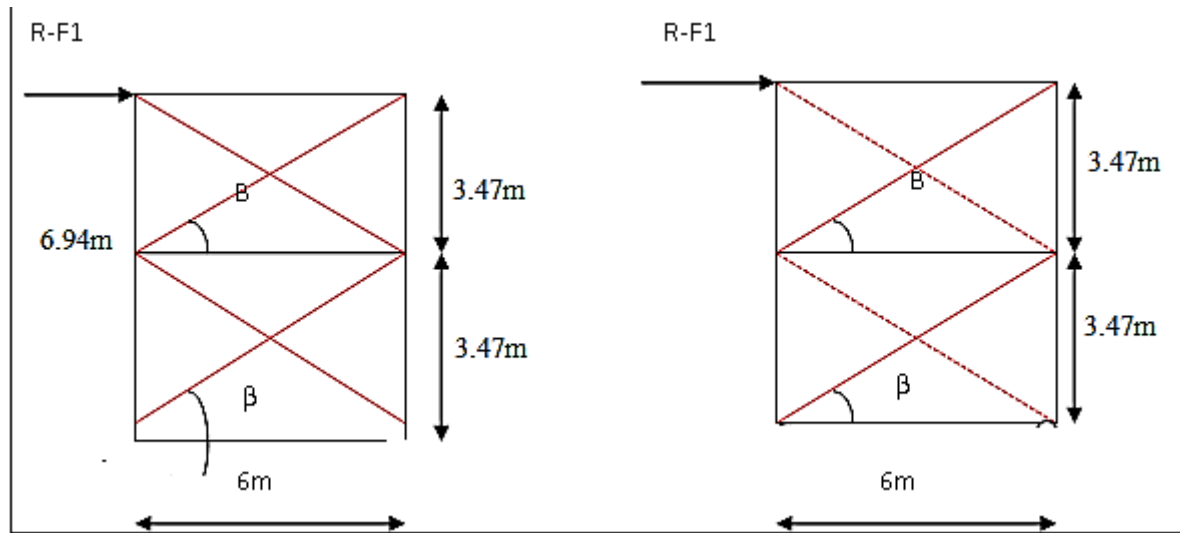


Figure VIII.4. : Schéma statique de palée de stabilité de long-pan.

VIII.4.1 Effort de traction dans les diagonales :

$$tg\beta = \frac{3.47}{6} = 0.57 ; \beta = 30.04^\circ$$

$$N = \frac{R - F_1}{\cos 30.04} = \frac{1715.30 - 256.00}{\cos 30.04} = 1685.73 \text{ daN}$$

• **Section de la diagonale :**

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

$$N_{sd} = 1.5N = 1.5 \times 1685.73 = 2528.59 \text{ daN} = 25.28 \text{ kN}$$

$$A > \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{2528.59 \times 1.1}{2350} = 1.18 \text{ cm}^2$$

On opte pour une cornière isolée L40×40×4 ($A = 3.08\text{cm}^2$), Avec un boulon de 12mm et trou de 13mm.

- Section nette :

$$A_{\text{nett}} = 3.08 - 0.4 \times 1.3 = 2.56 \text{ cm}^2$$

VIII.4.2-Vérification à la résistance ultime de la section nette :

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{uRd} = \frac{\beta \times A_{\text{nett}} \times f_y}{\gamma_{M2}}$$

Où β est le coefficient min orateur donné dans le tableau1 en fonction de l'entraxe P des trous.

Exemple : attache de 3 boulons ou plus :

$$P = 100\text{mm} ; e = 25\text{mm}$$

$$P_1 = 100\text{mm} > 5d_0 = 5 \times 13 = 65\text{mm}$$

Avec : $d_0 = 13\text{mm}$ diamètre de trous

Donc : $\beta = \beta_3 = 0.7$

$$N_{uRd} = \frac{0.7 \times 2.56 \times 3600}{1.25} = 5160.96 \text{ daN} = 51.60 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 2528.59\text{daN} < N_{uRd} = 5160.96 \text{ daN} \dots\dots C V$$

Une cornière isolée de **L40×40×4** avec des boulons de **12 mm** et des trous de **13 mm** convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité.

VIII.5. CONCLUSION :

Les barres de contreventement de la poutre au vent cornier L30x30x4

Les barres de contreventement de la palée de stabilité L40×40×4

CHAPITRE IX

Etude sismique

IX.1. Introduction

Le séisme est un tremblement de terre, qui est caractérisé par ses ondes. Au passage de ces dernières, le sol peut se déformer intensément et les secousses ressenties peuvent être violentes. Lorsque les secousses sismiques atteignent les bâtiments, ils oscillent sur leurs fondations. Si les mouvements d'oscillation sont trop forts, les bâtiments peuvent être endommagés ou complètement ruinés, ce qui met la sécurité des vies humaines en danger.

Et c'est dans le but de préserver les vies humaines, et minimiser les dégâts de ce phénomène qu'intervient notre étude, afin d'évaluer les actions sismiques sur notre structure et remédier le séisme par la conception et la réalisation adéquate de notre ouvrage, de façon à ce qu'il résiste durant la survenance du séisme et assurer la protection des vies humaines.

Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique algérien **RPA99/Version 2003 (D.T.R-B.C-2.48)**, qui met à notre disposition plusieurs méthodes de calcul.

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

IX.2. La Méthode statique équivalente :

IX.2.1. Principe de la méthode

La méthode statique équivalente est une méthode dont le principe est le remplacement des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Ma structure est implantée dans la région de **FREHA** dans la wilaya de Tizi Ouzou, la carte d'aléas sismiques figurant dans le RPA en vigueur, établie sur la base de l'étude de sismicité historique de la région en général, permet de considérer ce site comme faisant partie d'une zone de **sismicité moyenne**

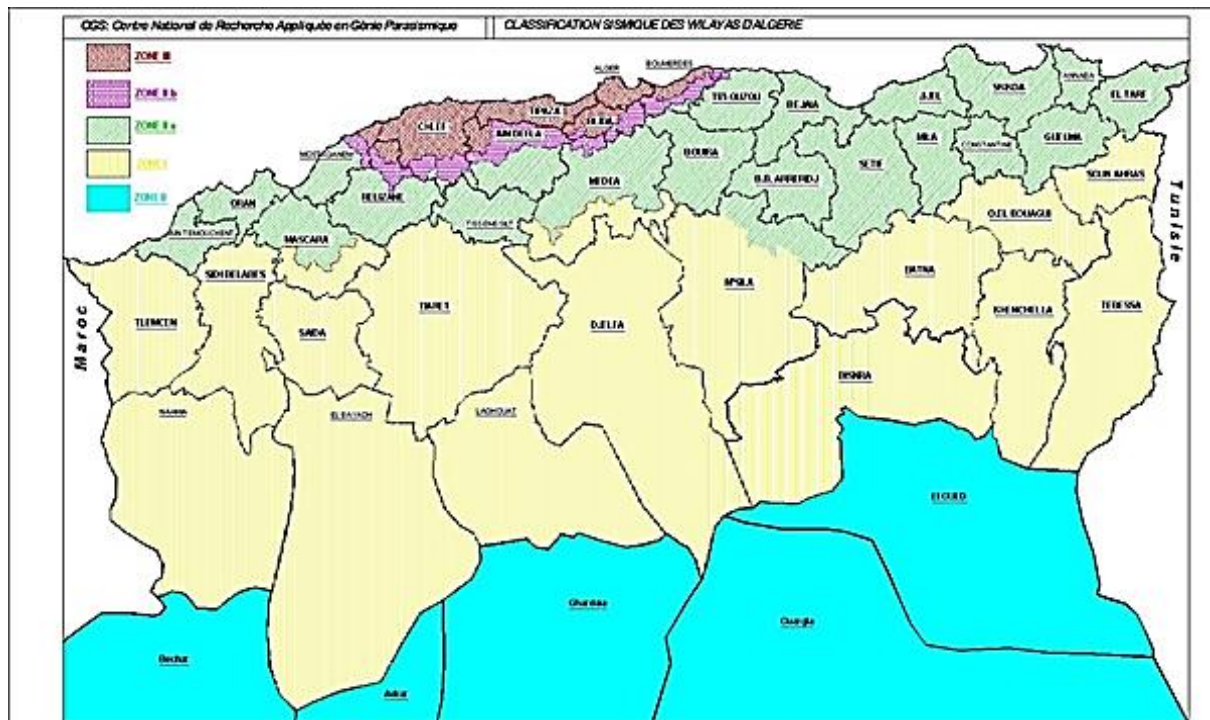


Figure IX-1: la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas

- Zone sismique : II A (sismicité moyenne)
- Groupe d'usage du bâtiment : 2 (ouvrage d'importance moyenne)
- Catégorie du site : S3 (site meuble)

IX.3. Calcul de la force sismique totale (art 4.2.3 RPA99/03)

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales x et y selon la formule suivante :

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

Avec :

A: Coefficient d'accélération de zone donnée par le tableau 4-1 du RPA

D: Facteur d'amplification dynamique moyen donné par la formule 4-2 du RPA

O: Facteur de qualité donné par la formule 4-4 du RPA

R: Coefficient de comportement global de la structure donné par le tableau 4-3 du RPA

W: Poids total de la structure donné par la formule 4-5 du RPA

a) Calcul du coefficient d'accélération de zone « A »

Il est donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment, alors

Zone sismique : IIA

$$A = 0.15$$

Groupe d'usage de bâtiment : 2

Tableau IX-1 coefficient d'accélération de zone A

Groupe	Zone			
	I	II a	II b	III
1 A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

b) Facteur d'amplification dynamique moyen « D »

Il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

[formule 4. 2]

Avec :

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7**

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante:

❖ Calcul du facteur de correction d'amortissement η

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7 \quad \text{[formule 4. 3]}$$

Ou ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique, il est donné en fonction du matériau constitutif, du type de la structure (**structure en acier**) et de l'importance des remplissages (**remplissage léger**).

D'après le tableau [4.2], on déduit que :

$$\varepsilon = 4\%$$

Alors :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+4}} = 1.080 > 0.7 \dots\dots\dots CV$$

❖ Estimation de la période fondamentale de la structure T

La valeur de la période fondamentale de la structure, est calculée à partir des formules empiriques, la formule à utiliser dans notre cas (structure en acier) avec un système de contreventement sans remplissage en maçonnerie est :

$$T = C_t \cdot h_n^{3/4}$$

C_t : Coefficient en fonction de système de contreventement et de remplissage.

D'après le tableau [4.6], on déduit que : $C_t = 0.085$

h_n : La hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau en mètres

Alors : $h_n = 8.56 \text{ m}$

Donc : $T = 0.085 \times (8.56)^{3/4}$

$T = 0.425 \text{ s}$

❖ Calcul de la période caractéristique T_2

T_2 : C'est la période caractéristique, associé à la catégorie du site est donnée par le tableau [4.7].

Notre structure est bâtie sous le site 3, alors : $T_2 = 0.5s$

On a :

$$T = 0.425s < T_2 = 0.5s \rightarrow D = 2.5\eta = 2.5 \times 1.080 = 2.7$$

Alors

D_x et $D_y = 2.7$ on va effectuer un seul calcul pour V mais dans les deux directions

(Sens longitudinal et sens transversal)

c) Coefficient de comportement global de la structure « R »

On a un système de contreventement en acier, avec :

Sens transversal (X) : la structure est contreventée par portiques auto stables ordinaires

→ $R = 4$

Sens longitudinal (Y) : la structure est contreventée par palées triangulées an X → $R = 4$

d) Facteur de qualité « Q » :

- Conditions minimales sur les files de contreventement
- Redondance en plan
- Régularité en plan
- Régularité en élévation
- Contrôle de la qualité des matériaux
- Contrôle de la qualité d'exécution

Tableau IX.2 : Valeur du coefficient de qualité :

Critère Q	Sens longitudinal	Sens transversal
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité d'exécution	0.10	0.10
	$\sum P_q = 0.20$	$\sum P_q = 0.20$

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante

$Q = 1 + \sum P_q$ **(formule 4.4)**

$Q = 1 + 0.20 = 1.20$

□ $Q_x = Q_y = 1.20$

e) Calcul du poids de la structure « W »

Poids total de la structure est donné par la formule :

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

W : Poids total de la structure

W_{Gi} : Poids due aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels.

W_{Qi} : Poids due aux charges d'exploitations

β : Coefficient de pondération, en fonction de type et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné dans le tableau [4-5] du RPA.

Notre ouvrage présente un hangar alors $\rightarrow \beta = 0.5$

Tableau IX.3: Valeur du poids de la structure :

Élément	Type de profilé	Poids propre (kg/m)	Nombre des éléments	La longueur de l'élément (m)	Le poids total W(kg)
Panne	IPE 160	15.8	180	6	17064
Lisse du long -pan	UPN 140	16	60	6	5760
Lisse du pignon	UPN 140	16	108	6	10368
Poteau	HEA 400	125	42	6.94	36435
Traverse	IPE 360	57.1	42	9.13	21895.56
Potelet	HEA 180	35.5	8 4	8.02 4.02	2848.52
Poteaux plancher	HEA280	76.4	8	4	2444.8

Poutres principales	IPE 330	49.1	12	6	3535.2
Poutres secondaires	IPE 220	26.2	8	6	1257.6
solives	IPE 220	26.2	30	6	4716
Élément	Panneau Sandwich	Poids propre (kg/m ²)	Nombre	Surfaces (m ²)	La charge W(kg)
Couverture de toiture	PANNEAU TL75	14.2	6	328.68	28003.53
Couverture du long-pan	PANNEAU t175	14.2	2	249.84	7095.45
Couverture du pignon	PANNEAU TL75	14.2	6	154.08	13127.61
Élément	Type de profilé	Poids propre (kg/m)	Nombre des éléments	La longueur de l'élément (m)	Le poids total W(kg)
Poutre au vent	L30x30x4	1.78	96	6.70	1144.89
Palée de stabilité	L40x40x4	2.42	8	13.86	268.32
TOTAL					155964.48

Calcul des surcharges W_{Qi}

$$W_{Qi} = [(P_{neige} + P_{vent}) \times S_{toiture}] + [Q \times S_{plancher}]$$

$$W_{Qi} = [(38.1 + 110.71) \times 1972.08] + [350 \times$$

$$216] W_{Qi} = 369065.22 \text{ daN}$$

Alors

$$W = 155964.48 + 0.5 \times 369065.22 = 340497.09 \text{ daN}$$

➤ Détermination de la force sismique totale « V »

$$V_x = V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.20}{4} \times 340497.09 = 41370.39 \text{ daN}$$

➤ Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

$$F_i = \frac{(v - F_t)w_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n w_j \times h_j}$$

Avec :

- F_i : force horizontale appliquée au niveau i
- v : la force sismique totale
- F_t : la force concentrée au sommet de la structure (**D'après l'article 4.2.5 de l'RPA 99version 2003**)

Pour :

$$T = 0.42 \text{ S} < 0.7 \text{ S} \Rightarrow F_t = 0$$

- w : poids total de la structure
- h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i
- h_j : niveau d'un plancher quelconque

Suivant le sens X et Y

$$F_y = F_x = 41370.39 \text{ daN}$$

➤ *Distribution de la force du vent*

Les sollicitations dues au vents plus défavorable (sens pignon)

$$W_z = 110.71 \text{ daN/m}^2$$

$$V_{\text{vent}} = W_z \times S_t = 110.71 \times 1972.08 = 218328.97 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow V_{\text{vent (x)}} = 218328.97 \text{ daN} > F_x = 41370.39 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow V_{\text{vent (y)}} = 218328.97 \text{ daN} > F_y = 41370.39 \text{ daN}$$

IX.4. CONCLUSION :

Les sollicitations dues à l'effort du vent dominant l'effort sismique dans les deux sens X et Y alors nous retiendrons uniquement l'action du vent pour le dimensionnement Des portiques et du contreventement de l'ouvrage

Chapitre X

Vérification des éléments

X.1.Introduction :

Ce chapitre est consacré à la vérification des éléments structuraux. Pour mener à bien ce travail, cette étude est menée essentiellement avec le logiciel robots

La vérification de l'ossature nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, sismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées. Le calcul est fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables aux quelles ils pourraient être soumis durant toute leur période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres, pannes, travers ...), elles servent également au calcul des assemblages, ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

X.2.Méthode de travail

Après avoir pré dimensionné les éléments structuraux et secondaires de notre ouvrage, on passe à la vérification de ces éléments à l'aide du logiciel ROBOT.

On modélise notre structure sur ROBOT en utilisant les profilés déjà pré dimensionnés puis on introduit les charges permanentes, les surcharges d'exploitations et les combinaisons d'actions puis on lance le calcul et on vérifie les éléments.

L'organigramme ci-dessous résume les étapes de travail :

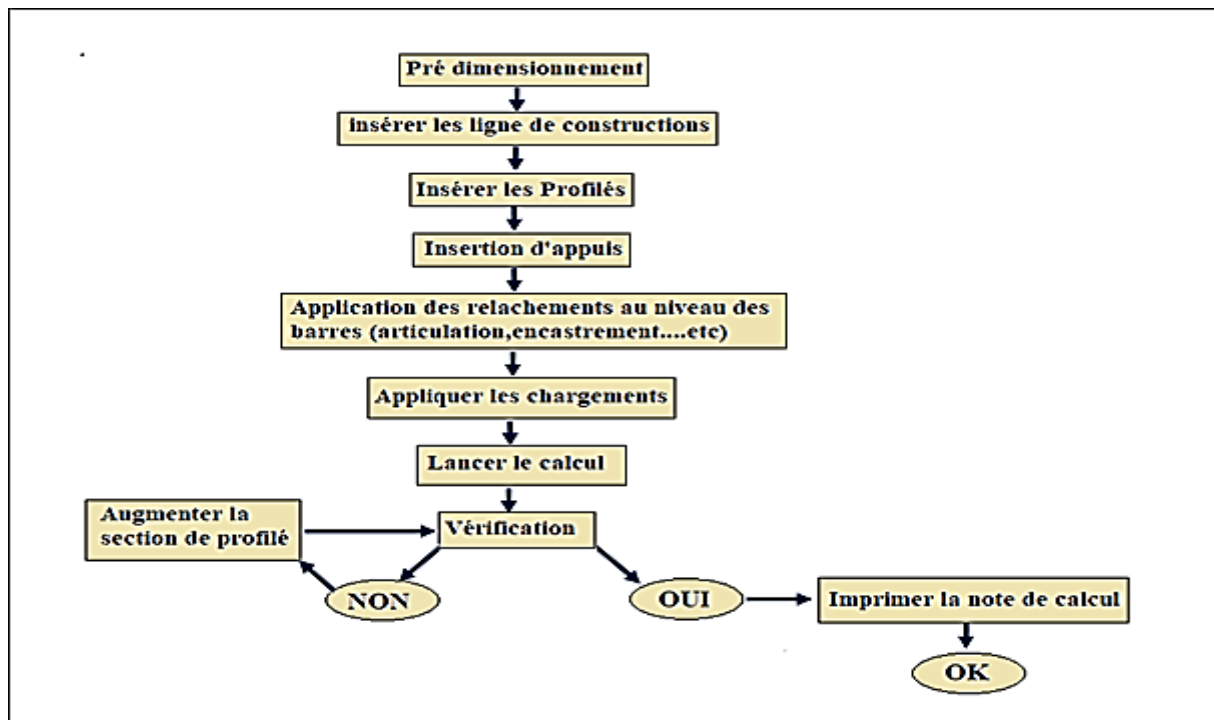


Figure X-1 : Etape de modélisation à l'aide de logiciel ROBOT

X.3. Etapes de modélisation

X.3.1. Matériaux utilisés

a) Acier

La limite élastique de traction : $f_y = 235$ Mpa.

Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) : $E = 210000$ Mpa.

Module d'élasticité transversal : $G = 81000$ Mpa.

La limite élastique de cisaillement, $\tau = 0.58 f_y$ Mpa.

La masse volumique de l'acier : $\rho = 7850$ Kg/m³

Le Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-6}$.

Coefficient de poisson $\nu = 0.3$

b) Béton

Résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.

La résistance caractéristique à la traction :

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa.}$$

Poids volumique $\rho = 2500$ Kg/m³.

Module d'élasticité : $E = 14000$ MPa.

c) Profilé

Tableau X-1 : Récapitulatif des éléments utilisés.

Eléments	Profilées
Pannes	IPE 160
Lisses de bardages	UPN 140
Potelets	HEA180
Solives	IPE A200
Poutre secondaire	IPE 220
Poutres PRINCIPALE	IPE 330
Traverses	HEA 300
Poteaux plancher	HEA280
Poteaux	IPE 4000
Poutres au vent	CAE 30 x 4
Palées de stabilité	CAE 40 x 4

X.3.2. Modélisation géométrique

☒ Vue 3 D

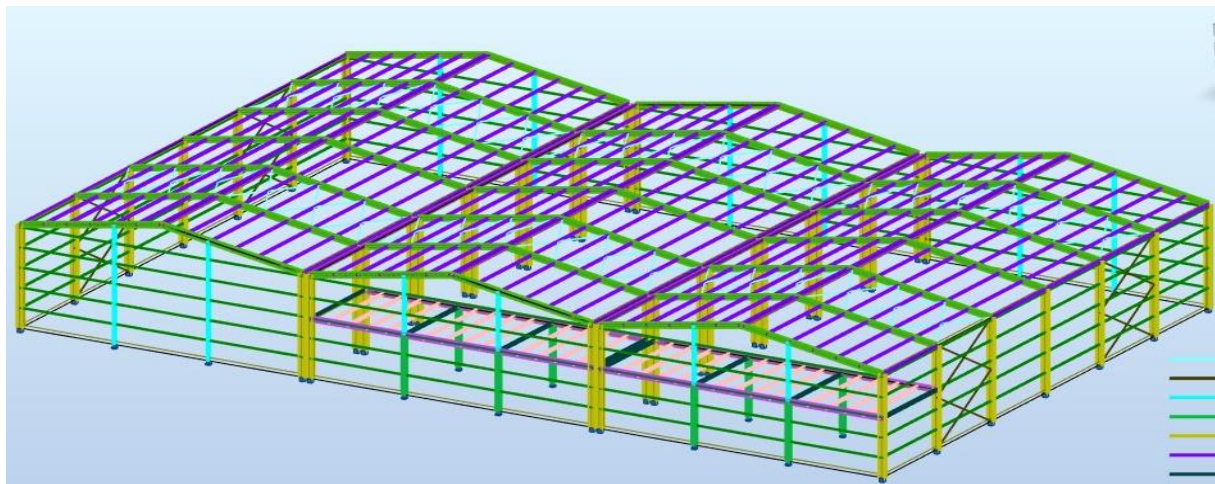
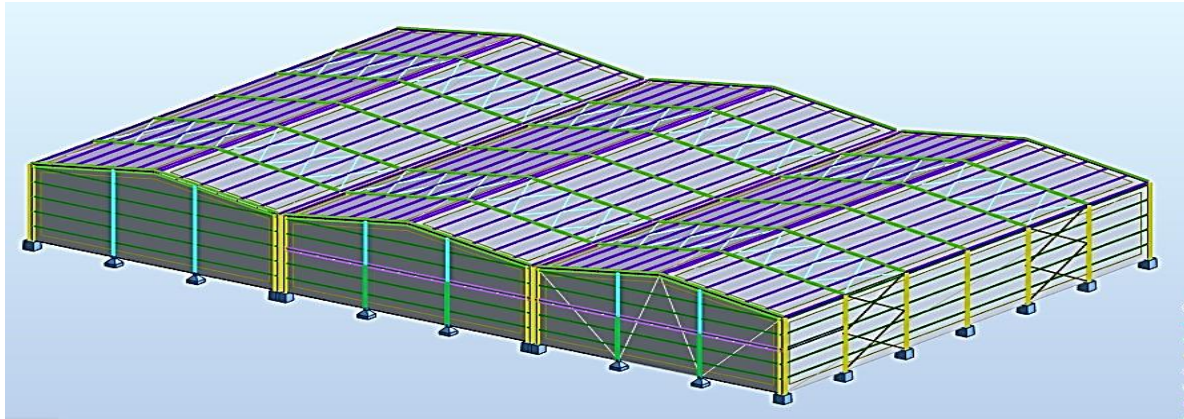


Figure X-2 : Vue en 3D de la structure

☒ Vue en élévation de la face long pan

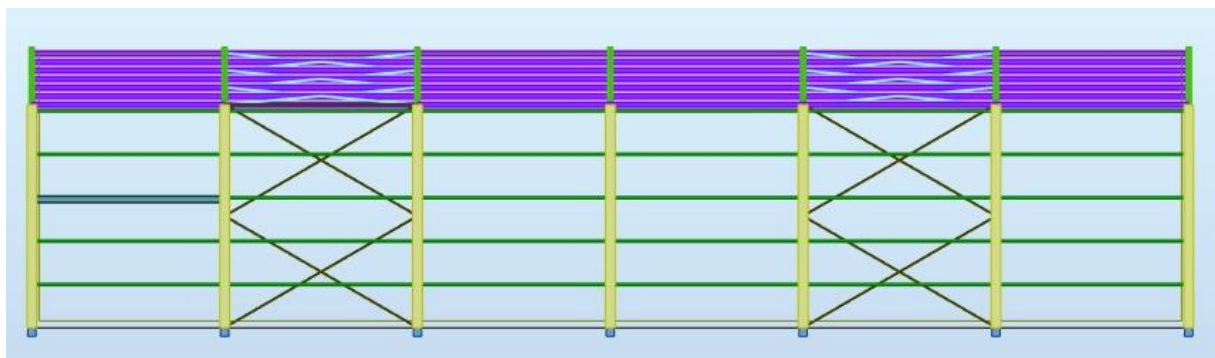


Figure X-3 : Vue en élévation de la face long pan

✚ Vue en élévation de la face pignon

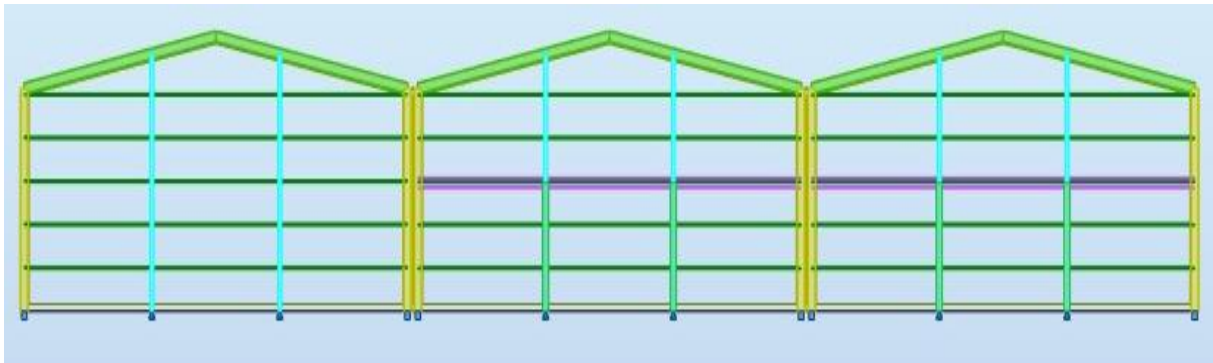


Figure X-4 : Vue en élévation de la face pignon

X.3.3. Combinaison d'action

Tableau X-2 : Combinaisons utilisées

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
12 (C)	COMB1	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+2)*1.35+5*1.50$
13 (C)	COMB2	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+2)*1.35+7*1.50$
14 (C)	COMB3	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+2)*1.00+10*1.50$
15 (C)	COMB4	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+3)*1.35+8*1.50$
16 (C)	COMB5	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+3)*1.35+9*1.50$
17 (C)	COMB6	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+3)*1.35+11*1.50$
18 (C)	COMB7	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+4)*1.35+6*1.50$
19 (C)	COMB8	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+2+3+4)*1.35+(5+6)*1.50$
20 (C)	COMB9	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+2+3+4)*1.00+10*1.50$
21 (C)	COMB10	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+9)*1.00$
22 (C)	COMB11	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2+5)*1.00$
23 (C)	COMB12	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2+7)*1.00$
24 (C)	COMB13	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2+10)*1.00$
25 (C)	COMB14	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+3+8)*1.00$
26 (C)	COMB15	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+3+9)*1.00$
27 (C)	COMB16	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+3+11)*1.00$
28 (C)	COMB17	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+4+6)*1.00$
29 (C)	COMB18	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2+3+4+5+6)*1.00$
30 (C)	COMB19	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2+3+4+10)*1.00$
31 (C)	COMB20	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+9)*1.00$

X.4.Résultat des vérifications à l'aide du logiciel ROBOT

Les résultats des vérifications des éléments de notre ouvrage sont donnés comme suit :

➤ *Vérification des TRAVERSE*

- *A'ELU*

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: 99 Poutre_99

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 24 COMB11 (1+23)*1.35+22*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360

h=36.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.0 cm	Ay=48.84 cm ²	Az=35.14 cm ²	Ax=72.73 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=16265.60 cm ⁴	Iz=1043.45 cm ⁴	Ix=37.49 cm ⁴
tf=1.3 cm	Wply=1019.15 cm ³	Wplz=191.10 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 7169.33 daN	My,Ed = -12601.84 daN*m	Mz,Ed = -11.00 daN*m	Vy,Ed = -10.72 daN
Nc,Rd = 170915.50 daN	My,pl,Rd = 23950.03 daN*m		Mz,pl,Rd = 4490.85 daN*m
	Vy,T,Rd = 66249.53 daN		
Nb,Rd = 170915.50 daN	My,c,Rd = 23950.03 daN*m		Mz,c,Rd = 4490.85 daN*m
	Vz,Ed = 5854.04 daN		
	MN,y,Rd = 23950.03 daN*m		MN,z,Rd = 4490.85 daN*m
	Vz,T,Rd = 47666.15 daN		
			Tt,Ed = 0.27 daN*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:**

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.53 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.28 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\tau_{xy}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\tau_{xz}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Profil correct !!!**FAMILLE:****PIECE:** 99 Poutre_99**POINT:** 1**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:*Cas de charge décisif:* 14 COMB3 (1+2)*1.00+9*1.50**MATERIAU:**ACIER $f_y = 235.00$ MPa**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360**

h=36.0 cm

g_{M0}=1.00g_{M1}=1.00

b=17.0 cm

A_y=48.84 cm²A_z=35.14 cm²A_x=72.73 cm²t_w=0.8 cmI_y=16265.60 cm⁴I_z=1043.45 cm⁴I_x=37.49 cm⁴t_f=1.3 cmW_{ply}=1019.15 cm³W_{plz}=191.10 cm³**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**N_{,Ed} = 697.17 daNM_{y,Ed} = -967.28 daN*mM_{z,Ed} = -4.79 daN*mV_{y,Ed} = -4.41 daNN_{c,Rd} = 170915.50 daNM_{y,Ed,max} = -967.28 daN*mM_{z,Ed,max} = 9.41 daN*m

	$V_{y,T,Rd} = 66263.16 \text{ daN}$	
$N_{b,Rd} = 170915.50 \text{ daN}$	$M_{y,c,Rd} = 23950.03 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 4490.85 \text{ daN}\cdot\text{m}$
	$V_{z,Ed} = 346.97 \text{ daN}$	
	$MN_{y,Rd} = 23950.03 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$MN_{z,Rd} = 4490.85 \text{ daN}\cdot\text{m}$
	$V_{z,T,Rd} = 47672.32 \text{ daN}$	
	$M_{b,Rd} = 18352.79 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$T_{t,Ed} = -0.07 \text{ daN}\cdot\text{m}$
		Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 35871.45 \text{ daN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT -	$X_{LT} = 0.73$
$L_{cr,low} = 9.14 \text{ m}$	$\lambda_{m,LT} = 0.82$	$\eta_{i,LT} = 0.93$	$X_{LT,mod} = 0.77$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^1 = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\sigma_{fy}/\sqrt{3} \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\sigma_{fy}/\sqrt{3} \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{,Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.06 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{,Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.06 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

- A'ELS

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: 99 Poutre_99

POINT:

COORDONNEE:



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360

ht=36.0 cm

bf=17.0 cm

ea=0.8 cm

es=1.3 cm

Ay=43.18 cm²

Iy=16265.60 cm⁴

Wely=903.64 cm³

Az=28.80 cm²

Iz=1043.45 cm⁴

Welz=122.76 cm³

Ax=72.73 cm²

Ix=37.49 cm⁴

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 4.6 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 28 COMB13 (1+2+5)*1.00

uz = 0.8 cm < uz max = L/200.00 = 4.6 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 28 COMB13 (1+2+5)*1.00

u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/200.00 = 4.6 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 1*5

u inst,z = 0.3 cm < u inst,max,z = L/200.00 = 4.6 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 1*5



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360

ht=36.0 cm

bf=17.0 cm

ea=0.8 cm

es=1.3 cm

Ay=43.18 cm²

Iy=16265.60 cm⁴

Wely=903.64 cm³

Az=28.80 cm²

Iz=1043.45 cm⁴

Welz=122.76 cm³

Ax=72.73 cm²

Ix=37.49 cm⁴

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 4.6 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 30 COMB15 (1+2+9)*1.00

$$u_z = 0.2 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 4.6 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 30 COMB15 (1+2+9)*1.00

$$u_{\text{inst},y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},y} = L/200.00 = 4.6 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 1*9

$$u_{\text{inst},z} = 0.3 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = L/200.00 = 4.6 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 1*9



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

➤ POTEAUX PORTIQUE

- ELU

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérfication des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 98 *Poutre_98*

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.00 \text{ L} =$

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 19 COMB8 (1+2+3+4)*1.35+(5+6)*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

$h=39.0 \text{ cm}$

$gM0=1.00$

$gM1=1.00$

$b=30.0 \text{ cm}$

$A_y=126.20 \text{ cm}^2$

$A_z=57.33 \text{ cm}^2$

$A_x=158.98 \text{ cm}^2$

$tw=1.1 \text{ cm}$

$I_y=45069.40 \text{ cm}^4$

$I_z=8563.83 \text{ cm}^4$

$I_x=189.76 \text{ cm}^4$

$tf=1.9 \text{ cm}$

$W_{ply}=2561.80 \text{ cm}^3$

$W_{plz}=872.86 \text{ cm}^3$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 29056.60 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = 3242.66 \text{ daN*m}$	$M_{z,Ed} = -53.39 \text{ daN*m}$	$V_{y,Ed} = 36.04 \text{ daN}$
$N_{c,Rd} = 373603.00 \text{ daN}$	$M_{y,Ed,max} = 28328.86 \text{ daN*m}$		$M_{z,Ed,max} = -1014.88 \text{ daN*m}$
	$V_{y,T,Rd} = 171088.14 \text{ daN}$		
$N_{b,Rd} = 329776.37 \text{ daN}$	$M_{y,c,Rd} = 60202.30 \text{ daN*m}$		$M_{z,c,Rd} = 20512.21$
	$V_{z,Ed} = -3767.77 \text{ daN}$		
	$MN_{,y,Rd} = 60202.30 \text{ daN*m}$		$MN_{,z,Rd} = 20512.21$
	$V_{z,T,Rd} = 77747.87 \text{ daN}$		
			$Tt_{,Ed} = 2.70 \text{ daN*m}$
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 6.94 \text{ m}$	$\lambda_{m,y} = 0.22$
$L_{cr,y} = 3.47 \text{ m}$	$X_y = 1.00$
$\lambda_{m,y} = 20.61$	$k_{yy} = 0.99$



en z:

$L_z = 6.94 \text{ m}$	$\lambda_{m,z} = 0.50$
$L_{cr,z} = 3.47 \text{ m}$	$X_z = 0.88$
$\lambda_{m,z} = 47.28$	$k_{yz} = 0.66$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$

$M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$

$M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$

$(M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd})^{1.00} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$

$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$

$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{m,y} = 20.61 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \lambda_{m,z} = 47.28 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$

$N_{,Ed}/(X_y*N_{,Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.58 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$

$N_{,Ed}/(X_z*N_{,Rk}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.38 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$

Profil correct !!!

- ELS

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: 2 Poutre_2

POINT:

COORDONNEE:



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

ht=39.0 cm

bf=30.0 cm

ea=1.1 cm

es=1.9 cm

Ay=114.00 cm²

Iy=45069.40 cm⁴

Wely=2311.25 cm³

Az=42.90 cm²

Iz=8563.83 cm⁴

Welz=570.92 cm³

Ax=158.98 cm²

Ix=189.76 cm⁴

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 3.5 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 35 COMB20 (1+2+3+4+5+6)*1.00

$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.5 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 35 COMB20 (1+2+3+4+5+6)*1.00

$u_{\text{inst},y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},y} = L/200.00 = 3.5 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 1*5 + 1*6

$u_{\text{inst},z} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = L/200.00 = 3.5 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 1*5 + 1*6



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

- LISSE DE BARDAGE
- ELU

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: 459 barre_458

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.00$ L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 16 COMB5 (1+3)*1.35+8*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 120

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=5.5 cm	Ay=11.12 cm ²	Az=8.54 cm ²	Ax=17.00 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=368.00 cm ⁴	Iz=43.20 cm ⁴	Ix=4.15 cm ⁴
tf=0.9 cm	Wply=72.60 cm ³	Wplz=21.20 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 30.81 daN	My,Ed = 309.59 daN*m	Mz,Ed = 212.21 daN*m	Vy,Ed = 212.25 daN
Nc,Rd = 39950.00 daN	My,pl,Rd = 1706.10 daN*m		Mz,pl,Rd = 498.20 daN*m
	Vy,T,Rd = 15087.17 daN		
Nb,Rd = 39950.00 daN	My,c,Rd = 1706.10 daN*m	Mz,c,Rd = 498.20 daN*m	Vz,Ed = -332.30 daN
	MN,y,Rd = 1706.10 daN*m		MN,z,Rd = 498.20 daN*m
	Vz,T,Rd = 11586.76 daN		
			Tt,Ed = -0.00 daN*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:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.43 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.61 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\sigma_{y,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\sigma_{z,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Profil correct !!!

- ELS

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: 459 barre_458

POINT:

COORDONNEE:

**PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 120**

ht=12.0 cm

bf=5.5 cm

Ay=9.90 cm²

Az=8.40 cm²

Ax=17.00 cm²

ea=0.7 cm

Iy=368.00 cm⁴

Iz=43.20 cm⁴

Ix=4.15 cm⁴

es=0.9 cm

Wely=61.33 cm³

Welz=11.11 cm³

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):**

uy = 2.0 cm < uy max = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 32 COMB17 (1+3+8)*1.00

uz = 0.4 cm < uz max = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 32 COMB17 (1+3+8)*1.00

$u_{inst,y} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 1*8

$u_{inst,z} = 0.4 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 1*8



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

- PANNE
- ELU

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: 208

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 1.00 L =$

6.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 12 COMB1 (1+2)*1.35+5*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 160

$h=16.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=8.2 \text{ cm}$	$A_y=13.73 \text{ cm}^2$	$A_z=9.66 \text{ cm}^2$	$A_x=20.09 \text{ cm}^2$
$t_w=0.5 \text{ cm}$	$I_y=869.29 \text{ cm}^4$	$I_z=68.31 \text{ cm}^4$	$I_x=3.62 \text{ cm}^4$
$t_f=0.7 \text{ cm}$	$W_{ply}=123.86 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=26.10 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 80.78 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = -966.64 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 167.92 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -158.15 \text{ daN}$
$N_{c,Rd} = 47211.50 \text{ daN}$	$M_{y,Ed,max} = -966.64 \text{ daN}\cdot\text{m}$		$M_{z,Ed,max} = 170.98 \text{ daN}\cdot\text{m}$
	$V_{y,T,Rd} = 18624.40 \text{ daN}$		
$N_{b,Rd} = 47211.50 \text{ daN}$	$M_{y,c,Rd} = 2910.71 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 613.35 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -910.27 \text{ daN}$

$$MN_{y,Rd} = 2910.71 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

$$MN_{z,Rd} = 613.35 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

$$V_{z,T,Rd} = 13099.06 \text{ daN}$$

$$M_{b,Rd} = 1582.08 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

$$T_{t,Ed} = 0.04 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$$z = 1.00$$

$$M_{cr} = 2072.96 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

Courbe,LT -

$$XLT = 0.52$$

$$L_{cr,low} = 6.00 \text{ m}$$

$$\lambda_{m,LT} = 1.18$$

$$f_{i,LT} = 1.32$$

$$XLT_{mod} = 0.54$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.33 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.27 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.38 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(\sigma_{fy}/(\sqrt{3}\cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(\sigma_{fy}/(\sqrt{3}\cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.61 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.89 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.89 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 14 COMB3 (1+2)*1.00+9*1.50

MATERIAU:

ACIER $\sigma_{fy} = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 160

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=3.62 cm ⁴
tf=0.7 cm	Wply=123.86 cm ³	Wplz=26.10 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 1.94 daN	My,Ed = 8.44 daN*m	Mz,Ed = -0.68 daN*m	Vy,Ed = -0.05 daN
Nc,Rd = 47211.50 daN	My,Ed,max = 8.44 daN*m	Mz,Ed,max = -0.68 daN*m	Vy,T,Rd = 18628.32 daN
Nb,Rd = 47211.50 daN	My,c,Rd = 2910.71 daN*m	Mz,c,Rd = 613.35 daN*m	Vz,Ed = -1.12 daN
	MN,y,Rd = 2910.71 daN*m		MN,z,Rd = 613.35 daN*m
	Vz,T,Rd = 13100.92 daN		
	Mb,Rd = 1362.13 daN*m		Tt,Ed = 0.00 daN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 1662.61 daN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.46
Lcr,upp=6.00 m	Lam_LT = 1.32	fi,LT = 1.49	XLT,mod = 0.47

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/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
- My,Ed/MN,y,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
- Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
- (My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
- Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
- Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
- Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
- Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

- My,Ed,max/Mb,Rd = 0.01 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
- N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.01 < 1.00 (6.3.3.(4))
- N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.01 < 1.00

(6.3.3.(4))

Profil correct !!!

ELS

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: 488 barre_488

POINT:

COORDONNEE:



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 160

ht=16.0 cm

bf=8.2 cm

Ay=12.14 cm²Az=8.00 cm²Ax=20.09 cm²

ea=0.5 cm

Iy=869.29 cm⁴Iz=68.31 cm⁴Ix=3.62 cm⁴

es=0.7 cm

Wely=108.66 cm³Welz=16.66 cm³

DEPLACEMENTS LIMITES

**Flèches (REPERE LOCAL):**

uy = 1.0 cm < uy max = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 28 COMB13 (1+2+5)*1.00

uz = 0.7 cm < uz max = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 28 COMB13 (1+2+5)*1.00

u inst,y = 0.4 cm < u inst,max,y = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 1*5

u inst,z = 0.3 cm < u inst,max,z = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 1*5**Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé****Profil correct !!!**

PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 160

ht=16.0 cm			
bf=8.2 cm	Ay=12.14 cm ²	Az=8.00 cm ²	Ax=20.09 cm ²
ea=0.5 cm	Iy=869.29 cm ⁴	Iz=68.31 cm ⁴	Ix=3.62 cm ⁴
es=0.7 cm	Wely=108.66 cm ³	Welz=16.66 cm ³	

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):**

uy = 0.2 cm < uy max = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 30 COMB15 (1+2+9)*1.00

uz = 0.1 cm < uz max = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 30 COMB15 (1+2+9)*1.00

u inst,y = 0.4 cm < u inst,max,y = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 1*9

u inst,z = 0.3 cm < u inst,max,z = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 1*9

**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé**Profil correct !!!**

- **POUTRE PRINCIPALE PLANCHER**
- **ELU**

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:** 12 Poteau_12**POINT:** 7**COORDONNEE:** x = 1.00 L =

6.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 18 COMB7 (1+4)*1.35+6*1.50

MATERIAU:

ACIER fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 330

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=28.28 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wply=804.33 cm ³	Wplz=153.68 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -1648.10 daN	My,Ed = -10782.41 daN*m	Mz,Ed = 11.00 daN*m	Vy,Ed = -23.37 daN
Nt,Rd = 147133.50 daN	My,pl,Rd = 18901.76 daN*m		Mz,pl,Rd = 3611.48 daN*m
	Vy,T,Rd = 52977.71 daN		
	My,c,Rd = 18901.76 daN*m		Mz,c,Rd = 3611.48 daN*m
	Vz,Ed = -9362.73 daN		
	MN,y,Rd = 18901.76 daN*m		MN,z,Rd = 3611.48 daN*m
	Vz,T,Rd = 39746.93 daN		
			Tt,Ed = -61.43 daN*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:

- $N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00$ (6.2.3.(1))
- $My,Ed/MN,y,Rd = 0.57 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
- $Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
- $(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.33 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
- $Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
- $Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.24 < 1.00$ (6.2.6-7)
- $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.18 < 1.00$ (6.2.6)
- $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.12 < 1.00$ (6.2.6)

Profil correct !!!

- ELS

FAMILLE:

PIECE: 7 Poteau_7

POINT:

COORDONNEE:



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 330

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

ea=0.8 cm

es=1.1 cm

Ay=36.80 cm²Iy=11766.90 cm⁴Wely=713.15 cm³Az=24.75 cm²Iz=788.14 cm⁴Welz=98.52 cm³Ax=62.61 cm²Ix=28.28 cm⁴

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 34 COMB19 (1+4+6)*1.00

uz = 0.4 cm < uz max = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 34 COMB19 (1+4+6)*1.00

u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 1*6

u inst,z = 0.2 cm < u inst,max,z = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 1*6



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

➤ SOLIVE

• ELU

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: 457 Barre_457

POINT: 4

COORDONNEE: x = 0.50 L =

3.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 24 COMB11 (1+25)*1.35+26*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 220

h=22.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=11.0 cm	Ay=22.89 cm ²	Az=15.88 cm ²	Ax=33.37 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=2771.84 cm ⁴	Iz=204.89 cm ⁴	Ix=9.11 cm ⁴
tf=0.9 cm	Wply=285.41 cm ³	Wplz=58.11 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -0.29 daN	My,Ed = 5224.09 daN*m	Mz,Ed = -0.00 daN*m	Vy,Ed = 0.43 daN
Nt,Rd = 78419.50 daN	My,pl,Rd = 6707.14 daN*m		Mz,pl,Rd = 1365.59 daN*m
	Vy,T,Rd = 31058.10 daN		
	My,c,Rd = 6707.14 daN*m	Mz,c,Rd = 1365.59 daN*m	Vz,Ed = -0.00 daN
	MN,y,Rd = 6707.14 daN*m		MN,z,Rd = 1365.59 daN*m
	Vz,T,Rd = 21546.37 daN		
			Tt,Ed = 0.01 daN*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:

- $N,Ed/Nt,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.3.(1))
- $My,Ed/MN,y,Rd = 0.78 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
- $Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
- $(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.61 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
- $Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
- $Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
- $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
- $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Profil correct !!!

- ELS

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: 16 Poteau_16

POINT:

COORDONNEE:



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 220

ht=22.0 cm

bf=11.0 cm

ea=0.6 cm

es=0.9 cm

Ay=20.24 cm²

Iy=2771.84 cm⁴

Wely=251.99 cm³

Az=12.98 cm²

Iz=204.89 cm⁴

Welz=37.25 cm³

Ax=33.37 cm²

Ix=9.11 cm⁴

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 34 COMB19 (1+4+6)*1.00

uz = 0.7 cm < uz max = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 34 COMB19 (1+4+6)*1.00

u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 1*6

u inst,z = 0.3 cm < u inst,max,z = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 1*6



Déplacements (REPERE GLOBAL): *Non analysé*

Profil correct !!!

X.5.conclusion

Après avoir terminé les différentes vérifications permettant de satisfaire les différentes conditions de stabilité et de résistance, on représente ci-dessous un tableau récapitulatif des différents éléments adoptés

Tableau X-3 : Récapitulatif des éléments adoptés.

Eléments	Profilées
Pannes	IPE 160
Lisses de bardages	UPN 140
Potelets	HEA 180
Solives	IPE 220
Poutres maitresses	IPE 330
Traverses	IPE 360
Poteaux plancher	HEA 280
Poteau	HEA 400
Poutres au vent	CAE 30x4
Palées de stabilité	CAE 40x4

CHAPITRE XI :
Calcul des assemblages

XI.1. Introduction



Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause. Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

Nous dans notre cas on utilise des assemblages par boulonnage. Le logiciel ROBOT nous permet de calculer automatiquement les différents assemblages et les résultats de calculs sont comme suit :

XI.2. ASSEMBLAGE POTEAU-TRAVERS :

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021</p>	
<p>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</p>		<p>Ratio</p>
<p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>		<p>0,78</p>

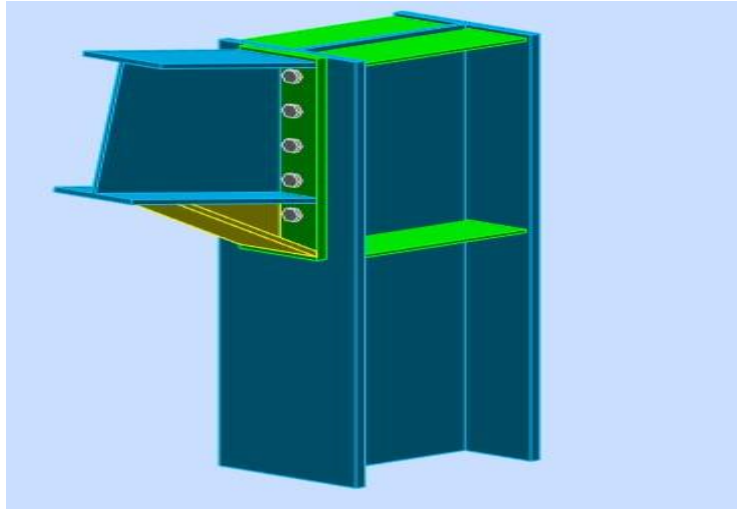


Figure XI-1 : Vue 3D de l'assemblage poteau-traverse

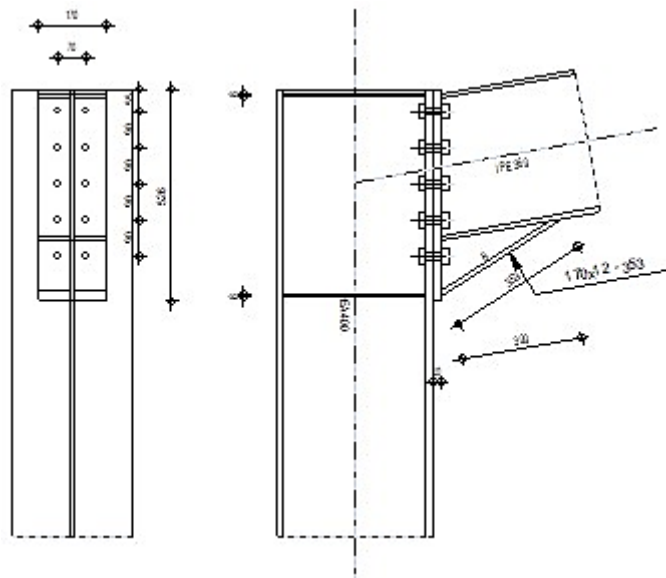


Figure XI-2 : Détail de l'assemblage potea-traverse

GENERAL

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 234
 Barres de la structure: 98, 99

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 400
 Barre N°: 98
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 390$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 158,98$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 45069,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 360
 Barre N°: 99
 $\alpha = 10,2$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 360$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 170$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 72,73$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 16265,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

$\alpha = 10,2$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 18$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$F_{tRd} = 13824,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction

$n_b = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 5$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 55$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 70$ [mm]

Entraxe $p_i = 90;90;90;90$ [mm]

PLATINE

$h_p = 526$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 170$ [mm] Largeur de la platine

$t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$f_{yp} = 235,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_d = 170$ [mm] Largeur de la platine

$t_{td} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile

$h_d = 140$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme

$l_d = 300$ [mm] Longueur de la platine

$\alpha = 33,2$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 6$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 9$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 6$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\square_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\square_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\square_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\square_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 37: COMB22 (23+1)*1.35+22*1.50

$M_{b1,Ed} = 12818,17$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 7118,48$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = -6204,09$ [daN] Effort axial dans la poutre droite
 $M_{c1,Ed} = -12822,05$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur
 $V_{c1,Ed} = -6203,29$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur
 $N_{c1,Ed} = -7253,54$ [daN] Effort axial dans le poteau inférieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 72,73$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{cb,Rd} = 170915,50$ [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 46,34$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 62870,15$ [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0,11 < 1,0 **vérifié** (0,11)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1019,15$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 23950,03$ [daN*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

$W_{pl} = 1595,94$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 37504,58$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 37504,58$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 492$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 76203,46$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\alpha =$	10,2 [Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\beta =$	33,2 [Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{eff,c,wb} =$	210 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vb} =$	35,14 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\gamma =$	0,88	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	126,19 [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)]
$F_{c,wb,Rd1} = [\gamma k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \sigma_{M0}] \cos(\alpha) / \sin(\beta - \alpha)$			
$F_{c,wb,Rd1} =$	74193,58 [daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} =$	299 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,98	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\gamma =$	0,82	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2} = [\gamma k_{wc} \lambda b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \sigma_{M1}] \cos(\alpha) / \sin(\beta - \alpha)$			
$F_{c,wb,Rd2} =$	60479,05 [daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1} , F_{c,wb,Rd2})$			
$F_{c,wb,Rd,low} =$	60479,05 [daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} =$	12818,17 [daN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} =$	0,00 [daN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} =$	-6203,29 [daN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} =$	0,00 [daN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z =$	409 [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$			
$V_{wp,Ed} =$	34448,37 [daN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]

$A_{vs} =$	57,33	[cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} =$	57,33	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s =$	498	[mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	636,26	[daN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	112,80	[daN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	112,80	[daN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} =$	$0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\alpha_3 \alpha_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} =$	73015,00	[daN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0,47 < 1,00	vérifié	(0,47)
----------------------------------	-------------	----------------	--------

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	11	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	310	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	57,33	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\alpha =$	0,83		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\alpha_{com,Ed} =$	46,95	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	19,45	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} =$	$\alpha k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \alpha_{M0} + A_s f_{ys} / \alpha_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} =$	112001,45	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} =$	298	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\alpha_p =$	0,86		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\alpha =$	0,89		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\alpha_s =$	3,38		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\alpha_s =$	1,00		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} =$	$\alpha k_{wc} \alpha b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \alpha_{M1} + A_s \alpha_s f_{ys} / \alpha_{M1}$			
$F_{c,wc,Rd2} =$	104810,29	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} =$	$\text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$			
$F_{c,wc,Rd} =$	104810,29	[daN]	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:

$$t_{wc} = 11 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 308 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 57,33 \text{ [cm}^2] \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]$$

$$\alpha = 0,83 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 46,95 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \text{ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 19,45 \text{ [cm}^2] \text{ Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad EN1993-1-1:[6.2.4]$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \alpha k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \alpha_{M0} + A_s f_{ys} / \alpha_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 111790,51 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 298 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\alpha_p = 0,86 \text{ Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\alpha = 0,89 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\alpha_s = 3,38 \text{ Elancement du raidisseur} \quad EN1993-1-1:[6.3.1.2]$$

$$\alpha_s = 1,00 \text{ Coefficient de flambement du raidisseur} \quad EN1993-1-1:[6.3.1.2]$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \alpha k_{wc} \alpha b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \alpha_{M1} + A_s \alpha_s f_{ys} / \alpha_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 104717,66 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 104717,66 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	8	-	115	-	90	50	63	50	63	115	21	21	21
2	8	-	115	-	90	50	175	50	175	180	90	90	90
3	8	-	115	-	90	50	175	50	175	180	90	90	90
4	8	-	115	-	90	50	175	50	175	180	90	90	90
5	8	-	115	-	90	50	63	50	63	115	21	21	21

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	24	-	50	-	90	152	190	152	190	166	155	155	155
2	24	-	50	-	90	152	159	152	159	180	90	90	90
3	24	-	50	-	90	152	159	152	159	180	90	90	90
4	24	-	50	-	90	152	159	152	159	180	90	90	90
5	24	-	50	-	90	152	159	152	159	166	125	125	125

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} / 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 120958,10 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,05 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 13824,00 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 28235,88 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \square b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \square M_0 \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \square M_0 \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	12756,22	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 27648,00$	27648,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 12756,22$	12756,22	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 27648,00$	27648,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 28599,89$	28599,89	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 56471,76$	56471,76	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\square = 73015,00$	73015,00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 104810,29$	104810,29	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 76203,46$	76203,46	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 60479,05$	60479,05	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	12756,22	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 27648,00$	27648,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 12756,22$	12756,22	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 27648,00$	27648,00	Platine d'about - traction

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(2)} = 28599,89$	28599,89	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 56471,76$	56471,76	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\square} - \sum_1^1 F_{i,Rd} = 73015,00 - 12756,22$	60258,78	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 104810,29 - 12756,22$	92054,07	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 76203,46 - 12756,22$	63447,25	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 60479,05 - 12756,22$	47722,83	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 55296,00 - 12756,22$	42539,78	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 27770,46 - 12756,22$	15014,24	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 51872,23 - 12756,22$	39116,01	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 46091,97 - 12756,22$	33335,75	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	12756,22	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 27648,00$	27648,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 12756,22$	12756,22	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 27648,00$	27648,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 28599,89$	28599,89	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 56471,76$	56471,76	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\square} - \sum_1^2 F_{i,Rd} = 73015,00 - 25512,44$	47502,57	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 104810,29 - 25512,44$	79297,85	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 76203,46 - 25512,44$	50691,03	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 60479,05 - 25512,44$	34966,61	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 55296,00 - 12756,22$	42539,78	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 43294,24 - 12756,22$	30538,02	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 82944,00 - 25512,44$	57431,56	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 47469,02 - 25512,44$	21956,58	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 46249,63 - 12756,22$	33493,42	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 33840,00 - 12756,22$	21083,78	Ame de la poutre - traction - groupe

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 74997,05 - 25512,44$	49484,61	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 63011,97 - 25512,44$	37499,54	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	12756,22	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 27648,00$	27648,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 12756,22$	12756,22	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 27648,00$	27648,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 28599,89$	28599,89	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 56471,76$	56471,76	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\square} - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 73015,00 - 38268,65$	34746,35	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 104810,29 - 38268,65$	66541,63	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 76203,46 - 38268,65$	37934,81	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 60479,05 - 38268,65$	22210,40	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 55296,00 - 12756,22$	42539,78	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 43294,24 - 12756,22$	30538,02	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 82944,00 - 25512,44$	57431,56	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 60094,61 - 25512,44$	34582,18	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 110592,00 - 38268,65$	72323,35	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 63382,25 - 38268,65$	25113,59	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 46249,63 - 12756,22$	33493,42	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 33840,00 - 12756,22$	21083,78	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 69374,45 - 25512,44$	43862,01	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 50760,00 - 25512,44$	25247,56	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 98121,86 - 38268,65$	59853,21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 79931,97 - 38268,65$	41663,32	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	9454,18	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 27648,00$	27648,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 12756,22$	12756,22	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 27648,00$	27648,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 28599,89$	28599,89	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 56471,76$	56471,76	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\square} - \sum 1^4 F_{ti,Rd} = 73015,00 - 51024,87$	21990,13	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 104810,29 - 51024,87$	53785,42	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 76203,46 - 51024,87$	25178,59	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 60479,05 - 51024,87$	9454,18	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 55296,00 - 12756,22$	42539,78	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 27770,46 - 12756,22$	15014,24	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 82944,00 - 25512,44$	57431,56	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 47469,02 - 25512,44$	21956,58	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 110592,00 - 38268,65$	72323,35	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 63382,25 - 38268,65$	25113,59	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 138240,00 - 51024,87$	87215,13	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 66475,50 - 51024,87$	15450,62	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 49241,12 - 12756,22$	36484,90	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 40358,63 - 12756,22$	27602,41	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 72365,94 - 25512,44$	46853,50	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 57278,63 - 25512,44$	31766,19	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 95490,75 - 38268,65$	57222,10	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 74198,63 - 38268,65$	35929,97	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 124238,17 - 51024,87$	73213,29	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 103370,60 - 51024,87$	52345,73	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = \bar{F}_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 2639,28 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t5,Rd} = \bar{F}_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$$F_{t5,Rd} = 3292,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

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	454	12756,22	27648,00	12756,22	27648,00	28599,89	27648,00	56471,76
2	364	12756,22	27648,00	12756,22	27648,00	28599,89	27648,00	56471,76
3	274	12756,22	27648,00	12756,22	27648,00	28599,89	27648,00	56471,76
4	184	12756,22	27648,00	12756,22	27648,00	28599,89	27648,00	56471,76
5	94	2639,28	27648,00	12756,22	27648,00	28599,89	27648,00	56471,76

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 16520,50 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,78 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,78)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{Lf} = 0,97 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 11909,15 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 13824,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 24966,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 22760,67 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	27648,00	-1240,82	12756,22	9897,48	8656,66	18491,46
2	27648,00	-1240,82	12756,22	9897,48	8656,66	18491,46
3	27648,00	-1240,82	12756,22	9897,48	8656,66	18491,46
4	27648,00	-1240,82	12756,22	9897,48	8656,66	18491,46
5	27648,00	-1240,82	2639,28	2047,80	806,98	23321,73

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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 97287,57 \quad \text{[daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,07 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 131,77 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 80,28 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 51,49 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 45482,53 \quad \text{[cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\square max} = \sigma_{\square max} = 55,47 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad \text{[4.5.3.2(6)]}$$

$$\sigma_{\square} = \sigma_{\square} = 48,03 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{II} = 13,83 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\rho_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad \text{[4.5.3.2(7)]}$$

$$\sigma [\sigma_{\square max}^2 + 3 * (\sigma_{\square max}^2)] \leq f_u / (\rho_w * \rho_{M2}) \quad 110,94 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,30)$$

$$\sigma [\sigma_{\square}^2 + 3 * (\sigma_{\square}^2 + \sigma_{II}^2)] \leq f_u / (\rho_w * \rho_{M2}) \quad 99,00 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,27)$$

$\sigma[\sigma_{\max}^2 + 3*(\sigma_{\max}^2)] \leq f_u/(\sigma_w*\sigma_{M2})$	110,94 < 365,00	vérifié	(0,30)
$\sigma \leq 0.9*f_u/\sigma_{M2}$	55,47 < 262,80	vérifié	(0,21)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	13	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	18	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	63	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	5	[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	9,40	297,98
1	454	0	257	77	0	1,85	84,18
2	364	1	621	46	1	3,17	115,37
3	274	1	621	46	1	2,39	65,36
4	184	1	621	46	1	1,60	29,47
5	94	0	257	63	0	0,38	3,60

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=1}^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$

$Z_{eq} = 317$ [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$

$k_{eq} = 3$ [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$A_{vc} = 57,33$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\alpha = 1,00$ Paramètre de transformation [5.3.(7)]

$z = 317$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$k_1 = 7$ [mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement [6.3.2.(1)]

$k_2 = \square$ Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression [6.3.2.(1)]

$A_{vc} = 57,33$ [cm²] Aire de la section au cisaillement

EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$S_{j,ini} = 4371861,73$ [daN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$\square = 1,51$ Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \square$ [6.3.1.(4)]

$S_j = 2902368,59$ [daN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 9338193,83$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 186763,88$ [daN*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:

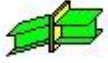

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

REMARQUES

Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 12 [mm] < 13 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,78
--	-------	------

XI.3. Assemblage traverse traverse

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021 Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	
		Ratio 0,56

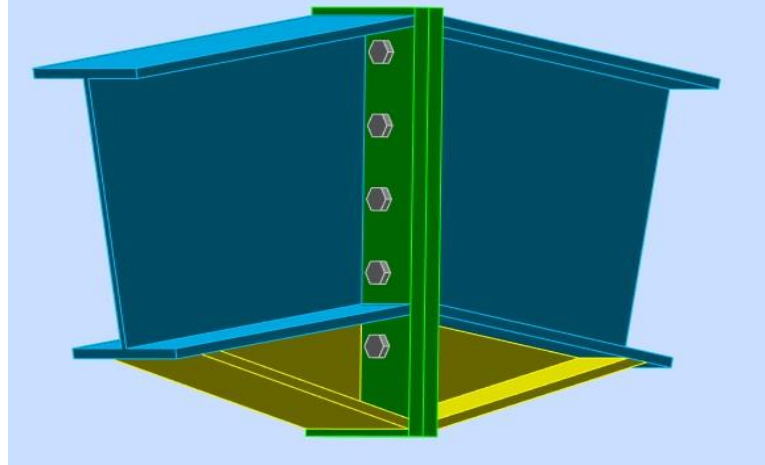


Figure XI-3 : Vue 3D de l'assemblage traverse-traverse

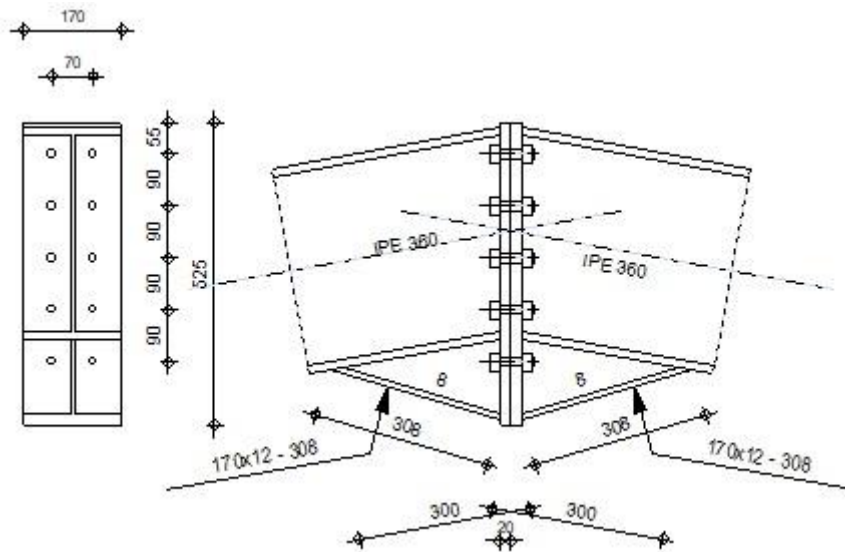


Figure XI-4 : Détail de l'assemblage TRAVERSE TRAVERSE

GENERAL

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage : Poutre - poutre

Noeud de la structure: 235

Assemblage N°: 1

Barres de la structure: 99, 100

GEOMETRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé: IPE 360

Barre N°: 99

$\alpha = -169,8$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{bl} = 360$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{bl} = 170$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbl} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbl} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{bl} = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{bl} = 72,73$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbl} = 16265,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé: IPE 360

Barre N°: 100

$\alpha = -10,2$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{br} = 360$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{br} = 170$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbr} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbr} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{br} = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{br} = 72,73$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbr} = 16265,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

- d = 16 [mm] Diamètre du boulon
- Classe = 10.9 Classe du boulon
- F_{tRd} = 11304,00 [daN] Résistance du boulon à la traction
- n_h = 2 Nombre de colonnes des boulons
- n_v = 5 Nombre de rangées des boulons
- h₁ = 55 [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
- Ecartement e_i = 70 [mm]
- Entraxe p_i = 90;90;90;90 [mm]

PLATINE

- h_{pr} = 525 [mm] Hauteur de la platine
- b_{pr} = 170 [mm] Largeur de la platine
- t_{pr} = 20 [mm] Epaisseur de la platine
- Matériau: ACIER
- f_{ypr} = 235,00 [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

- w_{rd} = 170 [mm] Largeur de la platine
- t_{frd} = 12 [mm] Epaisseur de l'aile
- h_{rd} = 140 [mm] Hauteur de la platine
- t_{wrd} = 8 [mm] Epaisseur de l'âme
- l_{rd} = 300 [mm] Longueur de la platine
- α_d = 16,4 [Deg] Angle d'inclinaison
- Matériau: ACIER
- f_{ybu} = 235,00 [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

- a_w = 6 [mm] Soudure âme
- a_f = 9 [mm] Soudure semelle
- a_{rd} = 5 [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

- γ_{M0} = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]
- γ_{M1} = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\square_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\square_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\square_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 12: COMB1 (1+2)*1.35+5*1.50

$M_{b1,Ed} = -7761,04$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = -0,48$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -16057,76$ [daN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 72,73$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \square_{M0}$$

$N_{cb,Rd} = 170915,50$ [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 46,34$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \square{3}) / \square_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 62870,15$ [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0,00 < 1,00 **vérifié** (0,00)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1019,15$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pL,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \square_{M0}$$

$M_{b,pL,Rd} = 23950,03$ [daN*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

$W_{pl} = 1526,46$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \square_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 35871,80$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

- $M_{cb,Rd} = 35871,80$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
- $h_f = 493$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
- $F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$
- $F_{c,fb,Rd} = 72750,81$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

- $\alpha = 10,2$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre
- $\beta = 16,4$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort
- $b_{eff,c,wb} = 206$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]
- $A_{vb} = 35,14$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
- $\gamma = 0,88$ 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)]
- $F_{c,wb,Rd1} = [\gamma k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \sigma_{M0}] \cos(\alpha) / \sin(\beta - \alpha)$
- $F_{c,wb,Rd1} = 73115,69$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

- $d_{wb} = 299$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]
- $\lambda_p = 0,97$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]
- $\chi = 0,82$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]
- $F_{c,wb,Rd2} = [\chi k_{wc} \lambda b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \sigma_{M1}] \cos(\alpha) / \sin(\beta - \alpha)$
- $F_{c,wb,Rd2} = 60018,68$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

- $F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1} , F_{c,wb,Rd2})$
- $F_{c,wb,Rd,low} = 60018,68$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	24	-	50	-	90	152	159	152	159	166	124	124	124
2	24	-	50	-	90	152	159	152	159	180	90	90	90

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}
3	24	-	50	-	90	152	159	152	159	180	90	90	90
4	24	-	50	-	90	152	159	152	159	180	90	90	90
5	24	-	50	-	90	152	159	152	159	166	125	125	125

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low})$$

$$N_{j,Rd} = 120037,35 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,13 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 11304,00 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 26419,54 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

F_{t,fc,Rd} – résistance de la semelle du poteau à la flexion

F_{t,wc,Rd} – résistance de l'âme du poteau à la traction

F_{t,ep,Rd} – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \alpha_{\text{beff,t,wc}} t_{wc} f_{yc} / \alpha_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = \alpha_{\text{beff,t,wb}} t_{wb} f_{yb} / \alpha_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	22608,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 28599,89$	28599,89	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52839,08$	52839,08	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 72750,81$	72750,81	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	17675,89	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 28599,89$	28599,89	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52839,08$	52839,08	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 72750,81 - 22608,00$	50142,81	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 43606,82 - 22608,00$	20998,82	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 40283,89 - 22608,00$	17675,89	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 17498,82 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	16341,18	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 28599,89$	28599,89	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52839,08$	52839,08	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum I^2 F_{tj,Rd} = 72750,81 - 40106,82$	32643,99	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 40649,63 - 17498,82$	23150,81	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 33840,00 - 17498,82$	16341,18	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 63931,64 - 40106,82$	23824,82	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 57203,89 - 40106,82$	17097,07	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 12389,64 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 12389,64 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	20254,34	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 28599,89$	28599,89	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52839,08$	52839,08	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum I^3 F_{tj,Rd} = 72750,81 - 52496,46$	20254,34	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 40649,63 - 12389,64$	28259,99	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 33840,00 - 12389,64$	21450,36	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 60974,45 - 29888,46$	31085,99	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 50760,00 - 29888,46$	20871,54	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 84256,46 - 52496,46$	31759,99	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 74123,89 - 52496,46$	21627,43	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 7280,46 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 7280,46 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	12973,88	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 28599,89$	28599,89	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52839,08$	52839,08	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum i^4 F_{tj,Rd} = 72750,81 - 59776,93$	12973,88	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 43641,12 - 7280,46$	36360,66	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 40358,63 - 7280,46$	33078,16	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 63965,94 - 19670,11$	44295,83	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 57278,63 - 19670,11$	37608,52	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 84290,75 - 37168,93$	47121,82	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 74198,63 - 37168,93$	37029,70	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 107572,76 - 59776,93$	47795,83	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 97562,52 - 59776,93$	37785,59	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 2171,29 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$$F_{t5,Rd} = 2171,29 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

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	398	22608,00	-	-	22608,00	28599,89	22608,00	52839,08
2	308	17498,82	-	-	22608,00	28599,89	22608,00	52839,08
3	218	12389,64	-	-	22608,00	28599,89	22608,00	52839,08

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}
4	128	7280,46	-	-	22608,00	28599,89	22608,00	52839,08
5	38	2171,29	-	-	22608,00	28599,89	22608,00	52839,08

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 18118,33 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,43 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,43)$$

VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1 \quad [6.2.5.1.(3)]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,56 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,56)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{Lf} = 0,96 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 9289,06 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 11304,00 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 23360,00 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 23360,00 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	22608,00	-3211,55	22608,00	9684,20	6472,65	14778,91
2	22608,00	-3211,55	17498,82	7495,67	4284,12	16063,50
3	22608,00	-3211,55	12389,64	5307,14	2095,59	17348,09
4	22608,00	-3211,55	7280,46	3118,61	-92,94	18578,12
5	22608,00	-3211,55	2171,29	930,08	-2281,48	18578,12

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

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_{i=1}^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 85346,74 \quad \text{[daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 131,99 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 80,28 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 51,71 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 45687,07 \quad \text{[cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\square_{\max}} = \sigma_{\square_{\max}} = -35,86 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad \text{[4.5.3.2(6)]}$$

$$\sigma_{\square} = \sigma_{\square} = -32,42 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\square_{II}} = -0,00 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\rho_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad \text{[4.5.3.2(7)]}$$

$$\sigma [\sigma_{\square_{\max}}^2 + 3*(\sigma_{\square_{\max}}^2)] \leq f_{tu} / (\rho_w * \sigma_{\square_{M2}}) \quad 71,73 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,20)$$

$$\sigma [\sigma_{\square}^2 + 3*(\sigma_{\square}^2 + \sigma_{\square_{II}}^2)] \leq f_{tu} / (\rho_w * \sigma_{\square_{M2}}) \quad 64,84 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,18)$$

$$\sigma_{\square} \leq 0.9 * f_{tu} / \sigma_{\square_{M2}} \quad 35,86 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,14)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 4 \quad \text{[mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{head} = 12 \quad \text{[mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{nut} = 16 \quad \text{[mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$L_b = 55 \quad \text{[mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$k_{10} = 5 \quad \text{[mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad \text{[6.3.2.(1)]}$$

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	42,53	1249,86
1	398	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	63	4	15,96	635,73
2	308	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	46	4	11,78	363,27
3	218	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	46	4	8,34	182,11
4	128	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	46	4	4,90	62,88
5	38	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	63	4	1,53	5,87

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=1}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 294 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 14 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 26246958,91 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\square = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \square \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 26246958,91 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 9338193,83 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 186763,88 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \square S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AILE ET AME DE LA POUTRE EN COMPRESSION



REMARQUES

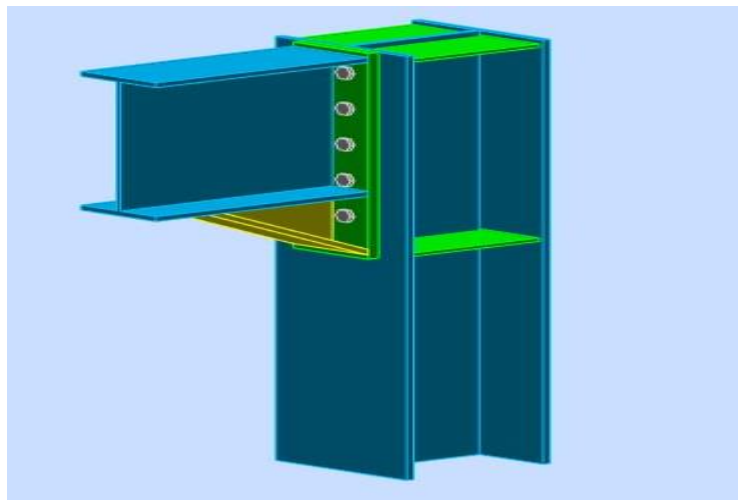
Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre

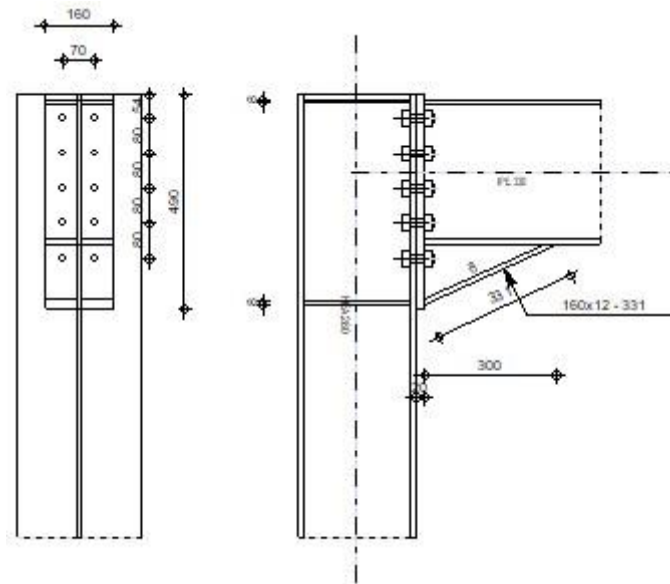
12 [mm] < 13 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,56
--	-------	------

XI.4. Assemblage poutre maitresse –poteau-plancher

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021 Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	
		Ratio 0,80





GENERAL

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Noeud de la structure: 9

Barres de la structure: 6, 8

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 280

Barre N°: 6

$\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 270$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 280$ [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

$r_c = 24$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 97,26$ [cm²] Aire de la section du poteau

$I_{xc} = 13673,30$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER

$f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé:			IPE 330
Barre N°:			8
$\alpha =$	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	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	11766,90	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	18	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	13824,00	[daN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	54	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	70 [mm]		
Entraxe $p_i =$	80;80;80;80 [mm]		

PLATINE

$h_p =$	490	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	160	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d =$	160	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	140	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	300	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	25,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} =$	244	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	136	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	244	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	136	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	6	[mm]	Soudure âme
$a_r =$	9	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	6	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{rd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\alpha_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\alpha_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\alpha_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\square_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\square_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 18: COMB7 (1+4)*1.35+6*1.50

$M_{b1,Ed} =$	10650,34	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	9267,51	[daN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	291,62	[daN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{b2,Ed} =$	10925,21	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche
$V_{b2,Ed} =$	9450,31	[daN]	Effort tranchant dans la poutre gauche
$N_{b2,Ed} =$	-8,58	[daN]	Effort axial dans la poutre gauche
$M_{c1,Ed} =$	-243,83	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	-338,11	[daN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-22894,97	[daN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} =$	31,05	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} =$	-44,09	[daN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} =$	-706,75	[daN]	Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

TRACTION

$A_b =$	62,61	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.3]
$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \square_{M0}$				
$N_{tb,Rd} =$	147133,50	[daN]	Résistance de calcul de la section à la traction	EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	42,01	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \square{3}) / \square_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	57001,43	[daN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	$0,16 < 1,00$	vérifié	(0,16)
----------------------------------	---------------	---------	--------

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 804,33 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 18901,76 \text{ [daN*m]}$ 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

$W_{pl} = 1275,08 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 29964,45 \text{ [daN*m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 29964,45 \text{ [daN*m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 458 \text{ [mm]}$ Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 65477,63 \text{ [daN]}$ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\alpha = 0,0 \text{ [Deg]}$ Angle entre la platine d'about et la poutre

$\alpha = 25,0 \text{ [Deg]}$ Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 201 \text{ [mm]}$ Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 30,81 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\alpha = 1,00$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 122,18 \text{ [MPa]}$ 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)]

$F_{c,wb,Rd1} = [\alpha k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\alpha) / \sin(\alpha - \alpha)$

$F_{c,wb,Rd1} = 76038,90 \text{ [daN]}$ Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 271 \text{ [mm]}$ Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 0,97$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\alpha = 0,82$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$d_{wb} = 271$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2} = [\alpha k_{wc} \alpha b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \alpha M1] \cos(\alpha) / \sin(\alpha - \alpha)$

$F_{c,wb,Rd2} = 62180,03$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2})$

$F_{c,wb,Rd,low} = 62180,03$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 10650,34$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 10925,21$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = -338,11$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = -44,09$ [daN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$z = 380$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed} = -576,58$ [daN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs} = 31,74$ [cm²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vc} = 31,74$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$d_s = 462$ [mm] Distance entre les centres de gravités des raidisseurs [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,fc,Rd} = 278,01$ [daN*m] Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,stu,Rd} = 105,28$ [daN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,sti,Rd} = 105,28$ [daN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$V_{wp,Rd} = 0,9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\alpha M0) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$

$V_{wp,Rd} = 40416,82$ [daN] 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:

$t_{wc} = 8$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$b_{eff,c,wc} = 264$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vc} = 31,74$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

- $t_{wc} = 8$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]
- $\alpha = 1,00$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]
- $\sigma_{com,Ed} = 25,29$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]
- $k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]
- $A_s = 19,07$ [cm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]
- $$F_{c,wc,Rd1} = \alpha k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \alpha_{M0} + A_s f_{ys} / \alpha_{M0}$$
- $F_{c,wc,Rd1} = 94384,99$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

- $d_{wc} = 196$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]
- $\alpha_p = 0,89$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]
- $\alpha = 0,87$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]
- $\alpha_s = 2,39$ Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]
- $\alpha_s = 1,00$ Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]
- $$F_{c,wc,Rd2} = \alpha k_{wc} \alpha b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \alpha_{M1} + A_s \alpha_s f_{ys} / \alpha_{M1}$$
- $F_{c,wc,Rd2} = 88133,18$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

- $$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$$
- $F_{c,wc,Rd} = 88133,18$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,ep}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,ep,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	12	-	105	-	80	74	94	74	94	117	45	45	45
2	12	-	105	-	80	74	178	74	178	160	80	80	80
3	12	-	105	-	80	74	178	74	178	160	80	80	80
4	12	-	105	-	80	74	178	74	178	160	80	80	80
5	12	-	105	-	80	74	94	74	94	117	45	45	45

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,ep}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,ep,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	24	-	45	-	80	154	182	154	182	157	145	145	145
2	24	-	45	-	80	154	154	154	154	160	80	80	80
3	24	-	45	-	80	154	154	154	154	160	80	80	80

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}
4	24	-	45	-	80	154	154	154	154	160	80	80	80
5	24	-	45	-	80	154	154	154	154	157	117	117	117

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

F_{t,Rd} = 13824,00 [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

B_{p,Rd} = 19319,29 [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{tb,Rd} , n_v n_h F_{t,Rd} , n_v n_h B_{p,Rd})$$

N_{j,Rd} = 138240,00 [daN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]

N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} ≤ 1,0 0,00 < 1,00 **vérifié** (0,00)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

F_{t,Rd} = 13824,00 [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

B_{p,Rd} = 19319,29 [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

F_{t,fc,Rd} – résistance de la semelle du poteau à la flexion

F_{t,wc,Rd} – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \square \text{ beff,t,wc } t_{wc} f_{yc} / \square M0 \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = \text{beff,t,wb } t_{wb} f_{yb} / \square M0 \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	13632,61	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 22420,44$	22420,44	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 13632,61$	13632,61	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 27648,00$	27648,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 27089,25$	27089,25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 38638,57$	38638,57	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\square = 1606410,85$	1606410,85	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 88133,18$	88133,18	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 65477,63$	65477,63	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 62180,03$	62180,03	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	8511,13	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 24953,67$	24953,67	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 13632,61$	13632,61	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 27648,00$	27648,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 27089,25$	27089,25	Ame de la poutre - traction

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$B_{p,Rd} = 38638,57$	38638,57	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\square - \sum_1^1 F_{i,Rd} = 1606410,85 - 13632,61$	1592778,24	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 88133,18 - 13632,61$	74500,57	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 65477,63 - 13632,61$	51845,02	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 62180,03 - 13632,61$	48547,42	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 40082,19 - 13632,61$	26449,59	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 22143,74 - 13632,61$	8511,13	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 49899,83 - 13632,61$	36267,22	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 39586,44 - 13632,61$	25953,83	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	11083,30	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 24953,67$	24953,67	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 13632,61$	13632,61	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 27648,00$	27648,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 27089,25$	27089,25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 38638,57$	38638,57	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\square - \sum_1^2 F_{i,Rd} = 1606410,85 - 22143,74$	1584267,11	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 88133,18 - 22143,74$	65989,44	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 65477,63 - 22143,74$	43333,89	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 62180,03 - 22143,74$	40036,29	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 42686,85 - 8511,13$	34175,72	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 27329,40 - 8511,13$	18818,27	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 61425,62 - 22143,74$	39281,88	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 33227,04 - 22143,74$	11083,30	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 44383,04 - 8511,13$	35871,91	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 28200,00 - 8511,13$	19688,87	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 72091,35 - 22143,74$	49947,61	Platine d'about - traction - groupe

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 53686,44 - 22143,74$	31542,70	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	8239,59	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 24953,67$	24953,67	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 13632,61$	13632,61	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 27648,00$	27648,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 27089,25$	27089,25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 38638,57$	38638,57	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\square} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 1606410,85 - 33227,04$	1573183,81	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 88133,18 - 33227,04$	54906,14	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 65477,63 - 33227,04$	32250,59	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 62180,03 - 33227,04$	28952,99	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 42686,85 - 11083,30$	31603,55	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 27329,40 - 11083,30$	16246,10	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 64030,28 - 19594,43$	44435,85	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 37142,42 - 19594,43$	17547,99	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 82769,05 - 33227,04$	49542,01	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 41466,63 - 33227,04$	8239,59	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 44383,04 - 11083,30$	33299,74	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 28200,00 - 11083,30$	17116,70	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 66574,56 - 19594,43$	46980,13	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 42300,00 - 19594,43$	22705,57	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 94282,87 - 33227,04$	61055,83	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 67786,44 - 33227,04$	34559,40	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	3574,52	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 22420,44$	22420,44	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 13632,61$	13632,61	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 27648,00$	27648,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 27089,25$	27089,25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 38638,57$	38638,57	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\square} - \sum 1^4 F_{ti,Rd} = 1606410,85 - 41466,63$	1564944,22	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 88133,18 - 41466,63$	46666,55	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 65477,63 - 41466,63$	24011,00	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 62180,03 - 41466,63$	20713,40	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 40082,19 - 8239,59$	31842,60	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 22143,74 - 8239,59$	13904,15	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 61425,62 - 19322,89$	42102,73	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 33227,04 - 19322,89$	13904,15	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 82769,05 - 27834,02$	54935,03	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 41466,63 - 27834,02$	13632,61	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 101507,82 - 41466,63$	60041,18	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 45041,15 - 41466,63$	3574,52	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 47546,76 - 8239,59$	39307,17	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 34729,81 - 8239,59$	26490,22	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 69738,28 - 19322,89$	50415,39	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 48829,81 - 19322,89$	29506,91	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 91929,81 - 27834,02$	64095,78	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 62929,81 - 27834,02$	35095,78	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 119638,11 - 41466,63$	78171,48	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 88416,25 - 41466,63$	46949,62	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	420	13632,61	22420,44	13632,61	27648,00	27089,25	27648,00	38638,57
2	340	8511,13	24953,67	13632,61	27648,00	27089,25	27648,00	38638,57
3	260	11083,30	24953,67	13632,61	27648,00	27089,25	27648,00	38638,57
4	180	8239,59	24953,67	13632,61	27648,00	27089,25	27648,00	38638,57
5	100	3574,52	22420,44	13632,61	27648,00	27089,25	27648,00	38638,57

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 13336,26 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,80 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,80)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\square_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\square_{Lf} = 0,99 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 12044,87 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 13824,00 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 17082,00 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 15231,45 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	27648,00	58,32	13632,61	10887,00	10945,33	17277,82
2	27648,00	58,32	8511,13	6796,99	6855,31	19823,27
3	27648,00	58,32	11083,30	8851,13	8909,45	18544,87
4	27648,00	58,32	8239,59	6580,14	6638,46	19958,23
5	27648,00	58,32	3574,52	2854,61	2912,94	22276,84

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

- $F_{ij,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
- $F_{ij,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment
- $F_{ij,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
- $F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{ij,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{ij,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{ij,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed} = F_{ij,Ed,N} + F_{ij,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{ij,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{j,Rd} = 97881,03 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

[Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,09 < 1,00$	vérifié	(0,09)
---------------------------------	---------------	----------------	--------

RESISTANCE DES SOUDURES

- $A_w = 122,70 \quad [\text{cm}^2]$ Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]
- $A_{wy} = 74,97 \quad [\text{cm}^2]$ Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]
- $A_{wz} = 47,73 \quad [\text{cm}^2]$ Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]
- $I_{wy} = 36430,63 \quad [\text{cm}^4]$ Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]
- $\sigma_{\square max} = \sigma_{\square max} = 54,02 \quad [\text{MPa}]$ Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(6)]
- $\sigma_{\square} = \sigma_{\square} = 47,01 \quad [\text{MPa}]$ Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]
- $\sigma_{\square II} = 19,42 \quad [\text{MPa}]$ Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]
- $\rho_w = 0,80$ Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]

$\sigma [\sigma_{\square max}^2 + 3*(\sigma_{\square max}^2)] \leq f_u / (\rho_w * \sigma_{\square M2})$	$108,03 < 365,00$	vérifié	(0,30)
$\sigma [\sigma_{\square}^2 + 3*(\sigma_{\square}^2 + \sigma_{\square II}^2)] \leq f_u / (\rho_w * \sigma_{\square M2})$	$99,85 < 365,00$	vérifié	(0,27)
$\sigma_{\square} \leq 0.9 * f_u / \sigma_{\square M2}$	$54,02 < 262,80$	vérifié	(0,21)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

- $t_{wash} = 4 \quad [\text{mm}]$ Epaisseur de la plaquette [6.2.6.3.(2)]
- $h_{head} = 13 \quad [\text{mm}]$ Hauteur de la tête du boulon [6.2.6.3.(2)]
- $h_{nut} = 18 \quad [\text{mm}]$ Hauteur de l'écrou du boulon [6.2.6.3.(2)]
- $L_b = 57 \quad [\text{mm}]$ Longueur du boulon [6.2.6.3.(2)]
- $k_{10} = 5 \quad [\text{mm}]$ 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	14,05	424,24
1	420	1	54	71	1	3,56	149,29
2	340	2	89	39	1	4,21	142,93
3	260	2	89	39	1	3,22	83,56
4	180	2	89	39	1	2,23	40,03
5	100	1	54	58	1	0,84	8,42

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 302 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 31,74 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\square = 0,03 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 302 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 159 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \square \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_j (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 8655540,85 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\square = 1,63 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \square \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 5315673,65 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 10296037,50 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 205920,75 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$S_{j,rig} = 10296037,50$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage rigide

[5.2.2.5]



$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DU POTEAU EN TRACTION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,80
--	-------	------

XI.5. Assemblage pied de poteau :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021	
	<p>Calcul du Pied de Poteau encastré</p> <p>Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB</p> <p>Design Guide: Design of fastenings in concrete</p>	

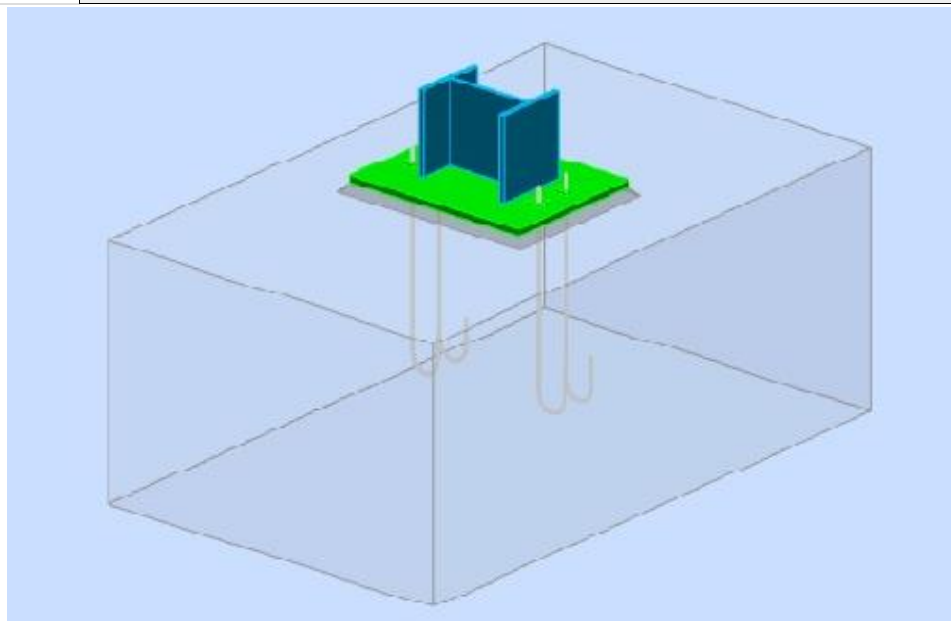


Figure XI-7 : Vue 3D de l'assemblage au niveau du pied de poteau

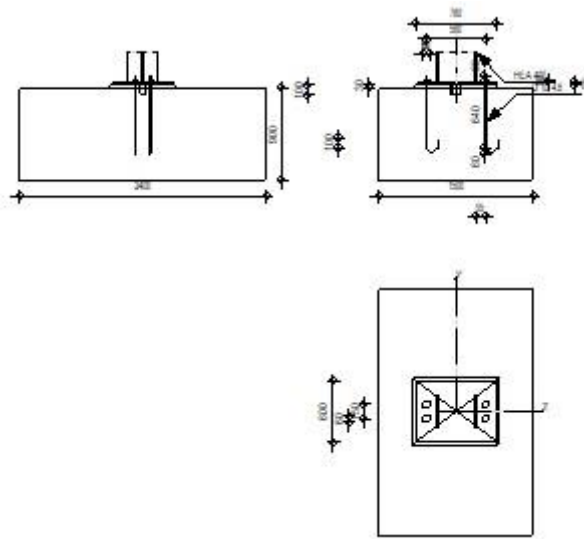


Figure XI-8 : Détail de l'assemblage au niveau du pied de poteau

GENERAL

Assemblage N°: 3
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 238
 Barres de la structure: 102

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 400
 Barre N°: 102

$L_c = 6,94$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 390$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 158,98$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 45069,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER

$f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

$f_{uc} = 365,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 780$ [mm] Longueur

$b_{pd} = 600$ [mm] Largeur

$t_{pd} = 25$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER

$f_{ypd} = 235,00$ [MPa] Résistance

$f_{upd} = 365,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 240,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 400,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 10$ [mm] Diamètre du boulon

$A_s = 0,58$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 0,79$ [cm²] Aire de la section du boulon

$n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 2$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 580$ [mm]

Entraxe $e_{vi} = 150$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$ [mm]

$L_2 = 640$ [mm]

$L_3 = 120$ [mm]

$L_4 = 100$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 60$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur

BECHE

Profilé: IPE 100

$l_w = 100$ [mm] Longueur

Matériau: ACIER

$f_{yw} = 235,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 1500$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 2400$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 900$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON30

$f_{ck} = 30,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 7$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 4$ [mm] Bèche

EFFORTS

Cas: 20: COMB9 (1+2+3+4)*1.00+9*1.50

$N_{j,Ed} = -3006,57$ [daN] Effort axial
 $V_{j,Ed,y} = 33,57$ [daN] Effort tranchant
 $V_{j,Ed,z} = -288,56$ [daN] Effort tranchant
 $M_{j,Ed,y} = 905,99$ [daN*m] Moment fléchissant
 $M_{j,Ed,z} = -9,20$ [daN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 20,00$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
 $f_j = 29,24$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]
 $c = t_p \cdot \left(\frac{f_{yp}}{3 \cdot f_j} \cdot M_0 \right)$
 $c = 41$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]
 $b_{eff} = 101$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]
 $l_{eff} = 382$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]
 $A_{c0} = 385,07$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $A_{c1} = 3465,62$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $F_{rd,u} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{A_{c1}}{A_{c0}} \right) \leq 3 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd}$
 $F_{rd,u} = 231041,66$ [daN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $\eta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]
 $f_{jd} = \eta_j \cdot F_{rd,u} / (b_{eff} \cdot l_{eff})$
 $f_{jd} = 40,00$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

 $A_{c,n} = 1020,96$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]
 $A_{c,y} = 385,07$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]
 $A_{c,z} = 385,07$ [cm²] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]
 $F_{c,Rd,i} = A_{c,i} \cdot f_{jd}$
 $F_{c,Rd,n} = 408385,39$ [daN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]
 $F_{c,Rd,y} = 154027,77$ [daN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]
 $F_{c,Rd,z} = 154027,77$ [daN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

CL =	1,00	Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y}$ =	2561,80 [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y}$ =	60202,30 [daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y}$ =	371 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y}$ =	162270,35 [daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z}$ =	872,86 [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z}$ =	20512,21 [daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z}$ =	191 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$			
$F_{c,fc,Rd,z}$ =	107437,49 [daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd}$ =	408385,39 [daN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{c,Rd,y}$ =	154027,77 [daN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{c,Rd,z}$ =	107437,49 [daN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

A_b =	0,58 [cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
f_{ub} =	400,00 [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
Beta =	0,85	Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0,9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$			
$F_{t,Rd,s1}$ =	1419,84 [daN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$\gamma_{Ms} = 1,20$			
f_{yb} =	240,00 [MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$			
$F_{t,Rd,s2}$ =	1160,00 [daN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$$F_{t,Rd,s} = 1160,00 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance du boulon à la rupture}$$

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCORAGE DU BETON

$$f_{ck} = 30,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Résistance caractéristique du béton à la compression} \quad \text{EN 1992-1:[3.1.2]}$$

$$f_{ctd} = 0.7 * 0.3 * f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$$

$$f_{ctd} = 1,35 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Résistance de calcul à la traction} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$\gamma_1 = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$\gamma_2 = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$f_{bd} = 2.25 * \gamma_1 * \gamma_2 * f_{ctd}$$

$$f_{bd} = 3,04 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Adhérence de calcul admissible} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$h_{ef} = 610 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$F_{t,Rd,p} = \gamma * d * h_{ef} * f_{bd}$$

$$F_{t,Rd,p} = 5828,24 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$$h_{ef} = 610 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/\text{mm}^{0.5}] * f_{ck}^{0.5} * h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 61889,45 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$s_{cr,N} = 1830 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur critique du cône de béton} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$c_{cr,N} = 915 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance critique du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$A_{c,N0} = 33489,00 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de surface maximale du cône} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$A_{c,N} = 13612,50 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de surface réelle du cône} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\gamma_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$$

$$\gamma_{A,N} = 0,41 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$c = 460 \quad [\text{mm}] \quad \text{Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\gamma_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$$\gamma_{s,N} = 0,85 \quad \text{Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\gamma_{ec,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\gamma_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[\text{mm}] / 200 \leq 1.0$$

$$\gamma_{re,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\gamma_{ucr,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du degré de fissuration du béton} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \alpha_{A,N} \cdot \alpha_{s,N} \cdot \alpha_{ec,N} \cdot \alpha_{re,N} \cdot \alpha_{ucr,N} / \alpha_{Mc}$$

$$F_{t,Rd,c} = 9909,14 \text{ [daN]} \text{ Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

FENDAGE DU BETON

$$h_{ef} = 610 \text{ [mm]} \text{ Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.5]}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck}^{0.5} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 61889,45 \text{ [daN]} \text{ Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.5]}$$

$$s_{cr,N} = 1220 \text{ [mm]} \text{ Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.5]}$$

$$c_{cr,N} = 610 \text{ [mm]} \text{ Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.5]}$$

$$A_{c,N0} = 14884,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.5]}$$

$$A_{c,N} = 7329,50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.5]}$$

$$\alpha_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$$

$$\alpha_{A,N} = 0,49 \text{ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.5]}$$

$$c = 460 \text{ [mm]} \text{ Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.5]}$$

$$\alpha_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$$\alpha_{s,N} = 0,93 \text{ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [9.2.5]}$$

$$\alpha_{ec,N} = 1,00 \text{ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [9.2.5]}$$

$$\alpha_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[\text{mm}] / 200 \leq 1.0$$

$$\alpha_{re,N} = 1,00 \text{ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation CEB [9.2.5]}$$

$$\alpha_{ucr,N} = 1,00 \text{ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.5]}$$

$$\alpha_{h,N} = (h / (2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$$

$$\alpha_{h,N} = 0,82 \text{ Coef. dépendant de la hauteur de la fondation CEB [9.2.5]}$$

$$\alpha_{M,sp} = 2,16 \text{ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \alpha_{A,N} \cdot \alpha_{s,N} \cdot \alpha_{ec,N} \cdot \alpha_{re,N} \cdot \alpha_{ucr,N} \cdot \alpha_{h,N} / \alpha_{M,sp}$$

$$F_{t,Rd,sp} = 10669,84 \text{ [daN]} \text{ Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton CEB [9.2.5]}$$

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$$F_{t,Rd} = 1160,00 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon d'ancrage à traction}$$

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} =$	300	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	300	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	87	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	1101,56	[daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	1101,56	[daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	50599,79	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	13016,46	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	2320,00	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,y} =$	2320,00	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} =$	390	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	390	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	87	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	1432,03	[daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	1432,03	[daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	65779,72	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	16549,37	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	2320,00	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,z} =$	2320,00	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$				
$F_{T,Rd,y} =$	2320,00	[daN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$				
$F_{T,Rd,z} =$	2320,00	[daN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)		0,01 < 1,00	vérifié	(0,01)
$e_y =$	301	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	185	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	290	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]

$e_y =$	301	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$M_{j,Rd,y} =$	2869,78	[daN*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)			0,32 < 1,00	vérifié (0,32)
$e_z =$	3	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,z} =$	95	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} =$	75	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} =$	637,36	[daN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)			0,01 < 1,00	vérifié (0,01)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$			0,33 < 1,00	vérifié (0,33)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 6,25$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 1,00$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \alpha_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 18250,00$	[daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 2,78$	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]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \alpha_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 18250,00$	[daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,37$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 0,79$	[cm ²] Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 400,00$	[MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\alpha_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \alpha_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 924,88$	[daN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]

$\alpha_M =$	2,00	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} =$	3,53 [daN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} =$	48 [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\alpha_{Ms} =$	1,20	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \alpha_{Ms})$			
$F_{v,Rd,sm} =$	124,01 [daN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} =$	21403,75 [daN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 =$	2,00	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\alpha_{Mc} =$	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,ep} = k_3 * N_{Rk,c} / \alpha_{Mc}$			
$F_{v,Rd,ep} =$	19818,29 [daN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 =$	77751,25 [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\alpha_{A,V,y} =$	0,15	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\alpha_{h,V,y} =$	1,23	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\alpha_{s,V,y} =$	0,78	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\alpha_{ec,V,y} =$	1,00	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\alpha_{\square,V,y} =$	1,00	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\alpha_{ucr,V,y} =$	1,00	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\alpha_{Mc} =$	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \alpha_{A,V,y} * \alpha_{h,V,y} * \alpha_{s,V,y} * \alpha_{ec,V,y} * \alpha_{\square,V,y} * \alpha_{ucr,V,y} / \alpha_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,y} =$	5044,87 [daN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 =$	20328,97 [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\alpha_{A,V,z} =$	1,00	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\alpha_{h,V,z} =$	1,00	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\alpha_{s,V,z} =$	1,00	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\alpha_{ec,V,z} =$	1,00	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 20328,97$	[daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\square_{\square,V,z} = 1,00$		Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\square_{ucr,V,z} = 1,00$		Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\square_{Mc} = 2,16$		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \square_{A,V,z} * \square_{h,V,z} * \square_{s,V,z} * \square_{ec,V,z} * \square_{\square,V,z} * \square_{ucr,V,z} / \square_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,z} = 9411,56$	[daN]	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)]
$N_{c,Ed} = 3006,57$	[daN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$			
$F_{f,Rd} = 901,97$	[daN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * I_w * b_{wy} * f_{ck} / \square_c$			
$F_{v,Rd,wg,y} = 28000,00$	[daN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	
$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * I_w * b_{wz} * f_{ck} / \square_c$			
$F_{v,Rd,wg,z} = 15400,00$	[daN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 29398,01$	[daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)
$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 16798,01$	[daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	vérifié	(0,02)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	vérifié	(0,02)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\square_{\square} = 5,21$	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\square_{\square} = 5,21$	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\square_{yII} = 0,04$	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\square_{zII} = -0,59$	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]

$\sigma =$	5,21	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\alpha_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\sigma / (0.9 \cdot f_u / \alpha_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,02 < 1,00	vérifié	(0,02)
$\sigma (\sigma^2 + 3.0 (\sigma_{yII}^2 + \sigma_z^2)) / (f_u / (\alpha_w \cdot \alpha_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,03 < 1,00	vérifié	(0,03)
$\sigma (\sigma^2 + 3.0 (\sigma_{zII}^2 + \sigma_z^2)) / (f_u / (\alpha_w \cdot \alpha_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,03 < 1,00	vérifié	(0,03)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	101	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	382	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c \cdot \alpha (b_{eff} \cdot l_{eff}) / (1.275 \cdot E)$				
$k_{13,y} =$	25	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]

$l_{eff} =$	300	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	87	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	3	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]

$L_b =$	150	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	1	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]

$\alpha_{0,y} =$	0,44		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	5737790,83	[daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	40913144,09	[daN*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)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c \cdot \alpha (A_{c,z}) / (1.275 \cdot E)$				
$k_{13,z} =$	25	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	390	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	87	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]

$L_b =$	150	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	1	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	1,01		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	9537212,52	[daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	7774081,99	[daN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \square S_{j,rig,z}$	RIGIDE			[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

BOULON D'ANCRAGE A LA RUPTURE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,33
--	-------	------

CHAPITRE XII

Dimensionnement des fondations

XII.1. Introduction :

On appelle fondation la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise, son rôle est d'assurer la stabilité de l'ouvrage en assurant la transmission de toutes les charges supportées par cet ouvrage d'une manière uniforme au sol.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans les bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

XII.2. Etude du sol :

Dans l'étude d'un projet de génie civil, le calcul des fondations ne peut se faire sans une étude géotechnique approfondie du sol et en effectuant plusieurs sondages.

Dans notre cas, la contrainte admissible du sol est égale à **2 bars**. (Rapport de sol)

XII.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait en fonction du type de la super structure et des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix doit satisfaire :

- La stabilité de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain : La connaissance du terrain par sondage et définition des caractéristiques.
- Le site : urbain, montagne, bord de mer,
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence de l'eau, terrain très meuble.

Pour notre projet on opte pour des fondations superficielles de type « **semelle isolées** »

XII.3.1. Etude de ssemelles isolées :

$$A = 1.80\text{m}$$

$$B = 1.80\text{m}$$

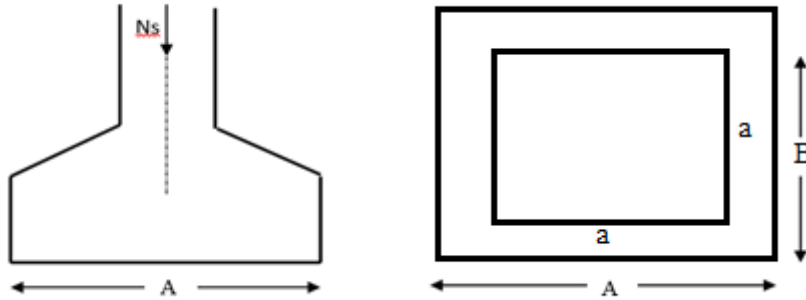


Figure XII-1 : Dimension de la fondation

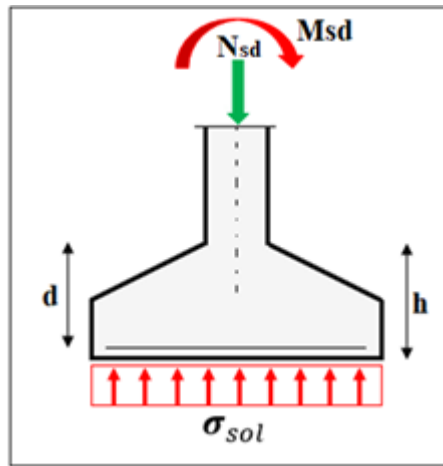


Figure XII-2 Contraintes agissant sur les fondations

▪ **Calcul de la hauteur de la semelle**

La hauteur de la semelle est : $h = d + 5\text{cm}$

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a$$

Avec : $b = a = 0.45\text{m}$

$$\frac{1.80 - 0.45}{4} \leq d \leq 1.80 - 0.45$$

$$0.3375 \leq d \leq 1.35$$

On prend **d=60cm**

Donc : **h = d + 5cm = 60 + 5 = 65 cm**

▪ **Détermination du poids de l'amorce poteau :**

$$P_{\text{amorce-poteau}} = a \times b \times H \times \rho$$

$$P_{\text{amorce-poteau}} = 0,45 \times 0,45 \times 0,65 \times 2500 = 329.06\text{Kg}$$

$P_{\text{amorce-poteau}} = 3.290 \text{KN}$

▪ **Détermination du poids de la semelle :**

$$P_{\text{semelle}} = A \times B \times H \times \rho$$

$P_{\text{semelle}} = 1.80 \times 1.80 \times 0,65 \times 2500 = 5265 \text{KG}$

$P_{\text{semelle}} = 52.65 \text{KN}$

XII.3.2. Vérification des contraintes à L'ELS

La répartition des contraintes sous la fondation ne doit pas provoquer de traction dans le sol. Lediagramme de ces contraintes aura donc une forme trapézoïdale au pire triangulaire. Cela est possible si l'effort normal excentré se trouve à l'intérieur du noyau central de la semelle.

La relation suivante doit donc être vérifiée :

$$e_0 \leq \frac{B}{6}$$

$e_0 = 0 < \frac{B}{6} = \frac{1.80}{6} = 0.30 \dots \dots \dots \text{CV}$

➤ Il n'existe aucune traction dans le sol.

On à : $N = N_{sd} + P_{\text{semelle}} = 102.48 + 52.65 = 155.13 \text{ KN}$

Avec : $N_{sd} = 102.48 \text{ KN}$ (à L'ELS)

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{A \times B} \left[1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right]$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{155.13}{1.80 \times 1.80} \left[1 + \frac{6 \times 0}{1.80} \right] = 47.87 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_{\text{max}} = 47.87 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$

On conclut que les contraintes dans le sol sont vérifiées à l'état limite de service

XII.3.3. Vérification des contraintes à L'ELU :

$$e_0 \leq \frac{B}{6}$$

$e_0 = 0 < \frac{B}{6} = \frac{1.80}{6} = 0.30 \dots \dots \dots \text{CV}$

➤ Il n'existe aucune traction dans le sol.

On à : $N = N_{sd} + 1.35 \times P_{semelle} = 293.52 + 1.35 \times 52.65 = 364.59 \text{ KN}$

Avec : $N_{sd} = 293.52 \text{ KN}$ (à L'ELU)

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A \times B} \left[1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right]$$

$$\sigma_{max} = \frac{364.59}{1.80 \times 1.80} \left[1 + \frac{6 \times 0.30}{1.80} \right] = 112.52 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 112.52 \text{ KN/m}^2 < 1.5 \sigma_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

On conclut que les contraintes dans le sol sont vérifiées à l'état limite ultime

XII.4. Ferrailage des semelles isolées :

Pour le ferrailage des semelles isolées, on utilise la méthode des bielles. La qualité d'acier est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{N(A - a)}{8(h - c)\sigma_{st}}$$

Avec :

- N : effort normal à l'ELU
- A : dimension de la semelle
- a : côté de l'amorce poteau
- H : hauteur de la semelle
- C : l'enrobage des aciers (c = 5cm)

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{364.59(1.8 - 0.45)}{8(0.65 - 0.05)348} = 0.29 \text{ cm}^2$$

Nous allons opter pour un ferrailage de **4HA12 (4.52cm²)** → **Armature longitudinale**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Armatures de répartition}$$

XII.5. Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle la solidarisation des fondations de l'ouvrage. Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : effort normal maximal (N = **293.52 KN**)

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considérée, pour les sols.

$\alpha = 12$ (site S3, zone IIa)

$$F = \frac{293.52}{12} = 24.46 > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

XII.5.1. Pré-dimensionnement de la longrine selon l’RPA99 version 2003

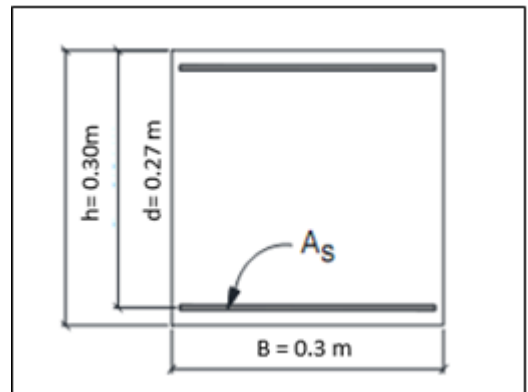
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$

On opte pour

$h = 30 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$

$$\frac{30}{30} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$



XII.5.2. Calcul du ferrailage :

A'ELU

$$F = \frac{293.52}{12} = 24.46$$

A'ELS

$$F = \frac{102.48}{12} = 8.54$$

$$\square F = \max (24.46 \text{ KN}; 8.54 \text{ KN}; 20 \text{ KN}) = 24.46 \text{ KN} \quad \square \mathbf{F = 24.46 \text{ KN}}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{ST}} = \frac{244.6}{348} = 0.70 \text{ cm}^2$$

L’RPA99 version 2003 exige une section minimale :

Selon le **RPA 99version 2003**, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la sectiontransversale des longrines sont 25 cm × 30 cm.

$$A_{min}=0,6\%B=0,6\%(25\times30)=4.5\text{cm}^2$$

On prend $A_{st} = 6,15\text{cm}^2$ **4HAØ14**

▪ **Vérification de condition de non-fragilité**

La condition est la suivante :

$$A_{st} \leq 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{f_{c28}}{F_e}$$

$$A_{st} = 6.15\text{cm}^2 < 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{25}{400} = 11.64\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

XII.5.3. Calcul d’armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_{min}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; \frac{300}{10}; 10\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(8.57; 30; 10)$$

Donc on opte pour $\varphi_t = 8\text{mm}$

XII.5.4. Calcul d’espacement des cadres

Le RPA exige des cadres dont l’espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq \min(20 ; 15\varphi_t)$$

$$S_t \leq \min(20 ; 15 \times 0.8)$$

Alors on adopte un espacement **$s_t = 10\text{cm}$**

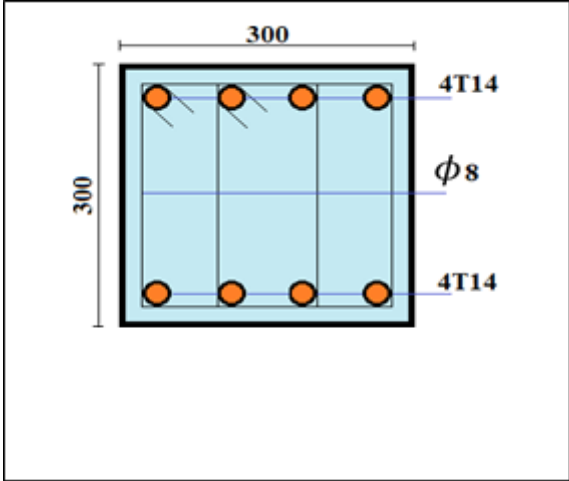


Figure XII-3 Ferrailage des longrines Sans l'enrobage, avec l'espacement de 10 cm on atteint les 30cm

CONCLUSION GENERALE

Ce projet nous a été bénéfique du point de vu assimilation et application des différents cours de conception et de résistance des matériaux, que nous avons fait durant notre formation d'ingénieur. D'une part, d'approfondir nos connaissances en analyse et en calcul de structure pour des vérifications et dimensionnements manuels, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures, même sur la pratique des logiciels techniques comme Robot, Tekla, Autocad. A travers ce projet de fin d'études, il nous a permis de passer en revue toutes les phases de conception et de calcul d'une structure métallique y compris les parties : la structure mixte, les assemblages et les fondations. Notre projet de fin d'études nous a permet de faire apparaitre l'aspect pluridisciplinaire de l'étude d'une construction métallique, et surtout d'appliquer les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel.

Enfin, notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

Références bibliographique

- 1.** Dahmani L., 2022. « Calcul pratique des éléments de construction métallique selon l'eurocode 3 et CCM97>> edition IMAL
- 2.** Ministre de l'habitat « Règlement neige et vent (version 2013) », D.T.R .C2-47 CNERIB2014.
- 3.** Ministre de l'habitat « Document d'accompagnement du DTR RNV (version 2013) »,
D.T.R .C2-47 CNERIB 2014.
- 4.** DTR-B.C 2.2 : « Charges permanentes et charges d'exploitions »
Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique
CGS.
- 5.** DTR-B.C 2.44 : « Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier
CCM97 ».
- 6.** DTR-B.C 2.48 : « *Règlement Parasismiques Algériennes*
(RPA99/version2003) » Centre National de Recherche Appliquée en
Génie-Parasismique CGS.
- 7.** DTR-BC 2.331 « Règles de calcul des fondations superficiels ».
- 8.** BAEL 91/99 : « Règles techniques de construction et de calcul des
ouvrages en Constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats
Limites - BAEL 91 révisé 99 » .
- 9.** EUROCODE 1 : « Action du vent et de neige (NF EN 1991-1-4 :2005) ».
- 10.** EUROCODE 3 : « Calcul des structures métalliques et document d'application ».
- 11.** EUROCODE 4 : « Calcul des structures mixtes acier-béton et document
d'application ».
- 12.** CTICM, guide eurocode, « Assemblage des pieds de poteaux en acier d'après
l'eurocode 3
», CSTB, février 2010.
- 13.** CTICM, guide eurocode, « Vérification des barres comprimées et
fléchies d'après l'eurocode 3 », CSTB, aout 2009.

Annexes

ANNEXE01

Catégories de 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

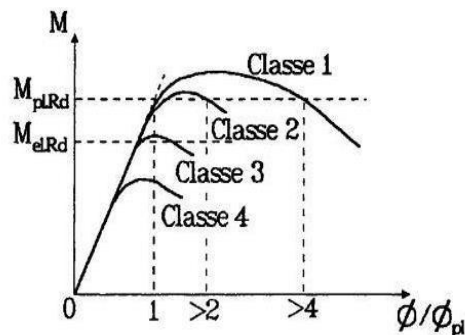
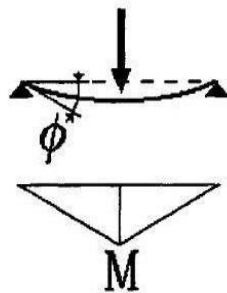
ANNEXE 02

Principe de classification des sections (cas de la flexion simple)

(1) Quatre classes de sections transversales sont définies:

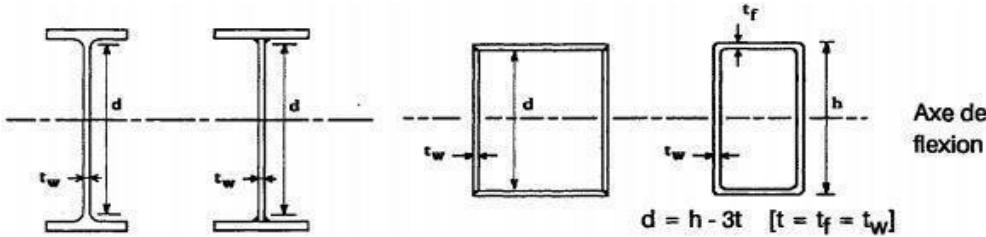
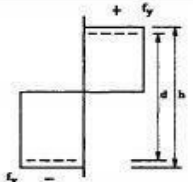
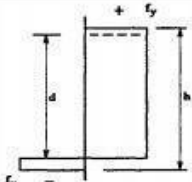
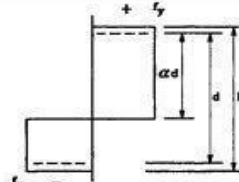
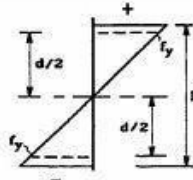
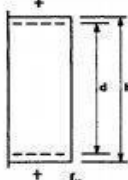
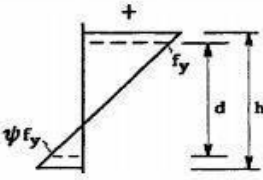
- Classe 1 - Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
- Classe 2 - Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.
- Classe 3 - Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.
- Classe 4 - Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets dévoiement local.

Des lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées ci-dessous, mettant en évidence la résistance et la capacité de rotation qui peuvent être atteintes avant apparition du phénomène de voilement local (correspondant à l'affaissement de la loi de comportement), tout risque de déversement étant empêché.



ANNEXE03

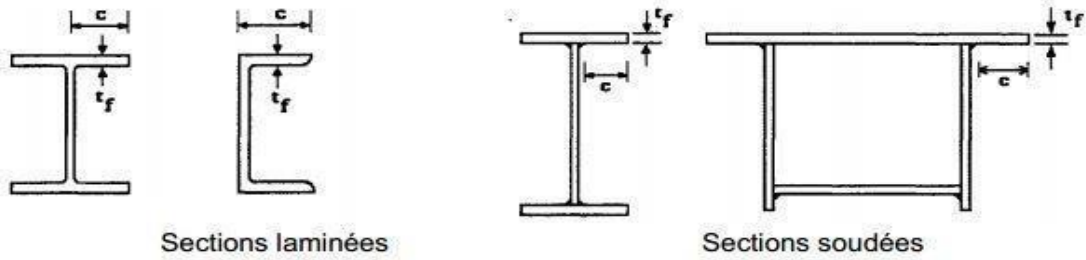
Rapports largeur maximaux pour parois comprimées

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	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275
		ϵ	1	0,92
				355
				0,81

ANNEXE04

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

(b) Parois semelles en console :



Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées soudées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$ $c/t_f \leq 9 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	laminées soudées	$c/t_f \leq 11 \varepsilon$ $c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées soudées	$c/t_f \leq 15 \varepsilon$ $c/t_f \leq 14 \varepsilon$	$c/t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ $c/t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ Pour k_σ voir tableau 5.3.3		
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275	355
		ε	1	0,92	0,81

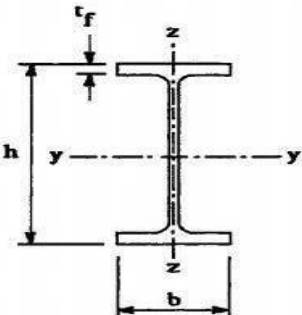
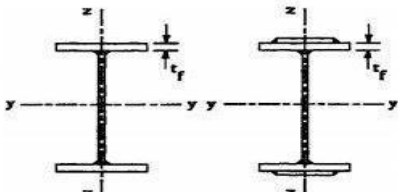
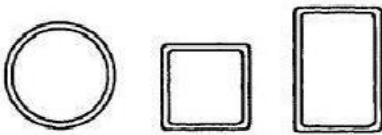
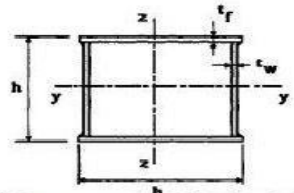
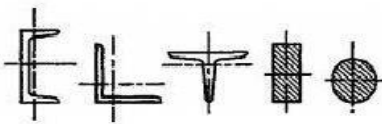
ANNEXE05

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

<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	

ANNEXE06

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

ANNEXE07

Valeur du coefficient de flambement χ de lacourbe 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

ANNEXE08

Valeur du coefficient de flambement χ de lac ourbe 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

ANNEXE09**Section d'armature en mm^2**

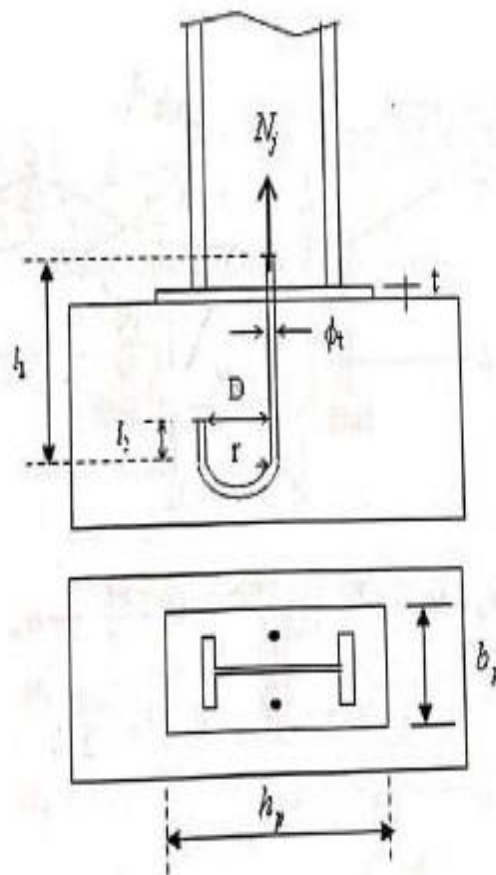
Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	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

ANNEXE10

Valeurs des efforts normaux admissibles, par tige d'ancrage et leurs diamètres données en fonction des caractéristiques de la tige et de la profondeur d'ancrage

ϕ_r	D	l_1	l_2	l_f	N_f^{\max}
16	40	280	25	120	2170
20	50	280	32	120	3040
20	50	480	32	120	4420
24	70	500	40	160	6070
30	90	500	50	160	8580
33	100	700	55	160	12260

l_f : longueur filetée.



Poteau articulé

ANNEXE11

Les dimensions des différents boulons

	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 (mm ²)	113	201	314	452	573
Section Résistance A _s	84	157	245	353	459

Caractéristique des boulons

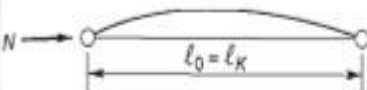

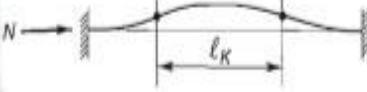
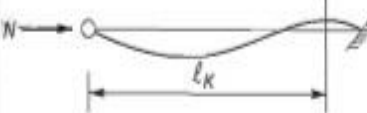



Boulons	Valeurs usuelles (mm)			Valeurs minimales (mm)		
	P ₁ , P ₂	e ₁	e ₂	P ₁ , P ₂	e ₁	e ₂
M 12	40	25	20	35	20	15
M 16	50	35	25	40	25	20
M 20	60	40	30	45	30	25
M 24	70	50	40	55	35	30
M 27	80	55	45	65	40	35

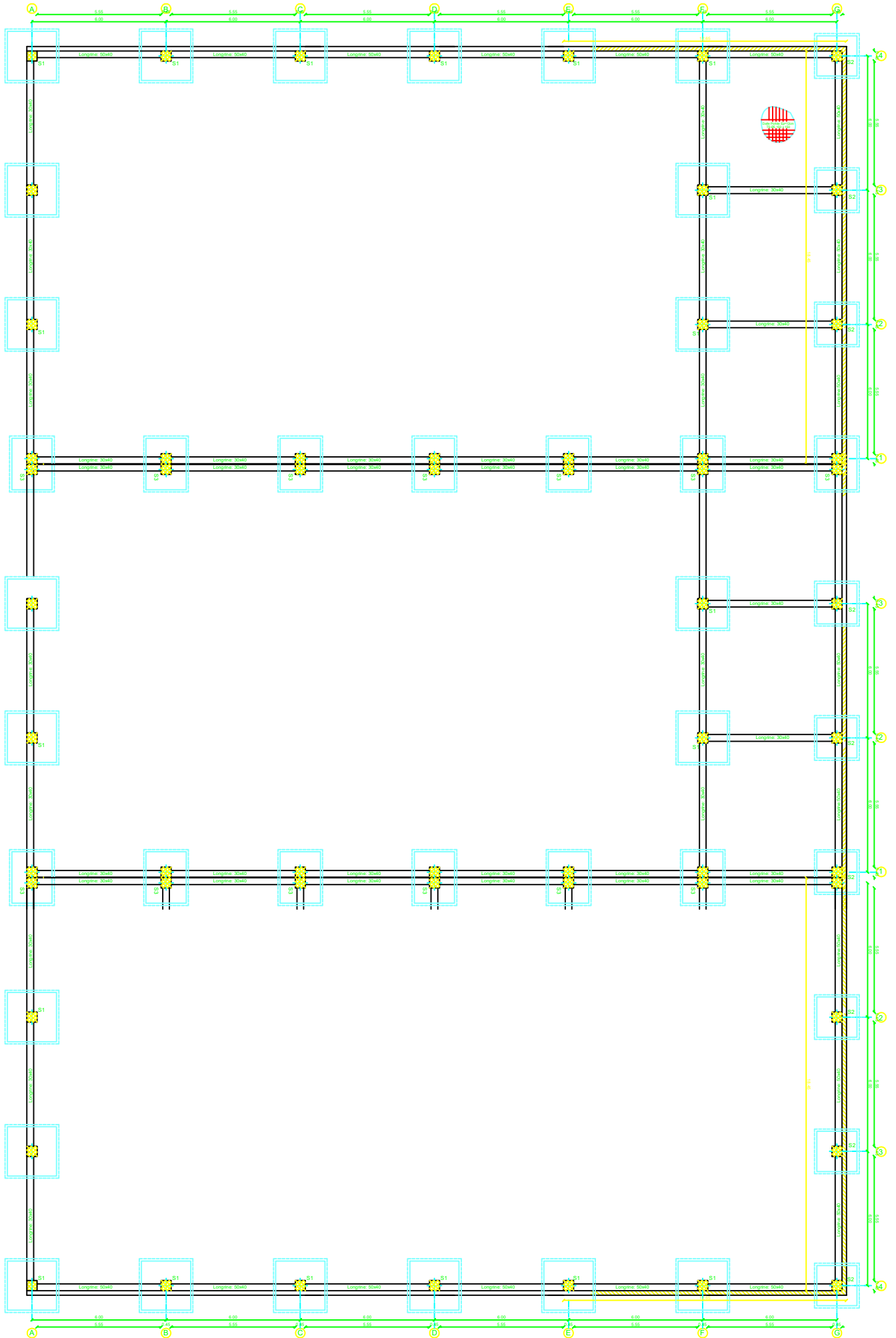
Tableau : entraxe des boulons et pinces

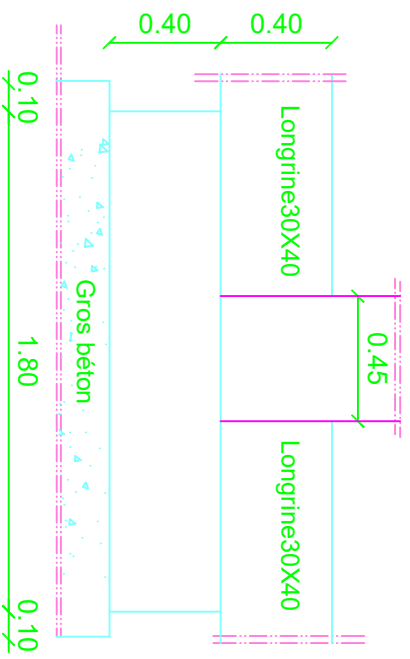
Diamètre nominal d ₀ (mm)	Aire nominale A (mm ²)	Aire résistante A _s (mm ²)
14	154	115
16	201	157
18	254	192
22	314	245
22	380	303
24	452	353

ANNEXE12

Valeur de longueur de flambement en fonction de longueur d'appuis

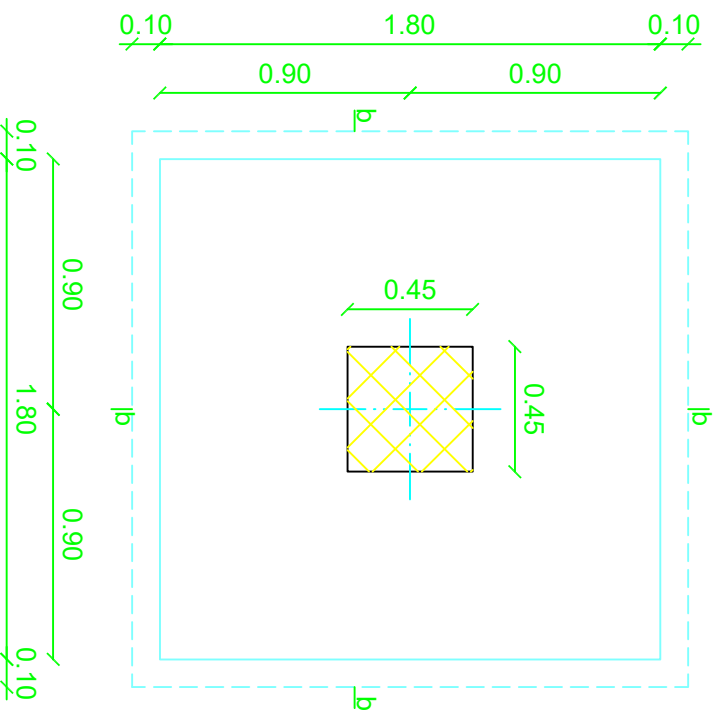
Conditions d'appuis	m	ℓ_K
<p>• Sans déplacements des extrémités</p> 	1	ℓ_0
	2	$0,7 \ell_0$
	4	$0,5 \ell_0$
	$1 < m < 2$	$> 0,7 \ell_0$
<p>• Avec liberté de déplacements aux extrémités</p> 	$\frac{1}{4}$	$2 \ell_0$
	1	ℓ_0
	$m < \frac{1}{4}$	$> 2 \ell_0$



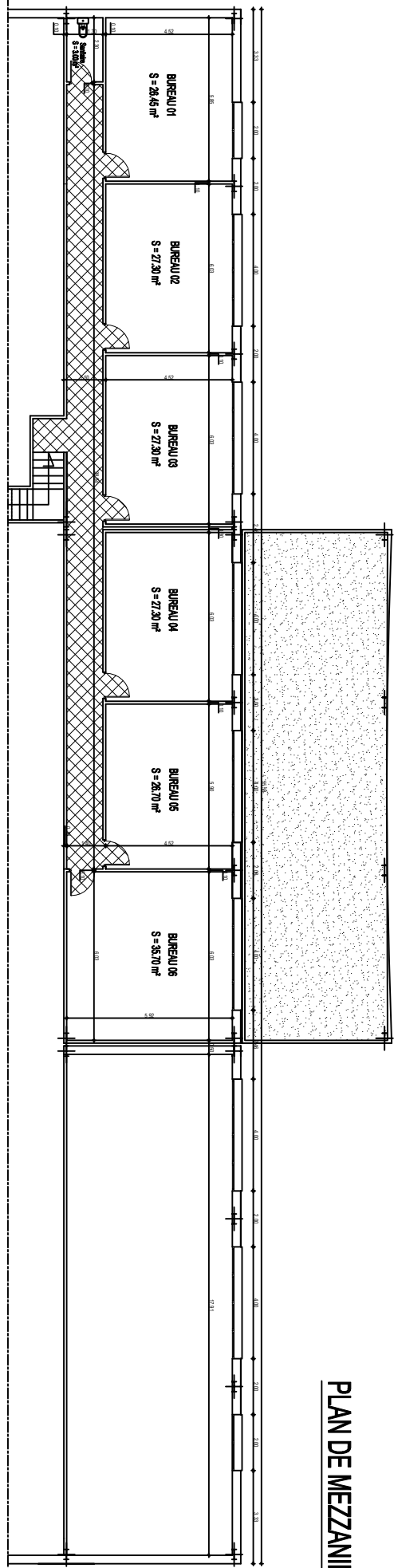


COUPE b-b (Ech: 1/25)

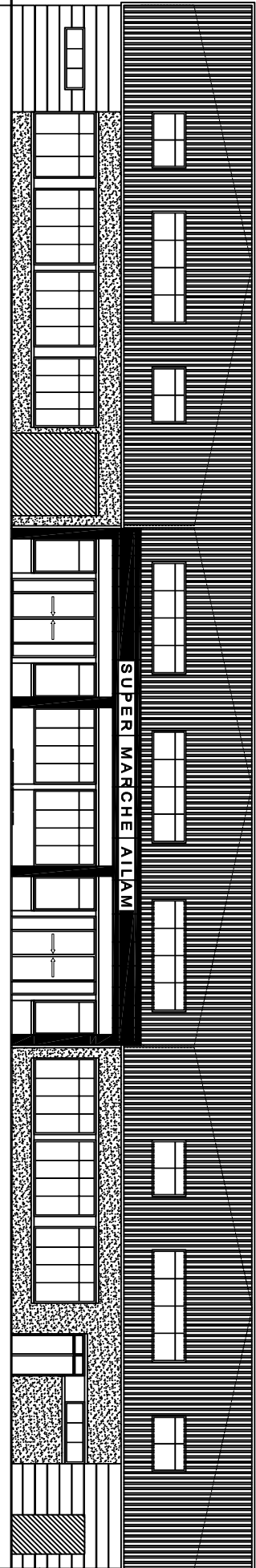
PLAN DE COFFRAGE DES SEMELLES S2




PLAN DE MEZZANINE



FAÇADE PRINCIPALE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE WILAYA : TIZOULZI DARA : AZENGA COMMUNE : FRENK		PROJET : RECONSTRUCTION DE NEUS IMMOBILIERS A USAGE COMMERCIAL (SOUS SCA / RSO) (GROUPE ET VENDEUR DE PRODUITS DIVERSIFIES) / ... / MOUJIBAT FRENK...	
MAITRE DE L'OUVRAGE : M. ALIANI Mohamed Ouidj		MAITRE D'OUVRAGE :  MAITRE D'OUVRAGE MAITRE D'OUVRAGE	
TITRE : - PLAN DE MEZZANINE - FAÇADE PRINCIPALE - COULEE AA		EGEALE : 190 190 190	
DATE : 12 / 2017		DATE : 12 / 2017	
LIEN DE RESP : Ouidj Mohamed Ouidj Daria Ouidj		PLAN N° : PLAN 002	
IDENTIFICATION : INTITULE : CROQUIS : DATE :		1 / 10	