

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



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de Master professionnnel en Génie civil

OPTION : Charpente métallique

Thème

Hangar de stockage des matériaux de construction

avec une mezzanine



Realisé par :

Mr : BELKACEMI Rafik

Mr : SEDDI Ahmed

Encadré par :

Mr : BENYAHY . K

Année Universitaire :2020/2021

Remercîment

Tout d'abord, nous remercions ALLAH, le tout puissant de nous avoir donnés la force le courage et la volonté de mener à bien ce modeste travail.

Nous tenons à remercier vivement et sincèrement notre encadreur Mr. BENYAHY. K qui a contribué et assuré la direction de ce travail, pour tout le soutien, les orientations et la patience qu'il a manifesté durant son encadrement tout le long de la réalisation de ce mémoire.

Nous souhaitons exprimer notre gratitude aux membres du jury Pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

Nous tenons aussi à remercier vivement et sincèrement nos enseignants

Enfin, nos remerciements vont à toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, apporté aide et encouragements en particulier Samir.B

Merci à tous

BELKACEMI RAFIK , SEDDI AHMED

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un dur labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant de la gratitude et de la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail à,

A mes chers regrettées ; mes chers parents disparus avant même la récolte de mon fruit.

A mon **Père** qui est mon modèle de vie, j'espère que du monde qui s'en fait maintenant il apprécie cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part d'un fils adoré qui a toujours prié pour le salut de son âme. Puisse dieu le tout puissant l'avoir en sa sainte miséricorde.

A toi mon premier amour **MAMAN**, une mère si courageuse et forte qui m'a protégé de toutes ses forces et qui m'a aimé de tout son cœur. A cette mère bienveillante et généreuse, qui avait toujours un mot pour reconforter les personnes qui traversaient les dures épreuves de la vie.

Papa et Maman, reposez en paix que le paradis vous soit éternel.

A toi ma chère **Lydia**, mon bras de fer et ma source d'inspirations.

Merci pour tout le soutien que tu m'as accordé tout au long de mon cursus, merci d'être toujours à mes côtés quelles que soient les conditions, par ton amour pour donner du goût et du sens à notre vie. Merci de remplir ma vie de joie et bonheur.

A toute ma famille, mes amis et à tous ceux qui ont contribué à mon succès.

A mes enseignants qui ont contribué à ma formation durant toutes mes études.

A mes camarades de la section de charpente métallique, en particulier mon chère ami et binôme **RAFIK**

AHMED

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à ,

A mes parents. Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de L'amour Dont ils ne cessent de me combler Ainsi que leurs sacrifices et soutiens tout au long de mes études. Que dieu leur procure bonne santé et longue vie.

A ma sœur Safia , son mari Lyes et mon frère Nassim qui étaient toujours là pour m'encourager et pour me soutenir, mes soucis étaient les siens ainsi que toute ma famille , que Dieu les récompense.

A mon chère ami et binôme Ahmed et sa famille aussi.

A mes camarades de la section de charpente métallique , en particulier ma très chère chahinaz qui ma aidé et soutenue tout au long de ce travail.

A mes enseignants qui ont contribués à ma formation durant toutes mes études, et à tous mes chers amis.

RAFIK

SOMMAIRE

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : GENERALITES 1

I.1.Introduction:	1
I.2 .Présentation du projet	1
I.2.1. Zone d'implantation.....	1
I.2.La géométrie de l'ouvrage	1
I-2-3 Les données du sol	1
I-3 Normes et règlements utilisés.....	2
I-4. Les éléments de l'ouvrage	2
I-4-1 La stabilité.....	2
I-4-2 Les dalles mixte	2
I-4-3 Les escaliers	3
I-4-4 La toiture	4
I-4-6 Les fondations	4
I-5 Les caractéristiques des matériaux	4
I-5-1 Le béton.....	4
I-5-2 L'acier	5

CHAPITRE II :ETUDE CLIMATIQUE SELON LE REGLEMENT NEIGE ET VENT 2013 7

II-1 INTRODUCTION	7
II-2 Etude du vent	7
II-2-1 Domaines d'applications.....	7
II-2-2 Principe de calcul.....	7
II-2-3 coefficient de calcul	7
II-2-4 calcul de la pression aérodynamique du vent	9
II-2-5 calcul de la force de frottement.....	20
II-2-6 action d'ensemble	22
II-2-7 Calcul de la stabilité d'ensemble	24
II-3 Action de la neige	26
II-3-1 Objet et domaine d'application	26
II-3-2 Charge de neige sur le sol.....	26
II-3-3 Charge de neige sur la toiture	26

CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS 28

III-1 Pré-dimensionnement des pannes.....	28
III-1-1 Définition.....	28
III-1-2 Données de calcul.....	28
III-1-3 Evaluation des charges et surcharges	28
III-1-4 Combinaison de charge les plus défavorables	30
III-1-5 Principe de pré dimensionnement.....	30
III-1-6 Condition de la flèche.....	31

III-1-7 Vérification à la sécurité.....	32
III-1-7-1 Vérification à l'état limite ultime	32
III-1-7-1-1 Vérification à la flexion.....	32
III-1-7-1-2 Vérification au cisaillement.....	33
III-1-7-1-3 Vérification au déversement.....	34
III-1-7-2 Vérification à l'état limite de service	41
III-1-7-2-1 Vérification de la flèche	41
III-2 calcul des liernes.....	42
III-2 définition.....	42
III-3 calcul de l'effort maximal revenant aux liernes	42
III-4 Dimensionnement des liernes	43
III – 3 Calcul de l'échantignole	44
III- 1 Définition.....	44
III- 2 Calcul des charges revenant à l'échantignole	44
III-3 Dimensionnement de l'échantignole.....	45
III-4 Calcul de l'épaisseur de l'échantignole	45
III-4 Calcul des lisses de bardages	46
III-4-1 Définition.....	46
III-4-2 Mode de fonctionnement	46
III-4-3 Calcul des lisses au long-pan.....	46
III-4-3-1 Données de calcul	46
III-4-3-2 Evaluation des charges et surcharges	47
III-4-3-3 Charge appliqué à l'ELU	47
III-4-3-4 Charge appliqué à l'ELS	47
III-4-3-5 Condition de la flèche.....	47
III-4-3-6 Vérification de la sécurité de l'UPN120 à l'état limite ultime	48
III-4-3-6-1 Vérification à la flexion.....	48
III-4-3-6-2 vérification au cisaillement.....	49
III-4-3-6-3 Vérification au déversement.....	49
III-4-3-7 Vérification de la sécurité de l'UPN120 à l'état limite de service.....	50
III-4-3-8 Calcul des liernes au long-pan.....	50
III-4-3-8-1 Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité	50
III-4-3-8-2 Calcul de la section des liernes.....	51
III-4-4-1 Evaluation des charges et surcharges	51
III- 4-4-2 Charge appliqué à l'ELU.....	51
III-4-4-3 Charge appliqué à l'ELS	52
III-4-4-4 Condition de la flèche.....	52
III-4-4-5 Vérification de la sécurité à l'état limite ultime	53
III-4-4-5-1 Vérification à la flexion.....	53
III-4-4-5-2 Vérification au cisaillement.....	53
III-4-4-5-3 Vérification au déversement.....	54
III-4-4-6 Vérification de la sécurité de l'UPN 80 à l'état limite de service.....	54
III-4-4-8 Calcul des liernes du pignon.....	55
III-4-4-8-1 Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité	55
III-5 Pré dimensionnement des potelets	56
III-5-1 Introduction	56
III-5-2 Détermination des sollicitations	56
III-5-3 Les données de calcul.....	56
III-5-4 Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé.....	57
III-5-5 Dimensionnement du potelet	57
III-5-5-1 Sous la condition de la flèche	57
III-5-5-2 Vérification de la section à la résistance.....	57
III-5-5-3 Vérification de l'élément aux instabilités.....	59

III-6 Etude des escaliers.....	61
III-6-1 Définition des éléments constituant les escaliers.....	61
III-6-2-1Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier	63
III-6-2-2 Vérification de la formule de BLONDEL :	63
III-6-3 Dimensionnement de la cornière (support).....	63
III-6-3-1 Détermination de la section de cornière:	64
III-6-3-2 Vérification à la flèche	65
III-6-3-3 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement)	65
III-6-3-4 Vérification du moment fléchissant (résistance)	66
III-6-4 Dimensionnement de limon.....	66
III-6-4-1 Détermination la section du limon.....	66
III-6-4-1-1Evaluation des charges	66
III-6-4-1-2 Calcul de la charge équivalente	67
III-6-4-2 Prés-dimensionnement des limons	68
III-6-4-2-1 Combinaison de charge	68
III-6-4-2-2 Condition de flèche	68
III-6-5 Etude de la poutre palière des limons	70
III-6-5-1 Evaluation de charges.....	71
III-6-5-2 Condition de la flèche.....	71
III-6-5-3 Vérification à l'ELU	72

CHAPITRE IV :ETUDE D'UN PLANCHER MIXTE..... 75

IV-1 Introduction	75
IV-2 Disposition des solives (poutrelles).....	76
IV-3 Vérification au stade de montage	76
IV-3-1 Evaluation des charge et surcharge	76
IV-3-2 Combinaison de charge	76
IV-3-3 Condition de la flèche	76
IV-3-4 Vérification a l'ELU.....	77
IV-3-4-1 Vérification du moment fléchissant (résistance)	77
IV-3-4-2 Vérification de la section à l'effort tranchant (cisaillement)	78
IV-3-5 Vérification à l'ELS	78
IV-4 vérification au stade finale.....	78
IV-4-1 Evaluation des charges	78
IV-4-2 Combinaisons des charges.....	79
IV-4-3 Caractéristique de la dalle mixte	79
IV-4-3-1 Calcul de la largeur efficace du béton	79
IV-4-3-2 Calcul de la section équivalente	79
IV-4-3-3 Position de l'axe neutre	80
IV-4-4 Vérification à L'ELU	80
IV-4-4-1 Vérification du moment de résistance plastique	80
IV-4-4-2 Vérification de l'effort tranchant.....	81
IV-4-5 Vérification à L'ELS	81
IV-5 Calcul des connexions acier-béton	82
IV-5-1 Choix des dimensions des connecteurs suivant l'EC4	83
IV-5-2 Calcul de nombre de connecteur (goujon).....	83
IV-5-3 Calcul de l'espacement entre les goujons (EC4 6.1.3)	85
Conclusion	85

CHAPITRE V : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX 86

V-1 Introduction	86
V-2 Pré dimensionnement des poutres principales du plancher intermédiaire	86
V-2-1 Evaluation des charges et surcharges	86
V-2-2 Combinaisons de charges	86
V-2-3 Condition de la flèche	86
V-2-3 Vérification à l'ELU	87
V-2-4 Vérification à l'ELS	88
Conclusion	88
V-3 Pré dimensionnement des poutres secondaire	88
V-4 Pré dimensionnement des poteaux du RDC	88
V-4-1 Les charges reprises par le poteau	88
V-4-2 Calcul du moment sollicitant	89
V-4-3 Condition de résistance	89
conclusion	89
V-5 Pré dimensionnement du portique	89
V-5-1 Introduction	89
V-5-2 Evaluation des charges	90
V-5-3 Combinaison des charges à l'ELU	92
V-6 Etude numérique du portique avec le logiciel ROBOT	93
V-6-1 Introduction	93
V-6-2-Description du logiciel ROBOT	93
V-6-3- Les étapes à suivre dans le logiciel	93
V-6-4 Résultats obtenus du logiciel de calcul	95
V-6-5 Diagrammes des moments fléchissant My	100
V-6-5 Diagrammes des efforts normaux	101
V-6-6 Diagrammes des efforts tranchants	102
V-7 Les vérifications manuelles des résultats	102
V-7-1 Vérification de la traverse (IPE 360)	102
V-7-2 Vérification des poteaux (IPE 360)	103
V-8 Conclusion	106

CHAPITRE VI : PREDIMENSIONNEMENT DES CONTREVENTEMENTS..... 107

VI-1 Introduction	107
VI-2 Rôle des systèmes de contreventement	107
VI-3 Prédimensionnement de la poutre au vent en pignon selon l'EC3	107
VI-3-1 Evaluation des efforts	108
VI-3-2 Vérification à la résistance ultime de la section	109
VI-3-3 Conclusion	110
VI-4 Pré dimensionnement de la palée de stabilité en long pan	110
VI-4-1 Evaluation des efforts	111
VI-4-2 Vérification à la résistance ultime de la section	111
VI-4-3 Conclusion	112

CHAPITRE VII : ETUDES SISMIQUE..... 113

VII-1 Introduction.....	113
VII-2 Classification de notre ouvrage selon l’RPA99 version 2003	113
VII-2-1 Classification de la zone sismique	113
VII-2-2 Classification de notre ouvrage selon son importance (Art3.2 RPA99 version2003)	113
VII-2-3 Classification du site (Art3.3 RPA99 version2003).....	113
VII-2-4 Classification des systèmes de contreventement(Art. 8-4-2 RPA99 version2003).....	114
VII-3 Méthodes de calcul.....	114
VII-4 Principe Méthode statique équivalente.	114
VII-5 Calcul de la force sismique totale (art 4.2.3 RPA99/03).....	115
VII-6 Estimation de la période fondamentale de la structure T	116
VII-7 Facteur de qualité (Q)	116
VII-8 Calcul de poids de la structure (W)	117
VII-9 Conclusion	119

CHAPITRE VIII :VERIFICATION DES ELEMENTS 120

VIII-1 Introduction	120
VIII-2 Méthode de travail	120
VIII-3 Etapes de modélisation	120
VIII-4 Résultat des vérifications a l’aide du logiciel ROBOT	123
VIII-4-1 Vérification des pannes.....	123
VIII-4-2 Vérification des lisses de bardages.	124
VIII-4-3 Vérification des potelets	126
VIII-4-4 Vérification des solives.....	128
VIII-4-5 Vérification des poutres maitresse	129
VIII-4-6 Vérification des traverses	130
VIII-4-7 Vérification des poteaux plancher	131
VIII-4-8 Vérification des poteaux	133
VIII-4-9 Vérification des poutre au vent.....	134
VIII-4-10 Vérification des palées de stabilité	135
VIII-5 Conclusion	137

Chapitre IX: Calcul des assemblages.....138

IX-1 Introduction	138
IX-2 Assemblage poteau traverse	138
IX-3 Assemblage des deux traverse au niveau de faitage	145
IX-4 Assemblage des poutre maitresse –poteau au niveau des pignon de rive	150

IX-5 Assemblage de la poutre maitresse –poteau-plancher	157
IX-6 Encastrement en pieds de poteau.....	163
CHAPITRE X : DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS	174
X-1 Introduction	174
X-2 Etude du sol	174
X-3 Choix du type de fondation.....	174
X-3-1 Etude des semelle isolées:	174
X-3-2 Vérification des contraintes à L'ELS.....	175
X-3-3Vérification des contraintes à L'ELU	176
X-4 Ferrailage des semelles isolées	176
X-5 Calcul des longrines.....	177
X-5-1 Pré-dimensionnement de la longrine selon l'RPA99 version 2003	177
X-5-2 Calcul du ferrailage	177
X-5-2 Calcul d'armatures transversales	178
X-5-3 Calcul d'espacement des cadres	178
CONCLUSION GENERALE.....	179

LISTE DES FIGURES

Liste des figures

Figure I.1 : Vue 3D de l'ouvrage

Figure I-2 : les composants d'une dalle mixte

Figure I-3 : différents types d'escalier

Figure I.4 : Panneaux sandwichs.

Figure I-5 : Diagramme contrainte-déformation d'acier

Figure II-1 : les directions du vent

Figure II-2 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales suivant le long-pan

FigureII-3 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales suivant le long-pan

FigureII-4 : Vue en plan des zones de pression sur la toiture suivant le long-pan

FigureII-5 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales suivant le pignon

Figure II-6 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales suivant le pignon

FigureII-7 : Vue en plan des zones de pression sur la toiture suivant le pignon

FigureII-8 : coefficient de pression intérieure (distribution uniforme des ouvertures)

Figure II-9 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de long-pan

FigureII-10 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens de long-pan

Figure II-11 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de pignon

FigureII-12 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens de pignon

Figure II-13 : Représentation des charges provoquant un moment de renversement au long-pan

Figure II-14 : Représentation des charges provoquant un moment de renversement au pignon

Figure II-15 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol

Figure II-16 : Charges de neige

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

Figure III-2 : Chargement permanent au niveau de la toiture

Figure III-3 : moment due à la charge d'entretien

Figure III-4 : Chargement d'exploitation au niveau de la toiture

Figure III-5 : Charge du vent de soulèvement au niveau de la toiture

Figure III-6 : Charge de neige sur la toiture

Figure III-7 : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement

Figure III-8 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement

Figure III-9 : Déversement d'une panne de toiture

Figure III-10 : Vérification de la flèche

Figure III-11 : Dispositions des liernes

Figure III-12 : Dispositions des liernes

Figure III-13 : Efforts dans les liernes

Figure III-14 : Disposition de l'échantignole

Figure III-15 : Disposition des lisses de bardages.

Figure III-16 : répartition des charges dans le plan y-y

Figure III-17 : répartition des charges dans le plan z-z

Figure III-18 : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.

Figure III-19 : Efforts dans les Liernes de long-pan

Figure III-20 : Chargement appliqué au niveau d'une lisse de bardage.

Figure III-21 : efforts dans les liernes de pignon

Figure III-22 : Représentation des charges et surcharges sur le potelet
Figure III-23 : vue 3D de l'escalier
Figure III-24 : vue en élévation de l'escalier
Figure III-25 : Vue en plan de l'escalier
Figure III-26 : disposition des cornières
Figure III-27 : Charge appliqué sur la cornière
Figure III-28 : Distribution des charges sur un limon.
Figure III-29 : charge équivalente(G)
Figure III-30 : charge équivalente(Q)
Figure III-31 : Les charge sur la poutre d'appuis des limons
Figure III-32 : Les charges sur la poutre d'appuis des limon
Figure IV-1 : Eléments constructifs d'un plancher mixte
Figure IV-2 : Présentation de la tôle HIBON 55
Figure IV-3 : Disposition des solives
Figure IV-4 : Dimensions de la poutre mixte
Figure IV-5 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

Figure IV-6 : La position d'un connecteur
Figure IV-7 : Caractéristiques des connecteurs
Figure IV-8 : Distance entre goujons
Figure V-1 : Disposition des solives et poutre principe
Figure V-2 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité
Figure V-3 : Vue du portique en 3D
Figure V-4 : La répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en daN/ml (dépression).
Figure V-5 : Interface du logiciel Robot Structural Analysis Professional.
Figure V-6 : Les préférences de l'affaire .
Figure V-7 : Creation des éléments de la structure
Figure V-8 : Vue de face du portique
Figure V-9 : Diagramme des moments fléchissent
Figure V-10 : Diagramme des moments fléchissent.
Figure V-11 : Diagramme des efforts normaux
Figure V-12 : Diagramme des efforts normaux
Figure V-13 : Diagramme des efforts tranchant
Figure V-14 : Diagramme des efforts tranchant
Figure VI-2 : Schéma statique de la poutre au vent
Figure VI-3 : L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité
Figure VI-4 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan
Figure VI-5 : Effort de traction dans la diagonale tendue
Figure VII-1 : la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas
Figure VIII-1 : Etape de modélisation à l'aide de logiciel ROBOT
Figure VIII-2 : Vue en 3D de la structure
Figure VIII-3 : Vue en plan du plancher
Figure VIII-4 : Vue en élévation de la face long pan
Figure VIII-5 : Vue en élévation de la face pignon
Figure IX-1 : Vue 3D de l'assemblage poteau traverse
Figure IX-2 : Détail de l'assemblage poteau traverse
Figure IX-3 : Vue 3D de l'assemblage au niveau de faitage

Figure IX-4 : Détail de l'assemblage au niveau de faitage

Figure IX-5 : Vue 3D de l'assemblage poteau poutre de rive

Figure IX-6 : Détail sur l'assemblage poteau poutre de rive

Figure IX-7 : Vue 3D de l'assemblage poutre maitresse –poteau-plancher

Figure IX-8 : Détail sur l'assemblage poutre maitresse –poteau-plancher

Figure IX-9 : Vue 3D de l'assemblage au niveau de pied de poteau

Figure IX-10 : Détail de l'assemblage au niveau de pied de poteau

Figure X-1 : Dimension de la fondation

Figure X-2 : Contraintes qui agissent sur les fondations

Figure X-3 : Ferrailage des longrines

LISTE DES TABLEAUX

Liste des tableaux

Tableau II-1 : valeur de pression dynamique de référence

Tableau II.2 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales

Tableau II.3 : les surfaces des zones chargées pour la toiture

Tableau II.4 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales

Tableau II.5 : les surfaces des zones chargées pour la toiture

Tableau II-6 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de long pan

Tableau II-7 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens du pignon

Tableau II-8 : Valeurs des forces horizontales et verticales (vent frappe le long-pan)

Tableau II-9 : Valeurs des forces horizontales et verticales (vent frappe le pignon)

Tableau III-1 : Dimensions et caractéristiques de IPE 120

Tableau III-2 : Facteur d'imperfection α_L

Tableau III-3 : Choix du type de courbe de déversement

Tableau III-4 : Dimension et caractéristique de l'IPE 140

Tableau III-5 : Facteur d'imperfection α_{LT}

Tableau III-6 : Choix du type de courbe de déversement

Tableau III-7 : dimension et caractéristique de l'UPN 120

Tableau III-8 : dimension et caractéristique de l'UPN 80

Tableau III-9 : dimension et caractéristique de l'IPE 160

Tableau III-10 : Caractéristique et dimension de L 40×40×4.

Tableau III-11 : Dimension et caractéristique de l'UPN 260

Tableau III-12 : Dimension et caractéristique de l'IPN 220

Tableau IV-1 : Dimension et caractéristique de l'IPE 140

Tableau IV-2 : Dimension et caractéristique de l'IPE 160

Tableau V-1 : Dimension et caractéristique de l'IPE 270

Tableau V-3 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et la toiture en daN/m², cas de vent le plus défavorable

Tableau V-4 : Les Combinaisons Utilisées

Tableau V-5 : Note de calcul simplifiée

Tableau VI-1 : Coefficients minorateurs β_1 et β_2

Tableau VI-2 : Coefficients minorateurs β_1 et β_2

Tableau VII-1 : coefficient d'accélération de zone A

Tableau VII-2 : Valeurs de $\varepsilon(\%)$

Tableau VII-3 : valeurs des pénalités P_q

Tableau VII-4 : Le poids propre des éléments

Tableau VIII-1 : Récapitulatif des éléments utilisés.
























Tableau VIII-2 : Combinaison utilisé

Tableau VIII-3 : Récapitulatif des éléments adopté.



















NOTATIONS

Notations

































❖ Sollicitation /Contrainte /Déformation :

	E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier.
	G	Module d'élasticité transversale de l'acier.
	F_p	Effort de précontrainte dans les boulons.
	M	Moment sollicitant, en générale.
	M_{cr}	Moment critique élastique de déversement.
	M_{eff}	Moment efficace (section de classe 4).
	M_{el}	Moment élastique.
	M_{pl}	Moment plastique.
	M_R	Moment résistant.
	M_U	Moment ultime.
	N	Effort normal, en générale.
	N_K	Effort critique d'Euler.
	N_{pl}	Effort normal de plastification.
	N_u	Effort normal ultime.
	V	Effort tranchant sollicitant.
	V_{pl}	Effort tranchant de plastification.
	V_U	Effort tranchant ultime.
	f_u	Contrainte de rupture d'une pièce.
	f_{ub}	Contrainte de rupture d'un boulon.
	f_y	Limite d'élasticité d'une pièce.
	ε	Déformation linéaire unitaire.
	ε_y	Déformation correspondante à la limite d'élasticité.
	σ	Contrainte normale.




❖ Coefficients et grandeurs sans dimensions :

	K	Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/ poutre.
	k_s	Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon.
	k_y et k_z	Coefficient de flambement –flexion.
	m	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
	n	Nombre de boulons.
	β_M	Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
	β_w	Facteur de corrélation (soudure).
	ε	Coefficient de réduction élastique de l'acier.
	η	Facteur de distribution de rigidité (flambement).
	λ	Elancement.
	λ_k	Elancement eulérien.
	$\bar{\lambda}$	Elancement réduit.
	$\bar{\lambda}_{LT}$	Elancement de déversement.
	μ	Coefficient de frottement.
	χ	Coefficient de réduction de flambement.
	χ_{LT}	Coefficient de réduction de déversement.
	$u_x(\%)$	participation massique en % suivant l'axe x.
	$u_y(\%)$	participation massique en % suivant l'axe y.







❖ **Caractéristiques géométriques :**







































	A	Section brute d'une pièce.
	A_{eff}	Section efficace d'une pièce
	A_{net}	Section nette d'une pièce.
	A_s	Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
	I_t	Moment d'inertie de torsion.
	I_w	Facteur de gauchissement d'une section.
	I_y	Moment d'inertie de flexion maximale.
	I_z	Moment d'inertie de flexion minimale.
	W_{eff}	Module de résistance efficace.
	W_{el}	Module de résistance élastique.
	W_{pl}	Module de résistance plastique.
	b	Largeur d'une semelle de poutre.
	d	Diamètre nominale des tiges des boulons ou hauteur de la partie droite. d'une âme de poutre.
	d_0	Diamètre de perçage des trous de boulonnage.
	i	Rayon de giration d'une section.
	l	Largeur d'une poutre.
	l_D	Largeur de déversement d'une poutre.
	l_k	Longueur de flambement.
	r	Rigidité d'une barre.
	t	Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.
	t_f	Epaisseur d'une semelle de poutre.
	t_w	Epaisseur d'une âme de poutre.
	v_s	Distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section.
	v_i	Distance de la fibre extrême inférieur à l'axe neutre d'une section.
	α	Angle en général.
	$\gamma_{Mb} = 1.25$	Résistance des boulons au cisaillement.
	$\gamma_{Mb} = 1.50$	Résistance des boulons au à la traction.
	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.
	α	Facteur d'imperfection (flambement).
	β_{MLT}	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

❖ **Les termes lues dans la note de calcul de ROBOT:**

	f_y	résistance du matériau.
	G_{M0}	coefficient de sécurité partiel.
	G_{M1}	coefficient de sécurité partiel.

❖ **Paramètres de l'analyse de flambement :**

	L_{fy}	longueur de flambement de la barre.
	λ_y	élancement de la barre.
	λ_{y_rel}	élancement relatif de la barre.
	χ_y	coefficient de flambement.
	β_{My}	coefficient dépendant du diagramme des moments.
	μ_y	coefficient pour le calcul de k_{fy} .

- | | | |
|---|--|--|
|  | ky | coefficient de réduction en flexion. |
| ❖ | Paramètres de l'analyse de déversement | |
|  | ID_sup | longueur de déversement de la semelle supérieure |
|  | ID_inf | longueur de déversement de la semelle inférieure |
|  | C1 | coefficient pour le calcul de Mcr. |
|  | C2 | coefficient pour le calcul de Mcr. |
|  | Mcr | moment critique pour le déversement. |
|  | Lambda_LT | élancement fictif de la barre pour le déversement. |
|  | XLT | coefficient de déversement. |
|  | Beta_MLT | coefficient dépendant du diagramme des moments. |
|  | Mi LT | coefficient pour le calcul de kLT. |
|  | kLT | coefficient de réduction pour le déversement. |
| ❖ | Efforts internes dans les points caractéristiques de la section | |
|  | N.sd | effort axial N.sd. |
|  | My.sd | moment fléchissant My.sd . |
|  | Vz.sd | effort de cisaillement Vz.sd. |
| ❖ | Efforts limites | |
|  | Nt.rd | résistance ultime plastique en traction. |
|  | Mb.rd | moment ultime pour le déversement. |
| ❖ | Par rapport à l'axe y de la section | |
|  | Mply.rd | moment ultime plastique. |
|  | Mely.rd | moment ultime élastique. |
|  | Mny.rd | moment ultime compte tenu de l'interaction M-N. |
|  | Mvy.rd | moment ultime compte tenu de l'interaction M-V. |
|  | Vply.rd | résistance ultime en cisaillementPar rapport à l'axe z de la section |
|  | Mplz.rd | moment ultime plastique. |
|  | Melz.rd | moment ultime élastique. |
|  | Mnz.rd | moment ultime compte tenu de l'interaction M-N. |
|  | Mvz.rd | moment ultime compte tenu de l'interaction M-V. |
|  | Vplz.rd | résistance ultime en cisaillement. |
| ❖ | Flèches (REPÈRE LOCAL) : | |
|  | uy | flèche de la barre en y. |
|  | uy max | flèche admissible de la barre en y. |
|  | uinst,y | flèche due aux charges variables en y. |
|  | uinst,max,y | flèche admissible due aux charges variables en z. |
|  | uz | flèche de la barre en z. |
|  | uz max | flèche admissible de la barre en z . |
|  | uinst,z | flèche due aux charges variables en z. |
|  | uinst,max,z | flèche admissible de la barre en z. |
| ❖ | Déplacements (REPÈRE GLOBAL) : | |
|  | vx | déplacement de la barre en X. |
|  | vx max | déplacement admissible de la barre en X. |
|  | vy | déplacement de la barre en Y. |
|  | vy max | déplacement admissible de la barre en Y . |

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GENERALE

L'utilisation du métal a commencé dans l'architecture et le génie civil à la fin du 19^{ème} siècle. L'industrie sidérurgique s'est développée en proposant des produits de construction (laminés ou moulés) adaptés à la construction d'ossatures métalliques - Construction Métallique.

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

La présente étude est relative au dimensionnement et au calcul d'une construction métallique à usage de stockage, doté d'une mezzanine.

Ce mémoire va nous permettre d'une part, de mettre en évidence et d'approfondir les connaissances acquises durant les années de formation dans le domaine du génie civil. D'autre part de découvrir et d'appliquer les différents règlements et documents techniques réglementaires (RPA2003, RNV2013, les eurocodes...ect). Aussi, on apprendra à utiliser le logiciel de dessin Tekla structure , autocad et Robot Analysis Structural 2020 qui sera l'outil de calcul structural nous permettant de mener à bien notre projet.

Notre travail est divisé en plusieurs parties

Tout d'abord, on a fait une présentation de la géométrie de la structure étudiée et aussi des caractéristiques mécanique des matériaux constituant cet ouvrage.

Puis en second lieu, on a effectué une étude climatique selon RNV 2013, ou on a tiré la pression statique due au vent dans les deux sens (pignon et long pan) et aussi la charge de la neige sur la toiture.

Ensuite, on a traité le pré dimensionnement des différents éléments secondaires constituant notre ouvrage (pannes, lisses, potelets, escalier, ...etc.), et cela à travers une évaluation des charges qui sont appliquées aux différents éléments, ainsi que l'application des différentes vérifications (résistance, déversement, flambement, flèche) pour le choix du profilé convenant aux éléments étudiés.

Puis, on est passé à l'étude du plancher mixte, particulièrement au dimensionnement des solives (poutres secondaires), des poutres maîtresses et des connecteurs, ainsi qu'au pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, traverses, contreventements).

On a aussi fait notre modélisation à l'aide du logiciel de dimensionnement numérique (ROBOT 2020), tout en appliquant un chargement climatique afin de tirer la distribution de la charge climatique pour chaque sens de chargement, dans le but de la comparer à la charge due au séisme.

Et en dernier lieu, on a effectué une vérification complète de l'ossature principale, les assemblages et aussi les semelles, tout en tenant compte de tous les paramètres et combinaisons de charges à l'aide du logiciel de dimensionnement numérique (ROBOT 2020).

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS

I.1.Introduction

Notre projet consiste à faire l'étude et la conception de l'ossature d'un ouvrage mixte d'une façon à assurer la stabilité et la sécurité des usagés durant et après la réalisation avec un coût optimal.

I.2.Présentation du projet

Notre projet consiste à faire l'étude et la conception de l'ossature d'un hangar en charpente métallique composé d'un grand espace pour le stockage, et d'un espace administratif reposant sur un plancher mixte. La toiture est composée de deux versants symétriques, couvrant une surface de 960 m² destiné pour le stockage des matériaux de constructions.

I.2.1. Zone d'implantation:

Ce projet est implanté à LARBAA NATH IRATHEN , wilaya de Tizi-Ouzou situé à 930m d'altitude. Selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) cette zone est classée comme zone de moyenne sismicité (**IIa**).

I.2.La géométrie de l'ouvrage:

- La longueur totale de l'ouvrage48m
- La largeur totale de l'ouvrage20m
- La hauteur totale de l'ouvrage7m
- La hauteur du RDC..... 2.96m
- Hauteur totale des poteaux.....6 m

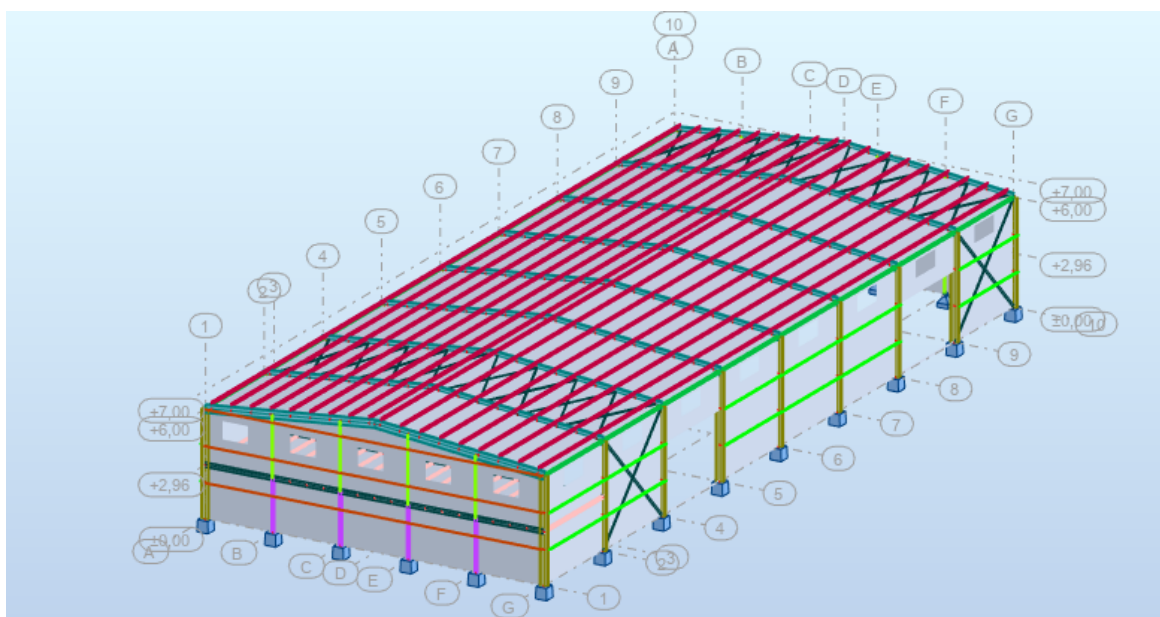


Figure I.1.Vue en 3D de l'ouvrage

I-2-3 Les données du sol

Selon le rapport géotechnique préliminaire qui nous a été transmis par le BET :

Le sol sur lequel l'ouvrage est implanté présente une Contrainte moyenne admissible

$\sigma = 2$ bars.

I-3 Normes et règlements utilisés

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

- ✓ Règles Neige et Vent « **RNV2013** »
- ✓ Règles parasismiques algériennes « **RPA99 - version 2003** »
- ✓ Règles de conception des structures en acier « **CCM97** »
- ✓ Règles de calcul des structures en acier « **EC3. ENV 1993-1-1 Eurocode** »
- ✓ Béton armée aux états limites « **BAEL 91 – version 99** »
- ✓ Règles de calcul des fondations superficiels « **DTR-BC 2.331** »
- ✓ Eurocode 4 (structure mixte)
- ✓ Charge permanentes et charges d'exploitation « **DTR-BC 2.2** »

I-4. Les éléments de l'ouvrage

I-4-1 La stabilité

La stabilité de la structure est assurée par deux types de systèmes de contreventement :

- ✓ -Contreventement verticale : à pour but, de transférer les forces horizontales aux fondations, assurées par portique et palée en **X** (croix de Saint-André).
- ✓ -Contreventement horizontal à pour but de rigidifier les surfaces horizontal (plancher) qui doivent transmettre les force dues au vent et au séisme agissant sur la façade au point fixe verticaux.

Ce type de contreventement est assuré par les planchers collaborant et les poutres au vent.

I-4-2 Les dalles mixte

Définition

Une dalle mixte est un élément de construction des bâtiments métalliques à ossature mixte. Elle est composée d'une tôle nervurée sur laquelle on coule une dalle en béton comportant un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de la température. Dans ce type de dalles, la tôle nervurée sert de plate-forme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton et d'armature inférieure pour la dalle après durcissement du béton. Elle peut également servir de contreventement horizontal provisoire lors du montage de la structure porteuse du bâtiment, à condition qu'elle soit fixée à la poutraison de façon adéquate.

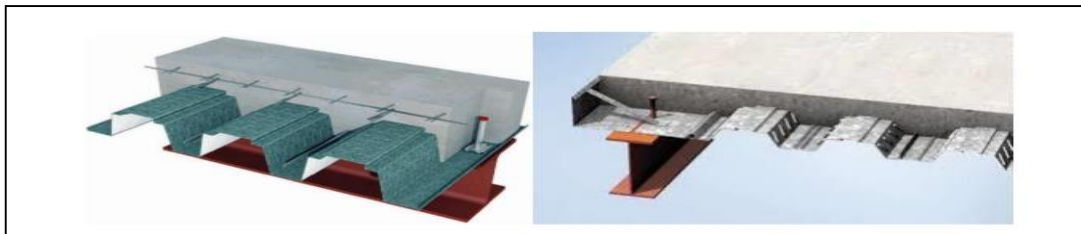


Figure I-2 : les composants d'une dalle mixte

Fonction et avantages des dalles mixtes

- Un gain sur le poids total de la structure.
- Supporter les charges et surcharges verticales et les transmettre aux appuis.
- Une rigidité flexionnelle plus importante (flèches plus faibles).

Chapitre I : Généralités

- Etre étanche à l'eau et à l'humidité.
- Empêcher la propagation des incendies.

La connexion entre le béton et la tôle est assuré par plusieurs types de connecteur et les plus utilisés sont :

1. Les goujons à tête soudés électriquement avec un pistolet adéquat.
2. Les cornières fabriquées par pliage à froid .
3. Butées soudées (découpées dans des cornières ou des dars en T) mais ce type est rarement utilisé.

Le rôle principal des connecteurs est de limiter le glissement entre l'acier et le béton. Selon le nombre de connecteur on distinguera deux types de connexion : connexion complète et connexion partielle.

I-4-3 Les escaliers

Définition

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'emmarchement et la largeur des marches s'appelle giron et la hauteur des marches s'appelle contre marche ,et il est constitué généralement de:

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

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

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

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

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

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

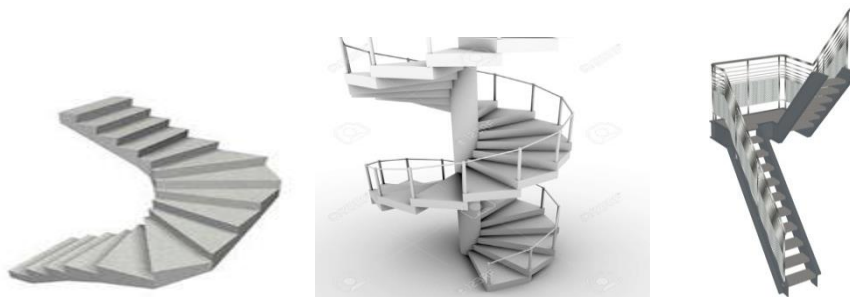


Figure I-3 : différents types d'escalier

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

I-4-4 La toiture

La toiture est réalisée en panneaux sandwich. Ces derniers offrent l'avantage de rassembler à un seul élément les trois rôles principaux d'une toiture : le pare-vapeur, l'isolation et l'étanchéité. Ces panneaux permettent un écartement des pannes relativement grand et représente surtout un gain de temps appréciable au montage. Ils se composent de deux lobes en acier plats ou nervurés et d'une âme rigide isolante. Pour cet ouvrage, nous avons opté pour des panneaux sandwichs du type « TL 75 » constitués d'une peau externe trapézoïdale et d'une peau interne linéaire intercalées par une mousse dure conçue pour l'isolation thermique.



Figure I.4 : Panneau sandwich.

- ***murs extérieurs***

Les murs des façades seront réalisés en double murette avec des panneaux sandwichs de type LL35 (étanche et iso phone)

- ***murs intérieurs***

Les murs intérieurs seront réalisés en panneaux sandwichs en double murette de type LL35

I-4-6 Les fondations

Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I-5 Les caractéristiques des matériaux

L'ouvrage est constitué de plusieurs matériaux mais il est constitué essentiellement de deux types de matériaux

I-5-1 Le béton

Le béton est un matériau composé d'un mélange de granulats, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants, liés entre eux par une pâte de ciment, le béton présente une excellente résistance à la compression.

Pour les planchers et les fondations, on utilise un béton qui présente les caractéristiques suivantes:

- Résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance caractéristique à la traction:

$$\rightarrow f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}.$$

Chapitre I : Généralités

- Poids volumique $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$.
- Module d'élasticité : $E=14000\text{MPa}$.

I-5-2 L'acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de Carbone (1%). C'est un alliage métallique dont l'élément chimique principal est le fer et l'autre élément essentiel est le carbone.

1. L'essai de traction permet de déterminer :
 - Le module d'élasticité longitudinal E .
 - Les contraintes limites : d'élasticité f_y et de rupture f_u .
 - Le coefficient de poisson ν .
 - L'allongement à la rupture ϵ .

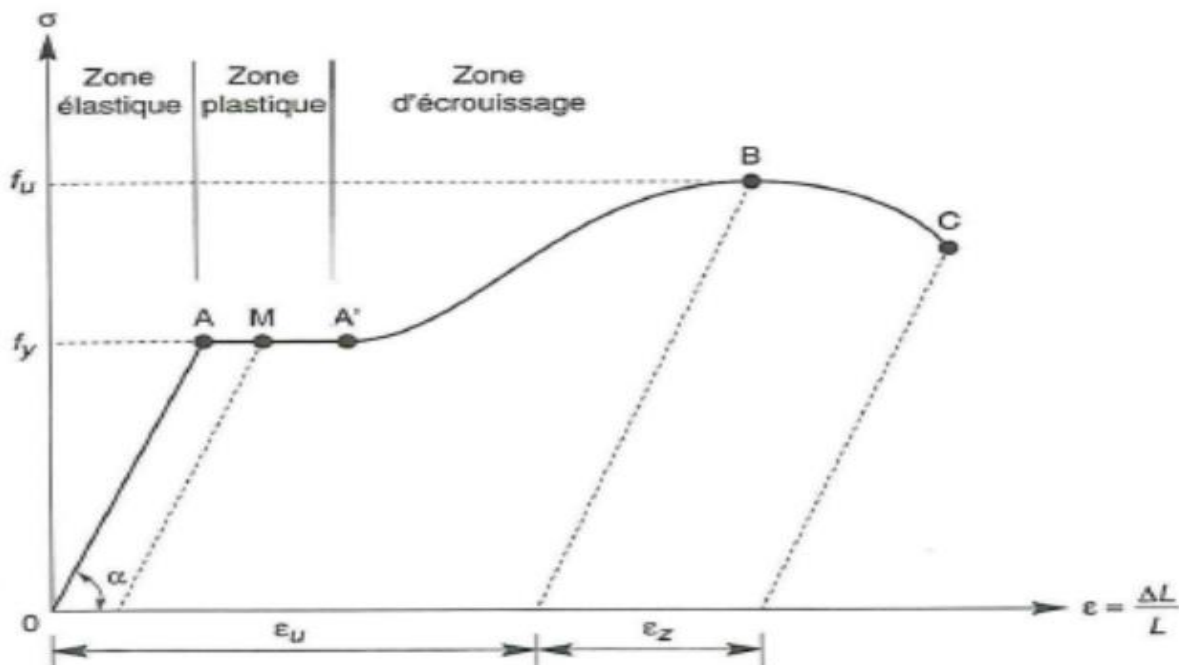


Figure I-5 :Diagramme contrainte-déformation d'un acier

2. L'essai de dureté, qui étudie la pénétration d'une bille ou d'une pointe dans l'acier.
3. L'essai de résilience, qui permet de mesurer l'aptitude d'un acier à rompre par choc.
4. L'essai de fatigue.

Pour la réalisation de notre projet on a utilisé l'acier S275 de caractéristiques:

- La limite élastique de traction, $f_y=275 \text{ Mpa}$.
- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $E=210000 \text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité transversal $G=81000 \text{ Mpa}$.
- La limite élastique de cisaillement, $\tau = 0.58 f_y \text{ Mpa}$.
- La masse volumique de l'acier : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$.

Chapitre I : Généralités

- Le Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-6}$
- Coefficient de poisson $\nu = 0.3$.

Les assemblages

Les assemblages seront réalisés par :

- Boulonnage : on utilise des boulons ordinaires ou bien des boulons à haute résistance (HR).
- Soudure.

Les armatures pour le béton

Les armatures utilisées pour le ferrailage des fondations et de la dalle de notre ouvrage sont:

- Les aciers à haute adhérence (HA), de nuance fe E 400, de limite d'élasticité $f_e = 400 \text{ MPa}$.

Contrainte admissible :

- Cas courant : $\delta_s = 348 \text{ MPa}$
- Cas accidentel : $\delta_s = 400 \text{ MPa}$

Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1.15$.

Module d'élasticité : $E_s = 2.1 \cdot 10^5 \text{ Mpa}$

- Treillis soudé à haute adhérence

Limite élastique : $f_e = 520 \text{ Mpa}$

**CHAPITRE II :ÉTUDE
CLIMATIQUE SELON
LE RÈGLEMENT
NEIGE ET VENT
2013**

Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

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 Algérien Neige et Vent (RNV2013).

II-2 Etude du vent

II-2-1 Domaines d'applications

Le règlement neige et vent (RNV2013) s'applique seulement sur :

- Les structures ayant une hauteur max $< 200\text{m}$.
- Bâtiments à usage d'habitation, administratifs, scolaires, industriel, ect.....
- Cheminées et ouvrage similaires.
- Ouvrages de stockages (réservoirs, châteaux d'eau, silos, ect...).
- Structures verticales en treillis (pylônes, grues échafaudages, etc...).

II-2-2 Principe de calcul

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

Les actions de vent sont proportionnelles à la projection de la surface considérée dans un plan perpendiculaire à la direction de vent.

Pour déterminer l'action du vent, on distingue deux catégories de construction :

- **Catégorie 1:** Elle regroupe l'ensemble des bâtiments à usage d'habitation administration scolaire....
- **Catégorie 2 :** Elle regroupe les constructions ajourées telle que les structures verticales en treillis, les cheminées et ouvrage similaires.

Notre ouvrage est classée dans **la catégorie 1**.

II-2-3 coefficient de calcul

Effet de la région

Notre structure est située dans **la zone I**, dont la pression de référence est donnée par le **tableau 2-2 du RNV 2013 (chapitre II-bases de calcul)** → $q_{ref} = 37.5 \text{ daN/m}^2$

Tableau II-1 valeur de pression dynamique de référence

Zone	$q_{ref} \text{ (daN/m}^2\text{)}$
I	37.5
II	43.5
III	50.0
IV	57.5

Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

Effet de site

La structure sera implantée en zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments , ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leurs hauteurs, donc d'après les données du **tableau 2- 4 dans le RNVA2013 (chapitre 2- bases de calcul)** la catégorie de terrain est **III**

D'où d'après le RNV2013 (**Tableau 2-4, chapitre II**):

- Le facteur de terrain $K_T = 0,215$
- Le paramètre de rugosité $z = 0,3\text{m}$
- La hauteur minimale $z_{\min} = 5\text{m}$.
- $\varepsilon=0.61$: coefficient utilisé pour le calcul de C_d

Coefficient de topographie

Le coefficient de topographies $C_{t(z)}$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines, les dénivellations isolées...etc. Le site est meuble.

$C_{t(z)}$ est déterminé comme suit:

$$\begin{cases} C_{t(z)} = 1 \text{ pour } \phi < 0.05 \\ C_{t(z)} = 1 + S_{\max} \times \left(1 - \frac{|X|}{K_{\text{red}} \times L}\right) \times e^{-\alpha\left(\frac{z}{L}\right)} \text{ pour } \phi < 0.05 \end{cases}$$

où :

- ϕ : est la pente du versant au vent $\phi = \frac{H}{L_U}$
- H: la hauteur du versant
- L: la longueur caractérisant le versant au vent et prenant la valeur: $L = \max(0.5L_U; 2H)$
- X: est la distance horizontale entre le lieu considéré et la crête de l'obstacle
- Z: est la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au lieu considéré
- $S_{\max}, \alpha, K_{\text{red}}$ sont des coefficients donnés dans le **tableau 2.6 (RNV2013 chapitreII)** en fonction de la forme d'obstacle et du rapport H/L
- L_U et L_d respectivement la longueur du versant au vent et sous vent

A.N pour le calcul du coefficient topographique

$$\Rightarrow \phi = \frac{H}{L_U} = \frac{1}{48} = 0.02 \ll 0.05$$

$$\Rightarrow C_{t(z)} = 1$$

Calcul de coefficient dynamique C_d

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

Dans le cas des bâtiments dont la hauteur totale est inférieure à 15 m, la valeur de C_d est donnée par L'RVN 2013 est $C_d = 1$ (**chapitre 3 : coefficient dynamique, article 3-2 valeur simplifier**).

Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

II-2-4 calcul de la pression aérodynamique du vent

La pression statique du vent $W(z)$ qui s'exerce sur une construction à la hauteur h est donné par la formule suivante :

$$W(z) = q_{p(z)} \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad \text{en daN / m}^2$$

Avec :

- $q_{p(z)}$: Pression dynamique de pointe calculer à la hauteur h considérée.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.

Calcul de pression dynamique de pointe

La pression dynamique de pointe $q_{p(z)}$ qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur h est donné par la formule suivante :

$$q_{p(z)} = q_{ref} \times C_{e(z)} \quad \text{en daN / m}^2$$

Avec :

- $C_d=1$ coefficient dynamique de la construction
- $q_{ref} = 37.5$ (daN/m²) la pression dynamique de référence.
- C_{ex} : est le coefficient d'exposition au vent.

Calcul de coefficient d'exposition C_{ex}

Le coefficient d'exposition au vent C_{ex} tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur h au dessus du sol. En outre, il tient compte de la turbulence du vent.

La valeur de C_{ex} est donné par la formule suivante :

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

Avec :

- C_r : coefficient de rugosité
- C_t : coefficient de topographie
- I_v : l'intensité de la turbulence

Détermination du coefficient de la rugosité C_r

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. il définit par la loi logarithmique (logarithme népérien). (**Chapitre II § 2. 4.5 RNV2013.**)

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{si} \quad Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \quad \text{si} \quad Z < Z_{\min}$$

Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

Avec :

- K_T : Facteur de terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{\min} : Hauteur minimale.
- Z : Hauteur considérer.

Telle que : $Z_0 = 0.3\text{ m}$ et $Z_{\min} = 5\text{ m}$

Les hauteurs considérer sont :

- $Z = 6\text{ m}$ pour les parois verticales.
- $Z = 7\text{ m}$ pour la toiture.

Dans les parois verticales :

$Z = 6\text{ m}$ et $Z_{\min} = 5\text{ m} \rightarrow Z_{\min} = 5\text{ m} < Z = 6\text{ m} < 200\text{ m}$

$$\Rightarrow C_r(Z) = K_T \times \ln \frac{Z}{Z_0} = 0.215 \times \ln \frac{6}{0.3} = 0.64$$

$$\Rightarrow C_r(Z) = 0.64$$

Dans la toiture :

$Z = 7\text{ m}$ et $Z_{\min} = 5\text{ m} \rightarrow Z_{\min} = 5\text{ m} < Z = 7\text{ m} < 200\text{ m}$

$$\Rightarrow C_r(Z) = K_T \times \ln \frac{Z}{Z_0} = 0.215 \times \ln \frac{7}{0.3} = 0.67$$

$$\Rightarrow C_r(Z) = 0.67$$

Calcul de l'intensité de turbulence.

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 les deux équations suivantes :

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)} \quad \text{pour } Z > Z_{\min}$$

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln \left(\frac{Z_{\min}}{Z_0} \right)} \quad \text{pour } Z < Z_{\min}$$

Avec :

- C_t : coefficient topographique
- Z_0 : paramètre de rugosité
- Z_{\min} : hauteur min

Donc pour les parois verticales :

$$\text{On a } Z = 6\text{ m} > Z_{\min} = 5\text{ m} \rightarrow I_v(Z=6\text{ m}) = \frac{1}{1 \times \ln \left(\frac{6}{0.3} \right)} = 0.3338$$

$$\Rightarrow I_v(Z=6\text{ m}) = 0.3338$$

Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

Pour la toiture :

$$\text{On a } Z = 7 \text{ m} > Z_{\min} = 5 \text{ m} \rightarrow I_v(Z=7\text{m}) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{7}{0.3}\right)} = 0.3174$$

$$\Rightarrow I_v(Z=7\text{m}) = 0.3174$$

A.N pour le coefficient d'exposition

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

- **Les parois verticales**

$$C_{ex} = 1^2 \times 0.64^2 \times [1 + 7 \times 0.33] = 1.35$$

$$\Rightarrow C_{ex} = 1.35$$

- **La toiture**

$$C_{ex} = 1^2 \times 0.67^2 \times [1 + 7 \times 0.32] = 1.45$$

$$\Rightarrow C_{ex} = 1.45$$

A.N pour le calcul de la pression dynamique de pointe

$$\text{On a: } q_{p(Z)} = q_{ref} \times C_{e(Z)} \quad \text{en daN / m}^2$$

- **Parois verticale**

$$q_{p(Z)} = 37.5 \times 1.35 = 50.63 \text{ daN / m}^2$$

$$\Rightarrow q_{p(Z)} = 50.63 \text{ daN / m}^2$$

- **la toiture**

$$q_{p(Z)} = 37.5 \times 1.45 = 54.4 \text{ daN / m}^2$$

$$\Rightarrow q_{p(Z)} = 54.4 \text{ daN / m}^2$$

Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe}

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} applicables aux bâtiments et aux parties de bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée à qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées de 1 m² et 10 m² dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées, ils sont notés C_{pe1} pour les coefficients locaux, et C_{pe10} pour les coefficients globaux respectivement. (**chapitre 5:coefficient de pression page 80 RNVA2013**).

Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

- $C_{pe} = C_{pe1}$ si $S \leq 1 \text{ m}^2$
- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log 10 (s)$ si $1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2$
- $C_{pe} = C_{pe10}$ si $S \geq 10 \text{ m}^2$

Avec : S est la surface chargée de la paroi considérée

Les directions du vent

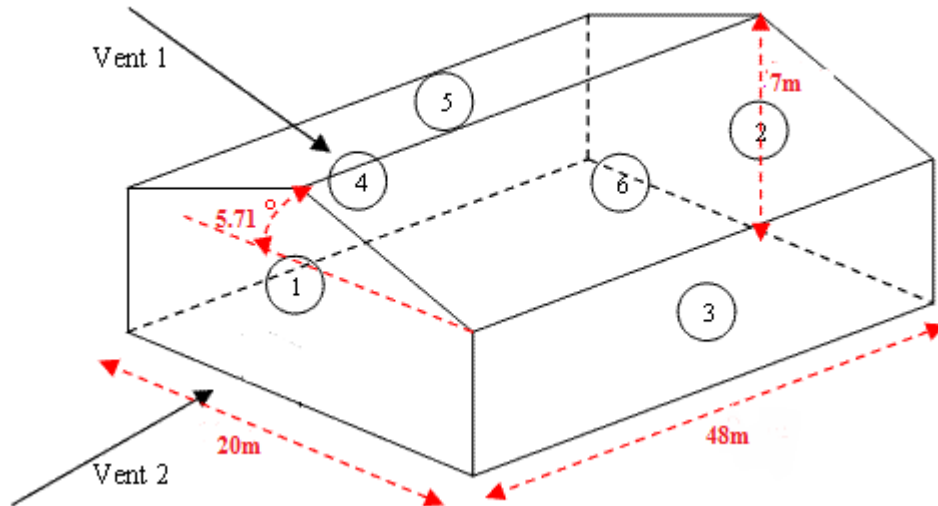


Figure II-1 :les directions du vent

Le vent perpendiculaire au long-pan (V1)

Pour cette direction du vent (voir la figure ci-dessus)

$$b = 48 \text{ m}, d = 20 \text{ m}, h = 7 \text{ m}$$

$$e = \min (b ; 2h) = \min (48 ; 14) = 14 \text{ m}$$

Parois verticales

Elévation pour : $e < d$

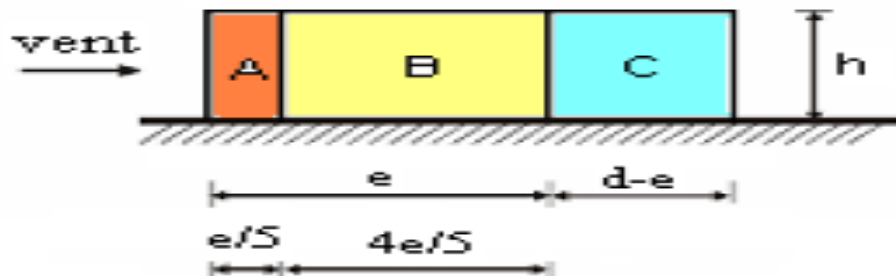


Figure II-2 :Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales suivant le long pan

$$\frac{e}{5} = \frac{14}{5} = 2.8 \text{ m}$$

$$\frac{4e}{5} = \frac{4 \times 14}{5} = 11.2 \text{ m}$$

Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

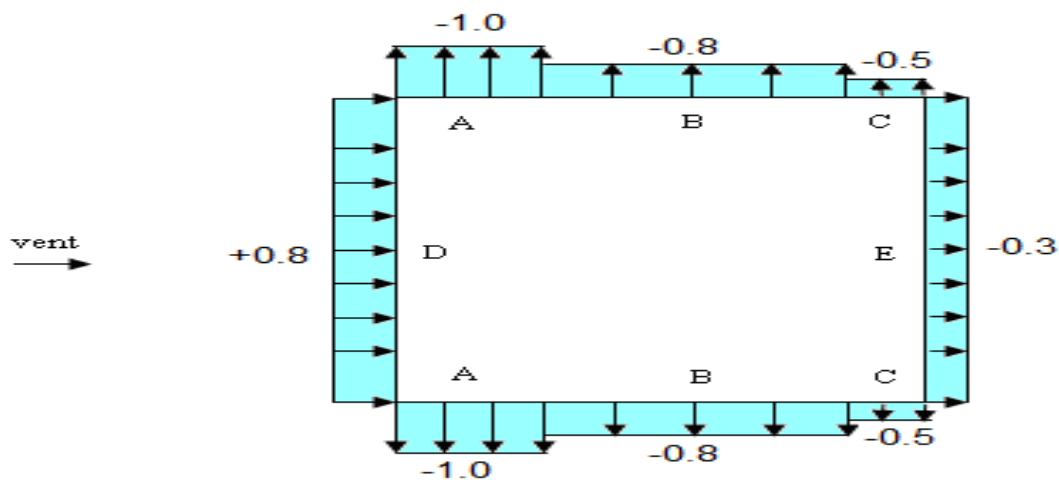
Calcul des surfaces

Tableau II.2 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales

Zone	A	B	C	D=E
Surface (m ²)	2.8 x 7=19.6	11.2 x 7=78.4	6 x 7=42	20 x 7=140

Conclusion D'après le tableau 5.1 de chapitre 5 page 81 de l'RNv 2013 on obtient les résultats suivant :

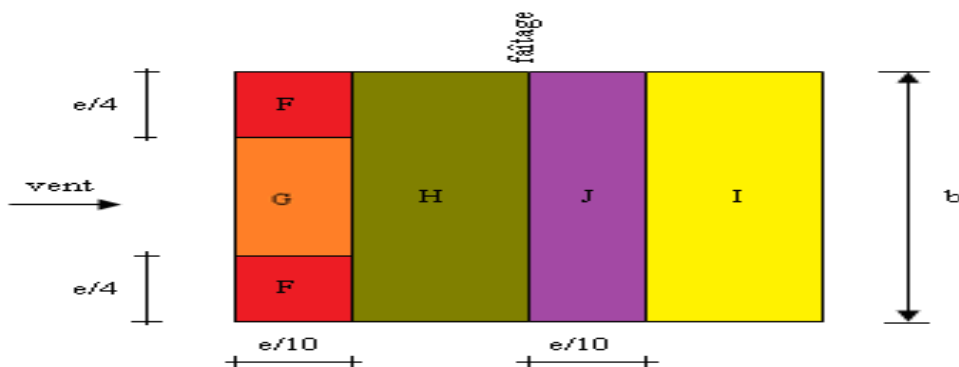
- $S_A = 19.6\text{m}^2 \gg 10\text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = -1.0$
- $S_B = 78.4\text{ m}^2 \gg 10\text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = -0.8$
- $S_C = 42\text{ m}^2 \gg 10\text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = -0.5$
- $S_D = 140\text{ m}^2 \gg 10\text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = +0.8$
- $S_E = 140\text{ m}^2 \gg 10\text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = -0.3$



FigureII-3 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticale suivant le long-pan

Versant de toiture

Avec $\alpha = 5.71^\circ$



FigureII-4 : Vue en plan des zones de pression sur la toiture suivant le long-pan

$$\frac{e}{4} = \frac{14}{4} = 3.5\text{ m}$$

$$\frac{e}{10} = \frac{14}{10} = 1.4\text{ m}$$

Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

Calcul des surfaces :

Tableau II.3 : les surfaces des zones chargées pour la toiture

Zone	F	G	J	I=H
Surface (m ²)	3.5 x 1.4 = 4.9	13 x 1.4 = 18.2	20 x 1.4 = 28	22.6 x 20 = 452

Le tableau 5.4 page 87 du RNV 2013 nous donne les valeurs de C_{pe} en fonction l'inclinaison de versant et comme on a l'angle d'inclinaison $\alpha = 5.71^\circ$ cette valeur est comprise dans le tableau entre 5° et 15° donc dans ce cas on obtient les valeurs de C_{pe} par interpolation linéaire entre les coefficients de pression pour $\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$ par la formule suivante :

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

On remarque que :

La surface de la zone de pression **F** de la toiture est comprise entre 1m² et 10m²

(1m² < S < 10m²) donc : **C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) × log₁₀(S)** pour chaque zone.

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

Donc : **C_{pe} = C_{pe10}** pour chaque zone.

Action vers le haut

➤ **Zone F** : 1m² < S_F < 10m²

Pour $\alpha = 5^\circ$: C_{e10} = -1,7 ; C_{e1} = -2,5

$$C_{e(5^\circ)} = C_{e1} + (C_{e10} - C_{e1}) \times \log SF = -2,5 + [(-1,7) - (-2,5)] \log 4.9 = -1.95$$

Pour $\alpha = 15^\circ$: C_{e10} = -0,9 ; C_{e1} = -2,0

$$C_{e(15^\circ)} = C_{e1} + (C_{e10} - C_{e1}) \times \log SF = -2,0 + [(-0,9) - (-2,0)] \log 4.9 = -1.24$$

Pour $\alpha = 5.71^\circ$:

$$C_{pe} = C_{e(5^\circ)} + \frac{C_{e(15^\circ)} - C_{e(5^\circ)}}{15^\circ - 5.71^\circ} \times (5.71^\circ - 5^\circ) = -1.95 + \frac{[-1.24] - [-1.95]}{15^\circ - 5.71^\circ} \times (0.71) = -1.70 \uparrow$$

➤ **zone G** : S_G > 10m²

$$C_{pe} = C_{pe10} = -1.2 + [(-0.8) - (-1.2)] \times 0.071 = -1.2 \uparrow$$

➤ **zone H** : S_H > 10m²

$$C_{pe} = C_{pe10} = -0.6 + [(-0.3) - (-0.6)] \times 0.071 = -0.57 \uparrow$$

➤ **zone J** : S_J > 10m²

$$C_{pe} = C_{pe10} = -0.6 + [(-1.0) - (-0.6)] \times 0.071 = -0.63 \uparrow$$

➤ **zone I** : S_I > 10m²

$$C_{pe} = C_{pe10} = -0.6 + [(-0.4) - (-0.6)] \times 0.071 = -0.58 \uparrow$$

Action vers le bas

➤ **zone F, G et H** : C_{pe} = C_{pe10} = 0 + (+0.2 - 0) × 0.071 = 0.014 ↓

Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

➤ **zone J:** $C_{pe} = C_{pe10} = 0.2 + (0.2) \times 0.071 = 0.18 \downarrow$

➤ **zone I:** $C_{pe} = 0 \downarrow$

Vent perpendiculaire à la petite face V_2

pour cette direction du vent (voir la figure ci-dessous)

$b = 20 \text{ m}$, $d = 48 \text{ m}$ $h = 7 \text{ m}$

$e = \min(b ; 2h) = \min(20 ; 2 \times 7) = 14 \text{ m}$

Parois verticale

Calcul des surfaces :

Tableau II.4 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales

Zone	A	B	C	D=E
Surface (m ²)	$2.8 \times 7 = 19.6$	$11.2 \times 7 = 78.4$	$34 \times 7 = 238$	$20 \times 7 = 140$

Conclusion : D'après le tableau 5.1 de chapitre 5 page 81 RNV 2013, on obtient les résultats suivant :

- $S_A = 19.6 \text{ m}^2 \gg 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = -1.0$
- $S_B = 78.4 \text{ m}^2 \gg 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = -0.8$
- $S_C = 238 \text{ m}^2 \gg 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = -0.5$
- $S_D = 140 \text{ m}^2 \gg 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = +0.8$
- $S_E = 140 \text{ m}^2 \gg 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = -0.3$

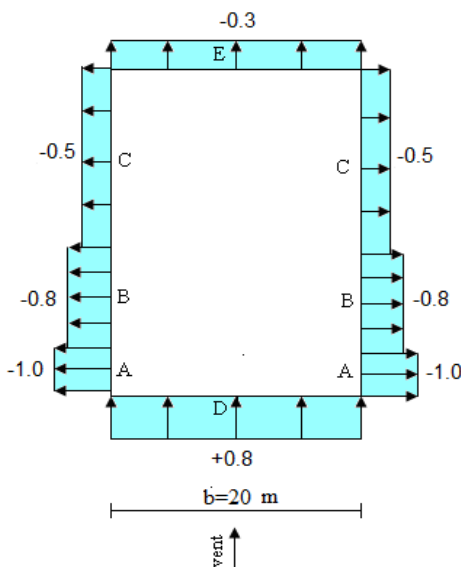


Figure II-5 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales suivant le pignon

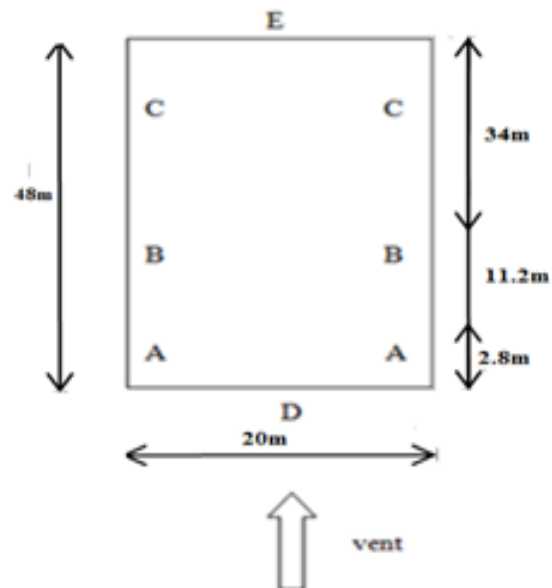


Figure II-6 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales suivant le pignon

Versant de toiture

Avec $\alpha = 5.71^\circ$

$$\frac{e}{2} = \frac{14}{2} = 7 \text{ m} ; \frac{e}{4} = \frac{14}{4} = 3.5 \text{ m} ; \frac{e}{10} = \frac{14}{10} = 1.4 \text{ m}$$

Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

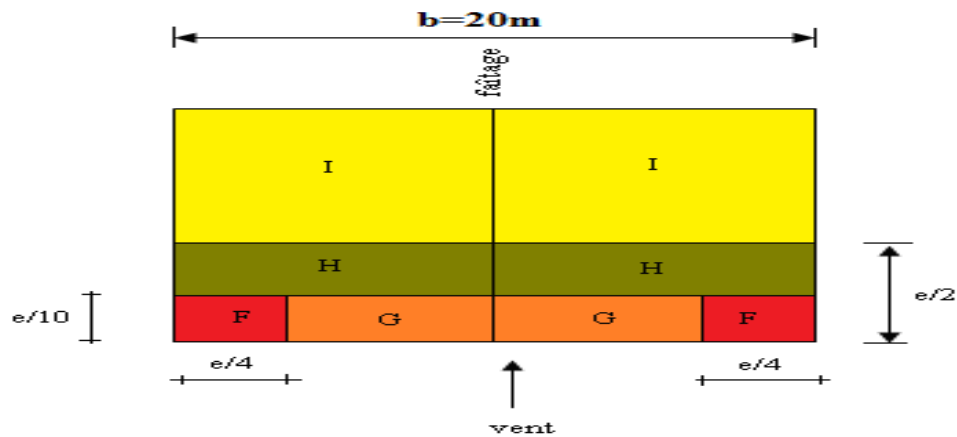


Figure II-7 : Vue en plan des zones de pression sur la toiture suivant le pignon

Calcul des surfaces :

Tableau II.5 : les surfaces des zones chargées pour la toiture

Zone	F	G	H	I
Surface (m ²)	3.5 x 1.4 = 4.9	1.4 x 6.5 = 9.1	5.6 x 10 = 56	41 x 10 = 410

Les valeurs de C_{pe} pour $\alpha = 5.71^\circ$ s'obtient par interpolation linéaire :

$$f(x) = f(5^\circ) + \frac{f(15^\circ) - f(5^\circ)}{15 - 5} \cdot (5.71^\circ - 5)$$

On remarque que :

Les surfaces des zones H et I sont supérieures à 10 m² donc la valeur de coefficient pression extérieure c'est celles qui correspondent à C_{pe10} , par contre les surfaces de la zone F et G sont inférieure à 10m² et supérieure à 1m² donc on doit utiliser une interpolation par rapport à la surface par la formule suivante :

$$C_e(x_i) = C_{e1}(x_i) + [C_{e10}(x_i) - C_{e1}(x_i)] \cdot \text{Log}(S_i)$$

➤ Zone F : 1m² < SF < 10m²

Pour $\alpha = 5^\circ$: $C_{e10} = -1,6$; $C_{e1} = -2,2$

$$C_{e(5^\circ)} = C_{e1} + [C_{e10} - C_{e1}] \cdot \text{Log}(SF) = -2,2 + (-1,6 + 2,2) \cdot \text{Log}(4.9) = -1,78$$

Pour $\alpha = 15^\circ$: $C_{e10} = -1,3$; $C_{e1} = -2,0$

$$C_{e(15^\circ)} = C_{e1} + [C_{e10} - C_{e1}] \cdot \text{Log}(SF) = -2,0 + (-1,3 + 2,0) \cdot \text{Log}(4.9) = -1,52$$

Pour $\alpha = 5.71^\circ$:

$$C_{pe} = C_{e(5^\circ)} + \frac{C_{e(15^\circ)} - C_{e(5^\circ)}}{15^\circ - 5.71^\circ} \cdot (5.71^\circ - 5^\circ) = -1.78 + \frac{[-1.52] - [-1.78]}{15^\circ - 5.71^\circ} \cdot (0.71) = -1.76$$

➤ Zone G : 1m² < SG < 10m²

Pour $\alpha = 5^\circ$: $C_{e10} = -1,3$; $C_{e1} = -2,0$

Pour $\alpha = 15^\circ$: $C_{e10} = -1,3$; $C_{e1} = -2,0$

$$C_{e(5^\circ)} = C_{e(15^\circ)} = C_{e1} + [C_{e10} - C_{e1}] \cdot \text{Log}(SG) = -1,33$$

Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

Pour $\alpha = 5.71^\circ$:

$$C_{pe} = C_e(5^\circ) + \frac{C_e(15^\circ) - C_e(5^\circ)}{15^\circ - 5.71^\circ} \times (5.71^\circ - 5^\circ) = -1,33$$

➤ **Zone H:** $SH > 10 \text{ m}^2$

$$C_{pe} = -0.7 + [(-0.6) - (-0.7)] \times 0.071 = -0.70$$

➤ **Zone I :** $SI > 10 \text{ m}^2$

$$C_{pe} = -0.6 + [(-0.5) - (-0.6)] \times 0.071 = -0.60$$

Calcul des coefficients de pression extérieure C_i :

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**)

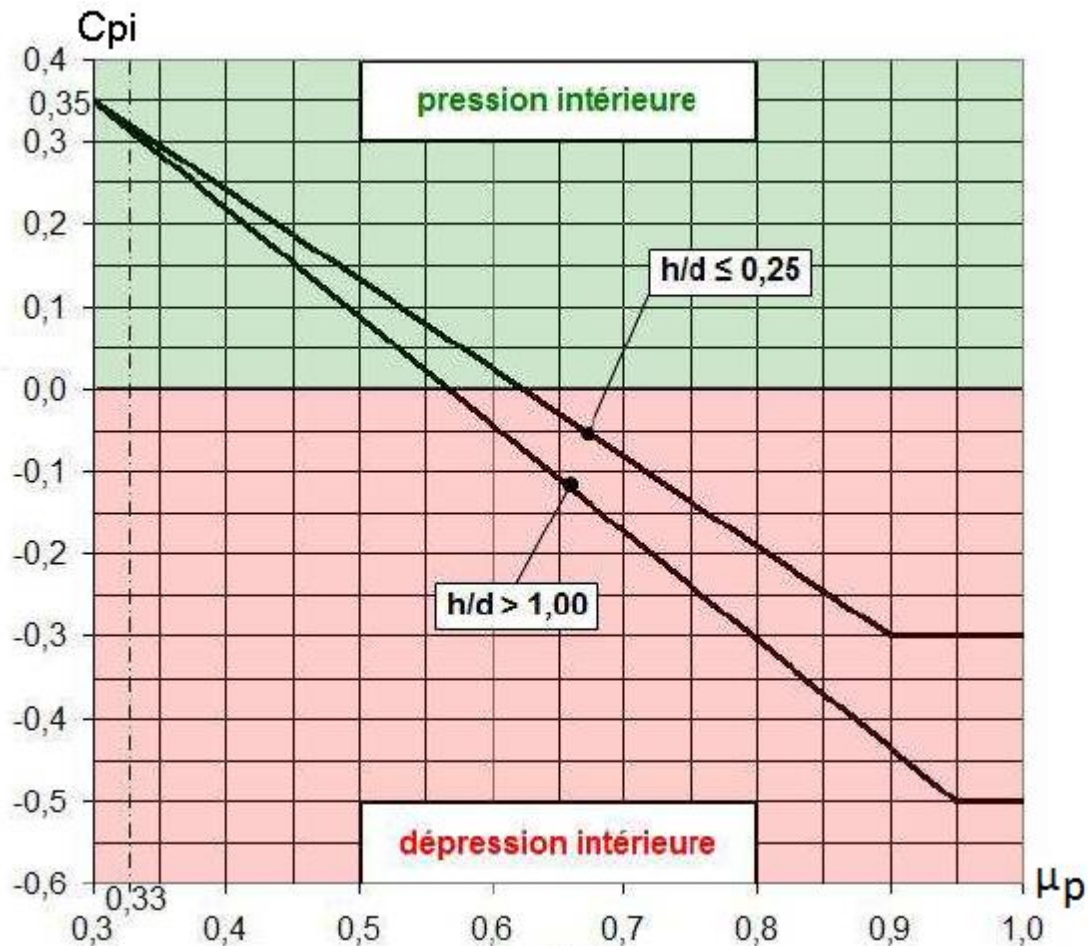


Figure II-8: coefficient de pression intérieure (distribution uniforme des ouvertures)

L'indice de perméabilité est donné par la formule suivante :

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

Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

D'après la **note 2 paragraphe 7.2.9 NF EN 1991-1-4** on peut travailler avec des valeurs extrêmes $C_i = +0.2$ et $C_i = -0.3$

Les résultats de calcul de la pression statique due au vent sont représenté dans les tableaux ci-dessous :

Vent perpendiculaire au long-pan

Tableau II-6 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de long pan(daN/m²)

Parois verticales						Versants de toitures					
Zone	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W_{(Z)1}$	$W_{(Z)2}$	Zone	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W_{(Z)1}$	$W_{(Z)2}$
D	+0.8	+0.2	-0.3	30.4	55.7	F	-1.70	+0.2	-0.3	-103.4	-76.2
A	-1.0	+0.2	-0.3	-60.76	-35.44	G	-1.2	+0.2	-0.3	-76.2	-49
B	-0.8	+0.2	-0.3	-50.63	-25.32	H	-0.57	+0.2	-0.3	-42	-14.7
C	-0.5	+0.2	-0.3	-35.44	-10.13	I	-0.58	+0.2	-0.3	-42.43	-15.23
E	-0.3	+0.2	-0.3	-25.32	0	J	-0.63	+0.2	-0.3	-45.2	-18

A: Parois verticales

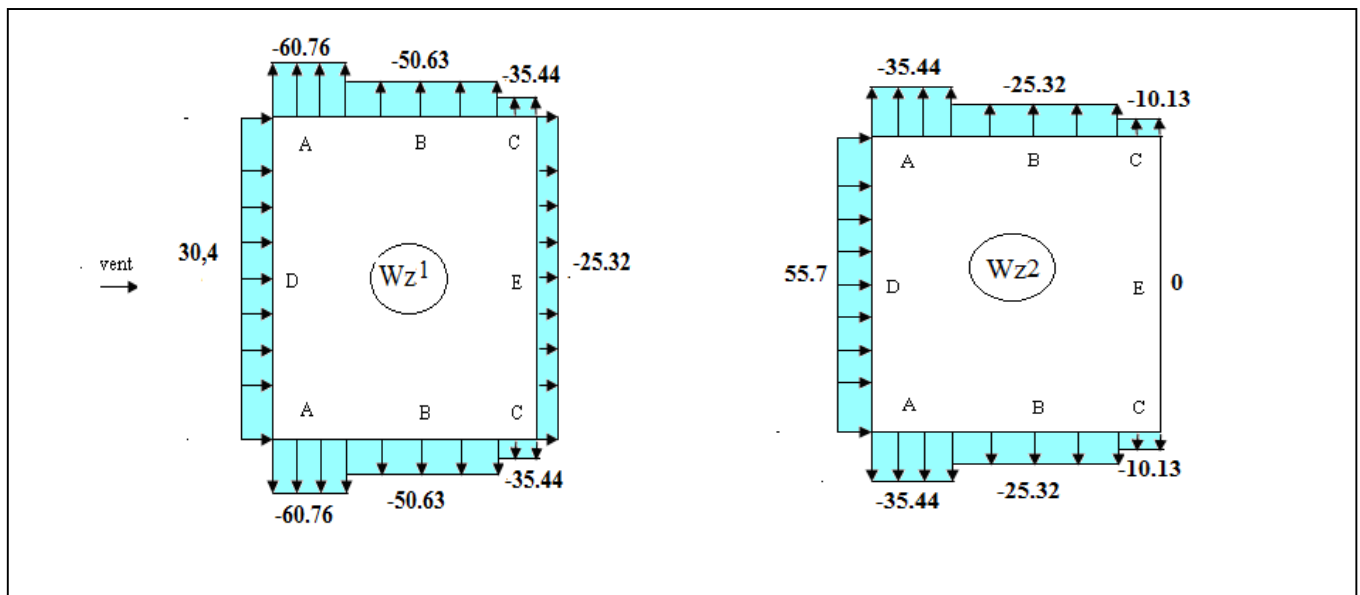


Figure II-9 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de long-pan (daN/m²)

Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

B: Versants de toiture

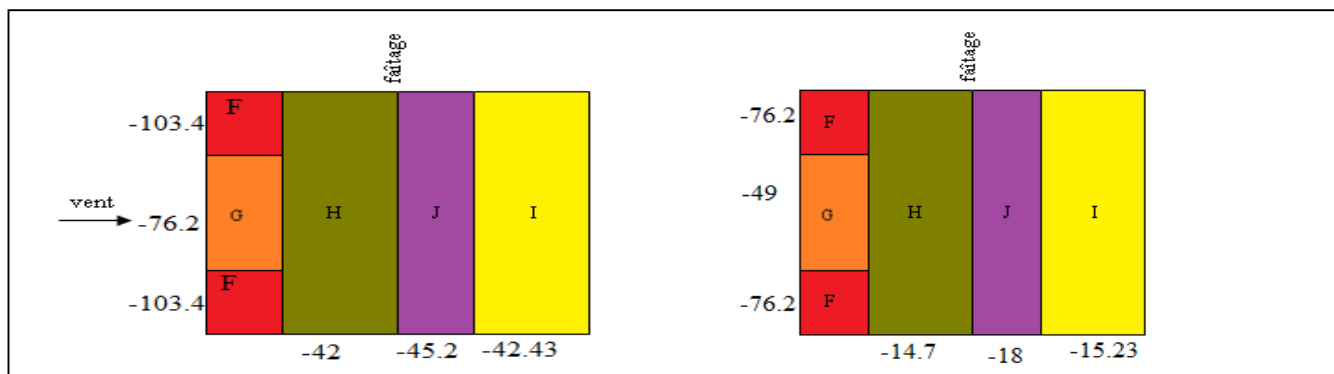


Figure II-10 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens de long-pan(daN/m²)

Vent perpendiculaire au pignon

Tableau II-7 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens du pignon(daN/m²)

Parois verticales						Versants de toitures					
Zone	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	W _{(z)1}	W _{(z)2}	Zone	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	W _{(z)1}	W _{(z)2}
D	+0.8	+0.2	-0.3	30.4	55.7	F	-1.76	+0.2	-0.3	-106.62	-79.42
A	-1.0	+0.2	-0.3	-60.76	-35.44	G	-1.33	+0.2	-0.3	-83.23	-56.03
B	-0.8	+0.2	-0.3	-50.63	-25.32	H	-0.70	+0.2	-0.3	-49	-21.76
C	-0.5	+0.2	-0.3	-35.44	-10.13	I	-0.60	+0.2	-0.3	-43.52	-16.32
E	-0.3	+0.2	-0.3	-25.32	0						

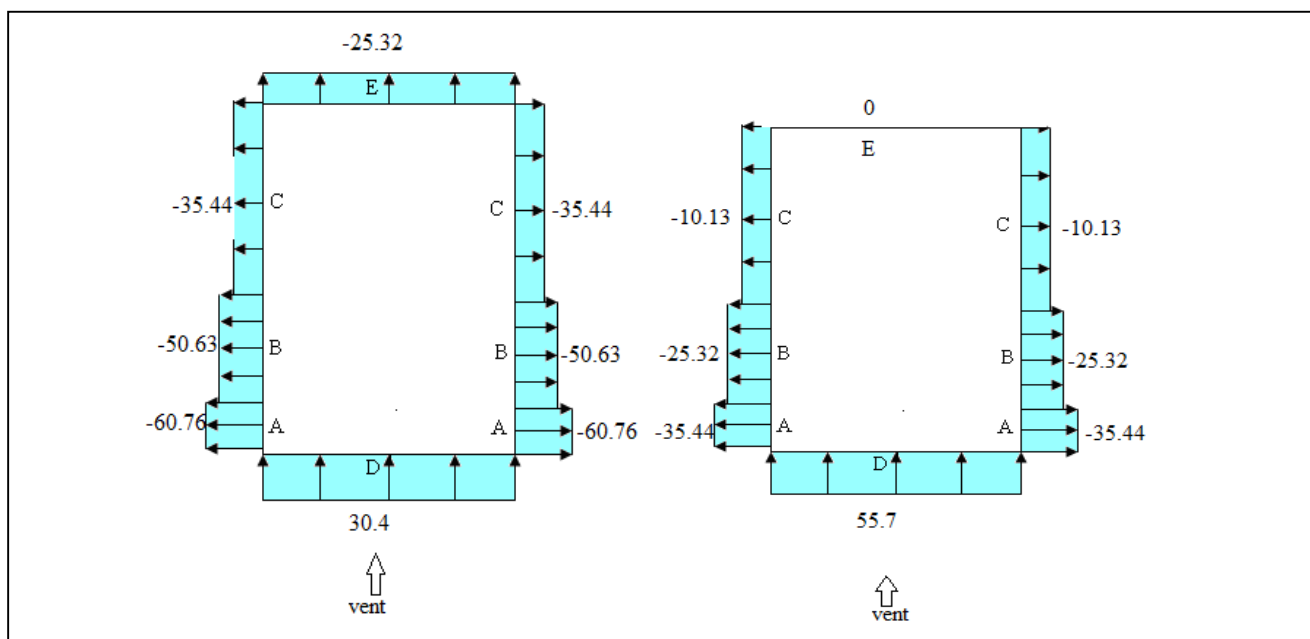


Figure II-11 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de pignon (daN/m²)

Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

B: Versants de toiture

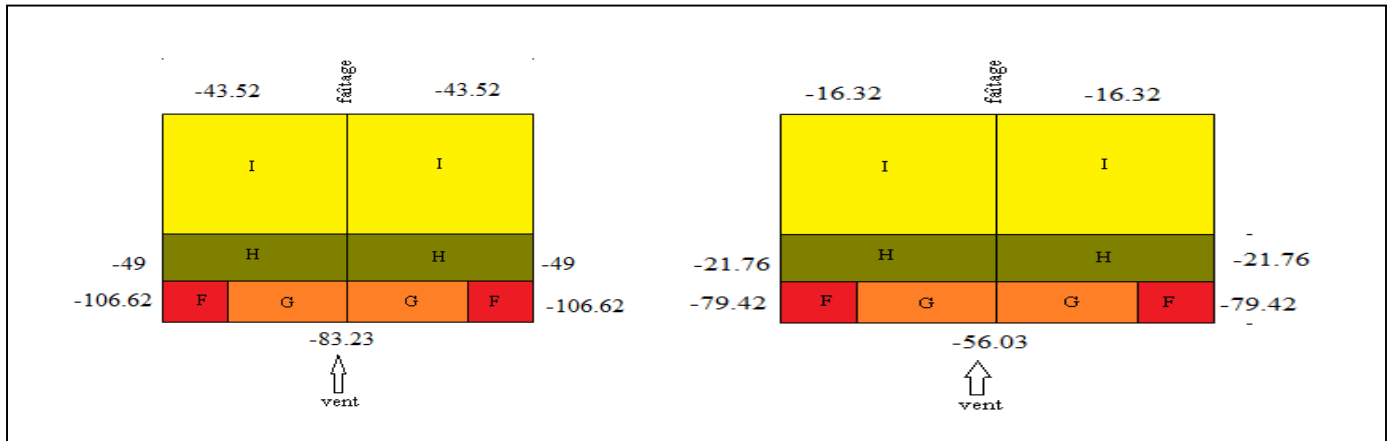


Figure II-12 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens de pignon (daN/m²)

II-2-5 calcul de la force de frottement

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 **RNV 2013, Chapitre 2, Article 2.6.3** nous avons deux cas :

1. Dans ce cas la direction du vent elle est perpendiculaire au long-pan :

- Calcul des surfaces parallèles au vent :

- La surface des deux pignons :

$$S_{pignons} = [(20 \times 6) + (10 \times 1)] \times 2 = 260 \text{ m}^2$$

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

$$S_{toiture} = \left[\left(\frac{1}{\sin 5.71} \right) \times 2 \times 48 \right] = 964.8 \text{ m}^2$$

⇒ Total des surfaces parallèles au vent :

$$S_T = S_{pignos} + S_{toiture} = 1224.8 \text{ m}^2$$

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

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

$$S_{pv} = [(48 \times 6)] \times 2 = 576 \text{ m}^2$$

$$4 \times S_{pv} = 2304 \text{ m}^2$$

Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :

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

Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

$1224.8 \text{ m}^2 < 2304 \text{ m}^2 \rightarrow \text{CONDITION VERIFIEE}$

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

2. 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) :

$$S_{pv} = [(6 \times 48) \times 2] = 576 \text{ m}^2$$

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

$$S_{toiture} = \left[\left(\frac{1}{\sin 5.71} \right) \times 2 \times 48 \right] = 964.8 \text{ m}^2$$

\Rightarrow Total des surfaces parallèles au vent :

$$S_T = S_{pv} + S_{toiture} = 1540.8 \text{ m}^2$$

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

- La surface des deux pignons :

$$S_{pignon} = [(6 \times 20) + (10 \times 1)] \times 2 = 260 \text{ m}^2$$

$$4 \times S_{pignon} = 1040 \text{ m}^2$$

Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :

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

$1540.8 \text{ m}^2 > 1040 \text{ m}^2 \rightarrow \text{CONDITION NON VERIFIEE}$

Conclusion: Donc on ne doit pas négliger l'effet de frottement, cas de vent perpendiculaire au pignon.

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

$$F_{fr} = \sum (q_{p(z)} \times C_{fr} \times S_{fr})$$

où:

$q_{p(z)}$: (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} : est le coefficient de frottement pour l'élément de surface considérée

Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

On prendra dans notre cas un bardage en toiture et au niveau des parois verticales dont les ondulations sont perpendiculaire à la directions du vent . $C_{fr} = 0.04$ (**tableau 2.8 chapitre 2 RNV 2013**)

La force de frottement est donc:

- Pour la toiture: $Z= 7$ m et $q_{p(z)}=54.4$ daN/m²

$$S_{fr} = \left[\left(\frac{1}{\sin 5.71} \right) \times 2 \times 48 \right] = 964.8 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 0.04 \times 964.8 \times 54.4 = 2099.4 \text{ daN}$$

- Pour les parois verticales: $Z= 6$ m et $q_{p(z)}=50.63$ daN/m²

$$S_{fr} = 48 \times 6 \times 2 = 576 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 0.04 \times 576 \times 50.63 = 1166.52 \text{ daN}$$

La force de frottement total est donc : $F_{fr} = 2099.4 + 1166.52 = 3265.92 \text{ daN}$

II-2-6 action d'ensemble

La force résultante R est donné par :

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

où:

$W_{(z)}$: (en daN/m²) pression aérodynamique résultante.

F_{fr} (en daN) : les forces de frottements.

1^{er} cas : Vent perpendiculaire au long-pan

Avec $\alpha = 5.71^\circ$

Calcul des surfaces tributaires de chaque zone : (projection horizontale)

Zone D : $S_D = 6 \times 48 = 288 \text{ m}^2$

Zone E : $S_E = 6 \times 48 = 288 \text{ m}^2$

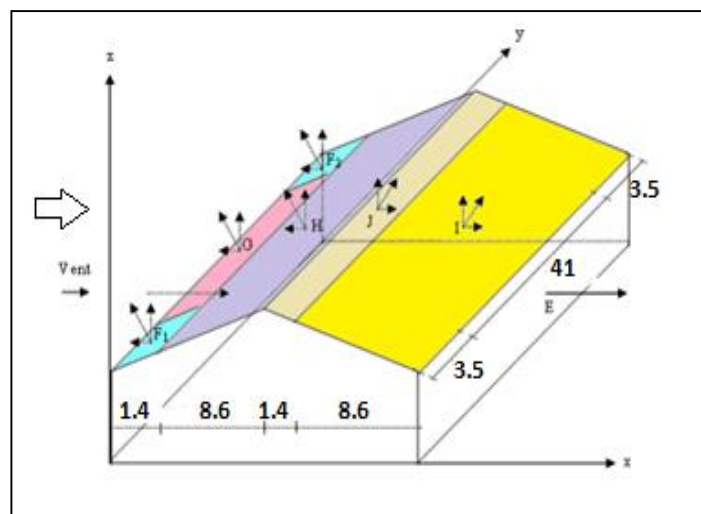
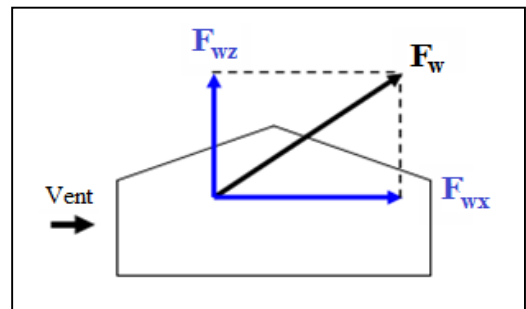
Zone F : $S_F = 1.4 \times 3.5 = 4.9 \text{ m}^2$

Zone G : $S_G = 41 \times 1.4 = 57.4 \text{ m}^2$

Zone H : $S_H = 8.6 \times 48 = 412.8 \text{ m}^2$

Zone J : $S_J = 1.4 \times 48 = 67.2 \text{ m}^2$

Zone I : $S_I = 8.6 \times 48 = 412.8 \text{ m}^2$



Les valeurs des forces horizontales et verticales suivant cette direction du vent (vent frappe le long-pan) sont données dans le tableau ci-dessous :

Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

Tableau II-7: Valeurs des forces horizontales et verticales (vent frappe le long-pan)

zone	Composante horizontale (daN)	Composante verticale (daN)
D	$57.7 \times 288 = 16617.6 \rightarrow$	0
E	$25.32 \times 288 = 7292.16 \rightarrow$	0
F ₁	$103.4 \times 4.9 \times \tan \alpha = 50.66 \leftarrow$	$103.4 \times 4.9 = 506.66 \uparrow$
F ₂	$103.4 \times 4.9 \times \tan \alpha = 50.66 \leftarrow$	$103.4 \times 4.9 = 506.66 \uparrow$
G	$76.2 \times 57.4 \times \tan \alpha = 437.34 \leftarrow$	$76.2 \times 57.4 = 4396.5 \uparrow$
H	$42 \times 412.8 \times \tan \alpha = 1733.6 \leftarrow$	$42 \times 412.8 = 17337.6 \uparrow$
I	$42.43 \times 412.8 \times \tan \alpha = 1751.3 \rightarrow$	$42.43 \times 412.8 = 17515.1 \uparrow$
J	$45.2 \times 67.2 \times \tan \alpha = 303.7 \rightarrow$	$45.2 \times 67.2 = 3037.44 \uparrow$
Total	$R_x = 23692.5 \rightarrow$	$R_z = 43299.9 \uparrow$

2^{ème} cas: Vent perpendiculaire au pignon

Avec $\alpha = 5.71^\circ$

Calcul des surfaces tributaires de chaque zone : (projection horizontale)

Zone D : $S_D = 6 \times 20 + (20)/2 = 130 \text{ m}^2$

Zone E : $S_E = 6 \times 20 + (20)/2 = 130 \text{ m}^2$

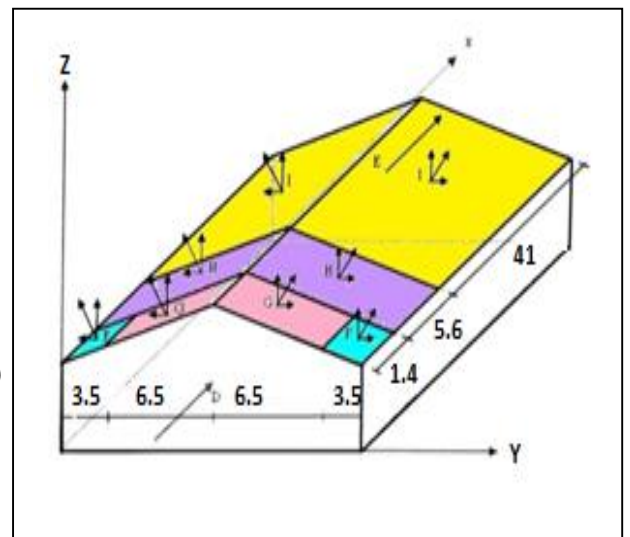
Zone F : $S_F = 1.4 \times 3.5 = 4.9 \text{ m}^2$

Zone G : $S_G = 1.4 \times 6.5 \times 2 = 18.2 \text{ m}^2$

Zone H : $S_H = 5.6 \times 10 \times 2 = 112 \text{ m}^2$

Zone I : $S_I = 41 \times 10 \times 2 = 820 \text{ m}^2$

Les valeurs des forces horizontales et verticales suivant cette direction du vent (vent frappe le pignon) sont données dans le tableau ci-dessous :



Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

Tableau II-8 : Valeurs des forces horizontales et verticales (vent frappe le pignon)

zone	Composante horizontale (daN)	Composante verticale (daN)
D	$57.7 \times 130 = 7501 \rightarrow$	0
E	$25.32 \times 130 = 3291.6 \leftarrow$	0
F ₁	0	$106.62 \times 4.9 \times \cos \alpha = 519.8 \uparrow$
F ₂	0	$106.62 \times 4.9 \times \cos \alpha = 519.8 \uparrow$
G	0	$83.23 \times 18.2 \times \cos \alpha = 1489.2 \uparrow$
H	0	$49 \times 112 \times \cos \alpha = 5460.7 \uparrow$
I	0	$43.5 \times 820 \times \cos \alpha = 35493.01 \uparrow$
Total	$R_x = 4209.4 \rightarrow$	$R_z = 43482.51 \uparrow$

II-2-7 Calcul de la stabilité d'ensemble

Vérification de la stabilité transversale : grande face au vent

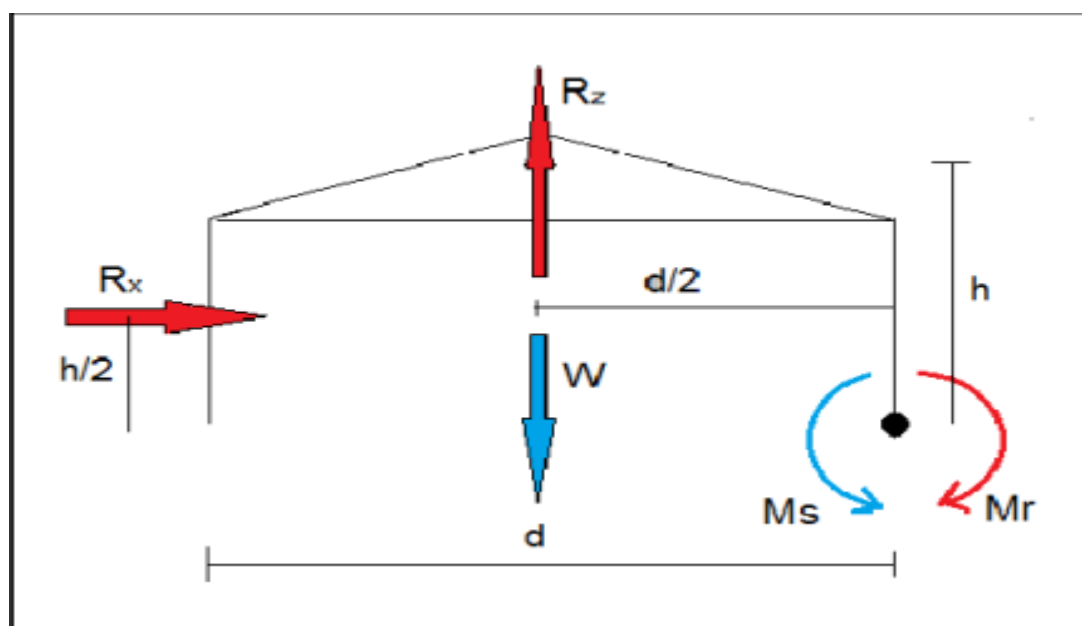


Figure II-13 : Représentation des charges provoquant un moment de renversement au long-pan

Calcul du moment de renversement

$$M_R = R_x \times h/2 + R_z \times d/2$$

$$M_R = 23692.5 \times (7/2) + 43299.9 \times (20/2)$$

$$\Rightarrow M_R = 515922.75 \text{ daN.m}$$

Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

Calcul du moment stabilisant

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

où:

W : Poids de la surface en plan du hangar (voir chapitre VII)

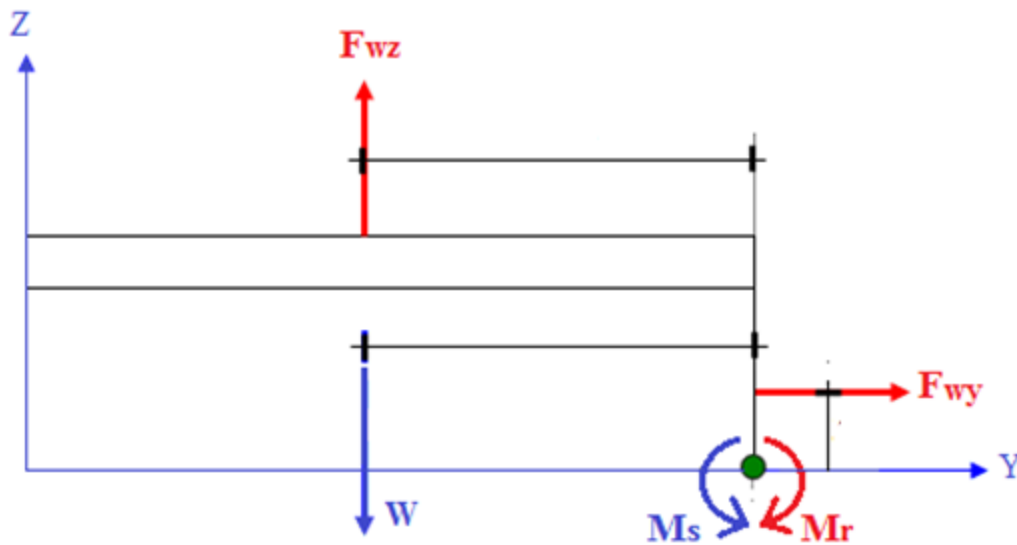
$$W = 68506.101 \text{ daN}$$

$$M_s = 68506.101 \times 10 = 685061.01 \text{ daN.m}$$

Conclusion

$M_R \ll M_s \rightarrow$ La stabilité transversale est vérifiée.

Vérification de la stabilité longitudinale : petite face au vent



FigureII-14 : Représentation des charges provoquant un moment de renversement au pignon

Calcul du moment de renversement

$$M_R = R_x \times h/2 + R_z \times d/2$$

$$M_R = 4209.4 \times (7/2) + 43482.51 \times (48/2)$$

$$\Rightarrow M_R = 1058313.14 \text{ daNm}$$

Calcul du moment stabilisant

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

Avec : W est le poids de la structure

$$M_s = 68506.101 \times 24 = 1644146.424 \text{ daN.m}$$

Conclusion

$M_R \ll M_s \rightarrow$ la stabilité longitudinale est vérifiée

II-3 Action de la neige

II-3-1 Objet et domaine d'application

Le RNV Algérien définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il s'applique sur l'ensemble de construction en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètre. Au delà de 2000 mètre le marcher doit préciser la valeur de charge de neige à prendre en compte.

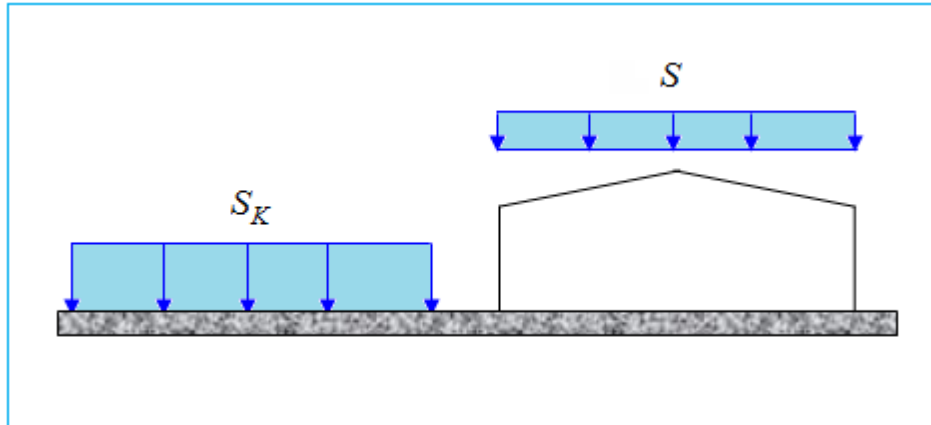


Figure II-15 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol

Donnés :

- $\alpha = 5.71^\circ$
- zone : A (selon l'annexe 1 du RNVA 2013 : zone de neige par commune page 37)
- altitude : 930 m

II-3-2 Charge de neige sur le sol

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

$$\text{Zone A} \rightarrow S_K = \frac{0.07 H + 15}{100} = \frac{0.07 \times 930 + 15}{100} = 0.80 \text{ KN/m}^2$$

II-3-3 Charge de neige sur la toiture

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

Art.3.1.1) :

$$S = \mu \times S_K \quad \text{en KN/m}^2$$

Où: S_K : (en KN/m^2) est Charge de neige sur le sol

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

Coefficient de forme des toitures μ (RNV 2013. Art.6)

Notre ouvrage a une toiture simple à deux versants sans obstacle de retenus avec une pente de $\alpha = 5.71^\circ$

Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

Donc selon L'RNVA 2013 partie I-6-2-2 pour une valeur de $0^\circ < \alpha = 5.71^\circ < 30^\circ$ on adopte une valeur de 0.8 pour le coefficient de forme $\rightarrow \mu_1 = 0.8$

$$A.N : S = 0.8 \times 0.80 = 0.64 \text{ KN/m}^2$$

Disposition de charge sans accumulation

$$0 < \alpha_1 < \alpha_2 = 5.71^\circ < 15^\circ$$

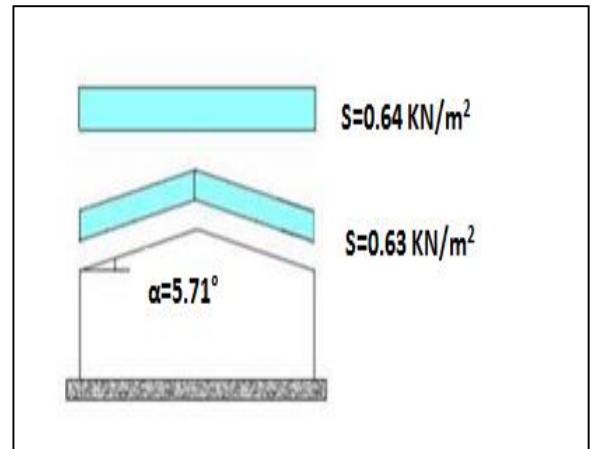
$$\mu_1 = 0.8$$

$$S_{(5.71)} = \mu_{1(5.71)} \times S_k = 0.8 \times 0.8 = 0.64 \text{ KN/m}^2: \text{ par}$$

projection horizontale

$$S_{(5.71)} = 0.64 \times \cos 5.71^\circ = 0.63 \text{ KN/m}^2: \text{ suivant}$$

rampant



Disposition de charge avec accumulation

$$0 < \alpha_1 < \alpha_2 = 5.71^\circ < 15^\circ$$

$$\mu_2 = 0.8 \times S = 0.8 \times 0.8 = 0.64 \text{ KN/m}^2$$

$$0.5 \mu_1 = 0.5 \times S = 0.5 \times 0.64 = 0.32 \text{ KN/m}^2$$

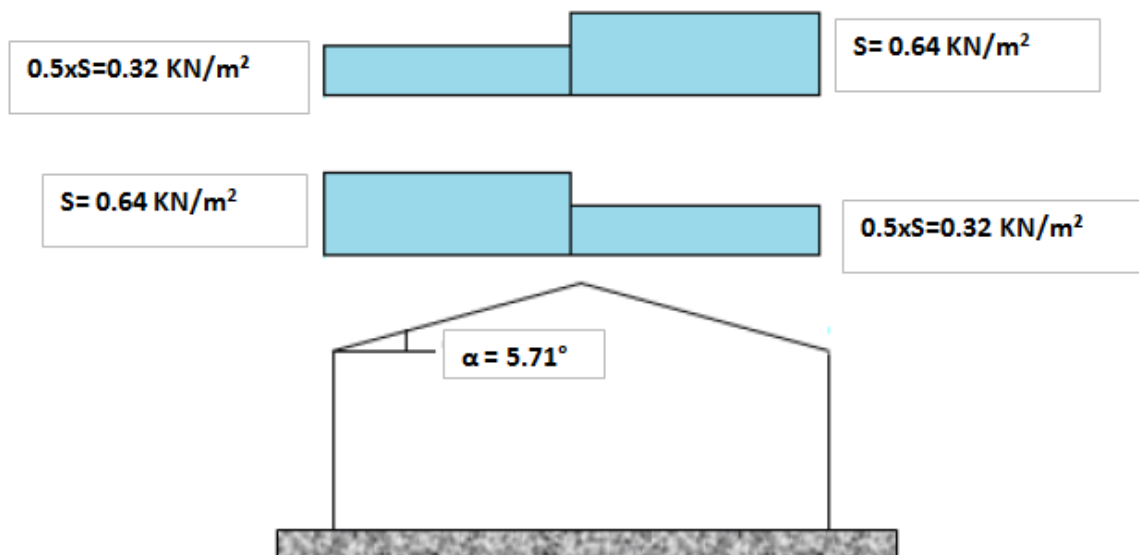


Figure II-16 : Charges de neige

CHAPITRE III : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

III-1 Pré-dimensionnement des pannes

III-1-1 Définition

Les pannes sont des éléments de profile laminée, disposées parallèlement à la ligne de faîtage dans le plan de versant, elles sont réalisées soit en profile en I en U ou en H . Elles ont pour rôle de supporter la couverture et toutes surcharges possibles (neige, vent ...etc.), et par conséquent elles travaillent en flexion déviée. 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.

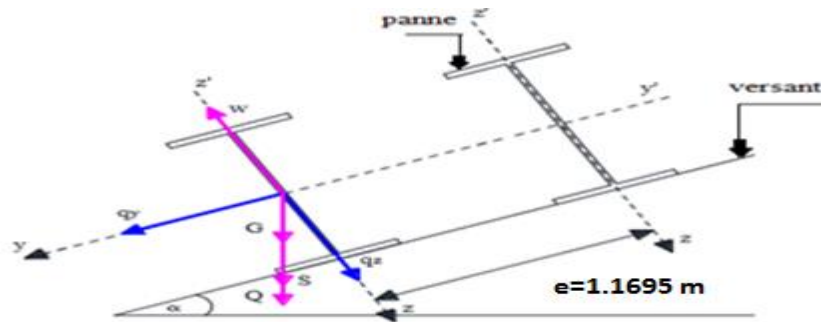


Figure III-1 : Disposition de la panne sur la toiture

III-1-2 Données de calcul

- Chaque panne repose sur 2 appuis.
- Le porté entre axe des pannes $e=1.1695\text{m}$ (espace entre 2 pannes).
- On dispose de 9 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- La pente de chaque versant est $\alpha=5.71^\circ$.
- Les pannes sont en acier S275.
- distance max entre les fermes : 6m
- Le coefficient partiel de sécurité : $\gamma_{m0}= 1.1$

III-1-3 Evaluation des charges et surcharges

a- Les charges permanentes

- Poids propre du panneau sandwich TL7514.2 daN/m²
- Poids propre d'accessoire d'attache4 daN/m²
- Poids propre de la panne estimer10.4 daN/m

$$G_p = [(P_{\text{tôle}} + P_{\text{accessoires}}) \times e] + P_{\text{panne}}$$

$$G_p = [(14.2 + 4) \times 1.1695] + 10.4 = 31.70 \text{ daN/ml}$$

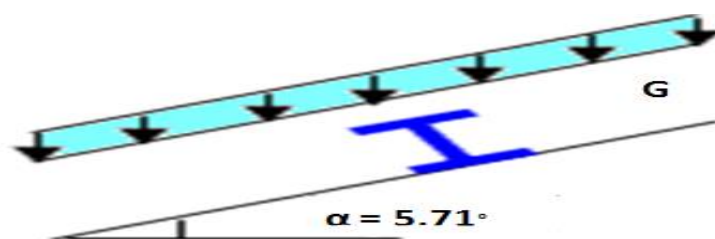


Figure III-2 : Chargement permanent au niveau de la toiture

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

b- La surcharge d'entretien (p)

Dans le cas des toitures inaccessible on considère uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100Kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne. (D'après le DTR BC 2.2 article 7.3.1).

La charge uniformément répartie **P** due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux dus à P et aux charges ponctuelles P' :

$$M_{\max} = \frac{P' \cdot l}{3} = \frac{P \cdot l^2}{8} \rightarrow P = \frac{8 \cdot P'}{3 \cdot l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44.44 \text{ daN/m}_1$$

Donc la charge d'entretien **P = 44.44 daN/m₁**

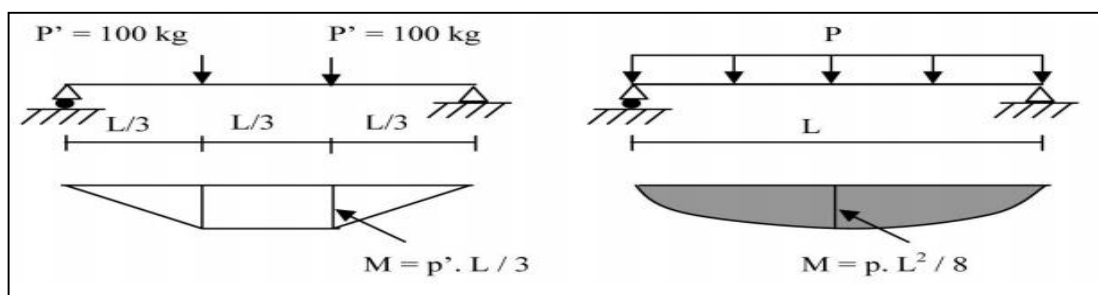


Figure III-3 : moment due à la charge d'entretien

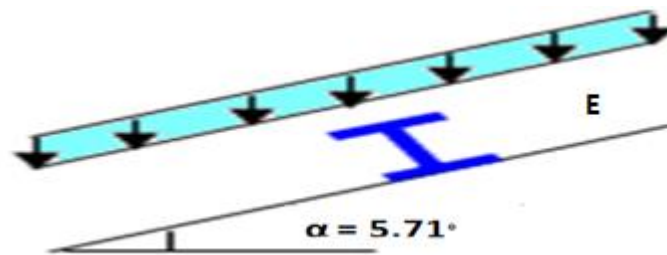


Figure III-4: Chargement d'exploitation au niveau de la toiture

c- Surcharge climatique du vent

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

$$V = 106.62 \text{ daN/m}^2 \text{ (voir chapitre II tableau II-6)}$$

$$\rightarrow V = 106.62 \times 1.1695 = 124.7 \text{ daN/m}_1$$

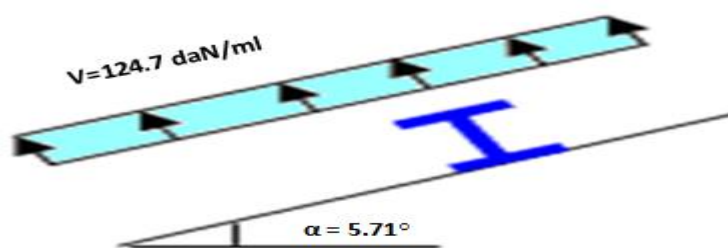


Figure III-5 : Charge du vent de soulèvement au niveau de la toiture

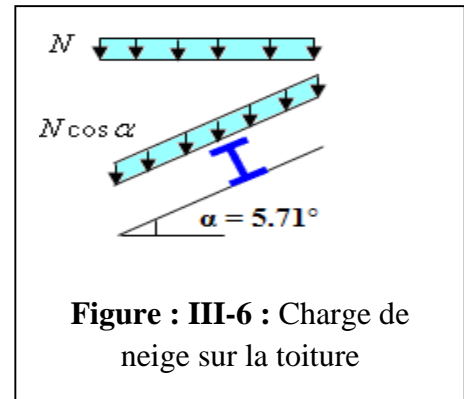
Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

d- Surcharge climatique de neige

La surcharge de neige est en fonction de site d'implantation de la construction (région, altitude) et de la forme de toiture.

$N = 64 \text{ daN/m}^2$ (voir chapitre II-3-3 charge de neige sur la toiture)

$$N = 64 \times 1.1695 = 74.85 \text{ daN/m}_l$$



III-1-4 Combinaison de charge les plus défavorables

a- A L'ELU

Action vers le bas ↓

$$Q_{sd1} = 1.35 G + 1.5 P = 1.35 \times 31.70 + 1.5 \times 44.44 = 109.5 \text{ daN/m}_l$$

$$Q_{sd2} = 1.35 G + 1.5 N = 1.35 \times 31.70 + 1.5 \times 74.85 = 155.07 \text{ daN/m}_l$$

Action vers le haut ↑

$$Q_{z\ sd} = G \cos \alpha - 1.5 V = 31.70 \times \cos 5.71^\circ - 1.5 \times 124.7 = -155.51 \text{ daN/m}_l$$

$$Q_{y\ sd} = 1.35 G \sin \alpha = 1.35 \times 31.70 \times \sin 5.71^\circ = 4.25 \text{ daN/m}_l$$

On retient la combinaison la plus défavorable pour les calculs :

$$Q_{sd} = \max (Q_{sd1}, Q_{sd2}, Q_{z\ sd}, Q_{y\ sd}) = \max (109.5 ; 155.07 ; -155.51 ; 4.25) = -155.51 \text{ daN/m}_l$$

$$\Rightarrow Q_{sd} = -155.51 \text{ daN/m}_l$$

⇒ A L'ELS

Action vers le bas ↓

$$Q_{sd1} = G + N = 31.70 + 74.85 = 106.55 \text{ daN/m}_l$$

$$Q_{sd2} = G + P = 31.70 + 44.44 = 76.14 \text{ daN/m}_l$$

Action vers le haut ↑

$$Q_{sd3} = G \cos \alpha - V = 31.70 \cos 5.71^\circ - 124.7 = -93.2 \text{ daN/m}_l$$

$$\text{Donc: } Q_{sd} = \max (Q_{sd1}; Q_{sd2}; Q_{sd3}) = -93.2 \text{ daN/m}_l$$

III-1-5 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.

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

I-1-6 Condition de la flèche

a- La flèche verticale

$$F_z = \frac{5 \times Q_{zsd} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{200} mm \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times Q_{zsd} \times l^4}{384 \times E \times \frac{l}{200}}$$

$$Q_{z, sd} = 106.55 \times \cos 5.71^\circ = -92.74 \text{ daN/m}_l$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 0.9274 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times \frac{600}{200}}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 248.41 \text{ cm}^4$$

b- La flèche horizontale

$$Q_{y, sd} = -93.2 \times \sin 5.71^\circ = -9.3 \text{ daN/m}_l$$

$$F_y = \frac{5 \times Q_{ysd} \times L^4}{384 \times E \times I_z} \leq \frac{l}{200} mm \Rightarrow I_z \geq \frac{5 \times Q_{ysd} \times L^4}{384 \times E \times \frac{l}{200}}$$

$$\Rightarrow I_z \geq \frac{2.05 \times 0.093 \times 10^{-2} \times 300^4}{384 \times 21000 \times \frac{300}{200}}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 1.27 \text{ cm}^4$$

On a $I_y \geq 309.94 \text{ cm}^4$ donc **on opte un IPE 120**

Tableau III-1 : Dimensions et caractéristiques de IPE 120

Profilé IPE 120	Dimensions						Caractéristiques de calcul						Moment D'inertie De torsion	moment d'inertie de gauchissement
	h	b	t _w	t _f	r	d	W _{ply}	W _{pl,z}	A _{vz}	A _{vy}	I _y	I _z	I _t	I _w
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁶
	120	64	4.4	6.3	7	93.4	60.7	13.6	6.31	8.06	318	27.7	1.74	0.89

Classification de la section

a- Classification de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f}$$

$$\text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

la semelle de classe 1

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{64/2}{6.3} = 5.08 < 9.2$$

b- Classification de l'âme

$$\left. \begin{aligned} \frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} &\leq 72 \varepsilon \\ \frac{d}{t_w} = \frac{93.4}{4.4} &= 21.23 < 66.24 \end{aligned} \right\} \text{ l'ame de classe 1}$$

Conclusion

La section est de classe 1

III-1-7 Vérification à la sécurité

III-1-7-1 Vérification à l'état limite ultime

III-1-7-1-1 Vérification à la flexion

Pour la vérification de la flexion bi axiale on utilise la formule suivante :

$$\left[\frac{M_{y, sd}}{M_{pl, y}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z, sd}}{M_{pl, z}} \right]^\beta \leq 1 \quad (\text{Formule 5.35 page 68 ; CCM97})$$

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

$$M_{ply, rd} = \frac{W_{pl, y} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{60.7 \times 2750 \times 10^{-2}}{1.1} = 1517.5 \text{ daNm} \quad \text{Avec : } f_y = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{plz, rd} = \frac{W_{pl, z} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{13.6 \times 2750 \times 10^{-2}}{1.1} = 340 \text{ daNm}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \cdot \cos \alpha = -155.51 \times \cos 5.71^\circ = -154.73 \text{ daN/m}_1$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{154.73 \times 6^2}{8} = 896.3 \text{ daNm}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = -155.51 \times \sin 5.71^\circ = -15.5 \text{ daN/m}_1$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{15.5 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 17.44 \text{ daNm}$$

A.N pour la vérification de la résistance en flexion

$$\left[\frac{M_{y, sd}}{M_{pl, y}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z, sd}}{M_{pl, z}} \right]^\beta = \left[\frac{896.3}{1517.5} \right]^2 + \left[\frac{17.44}{340} \right]^1 = 0.40 < 1$$

Conclusion

La résistance en flexion pour le profilé IPE 120 est vérifiée

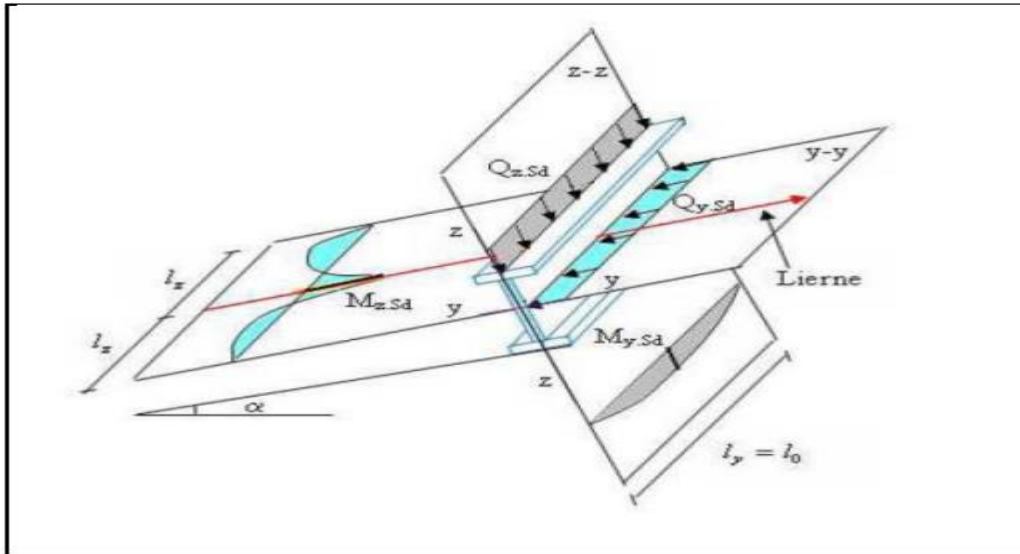


Figure III-7 : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement

III-1-7-1-2 Vérification au cisaillement

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

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

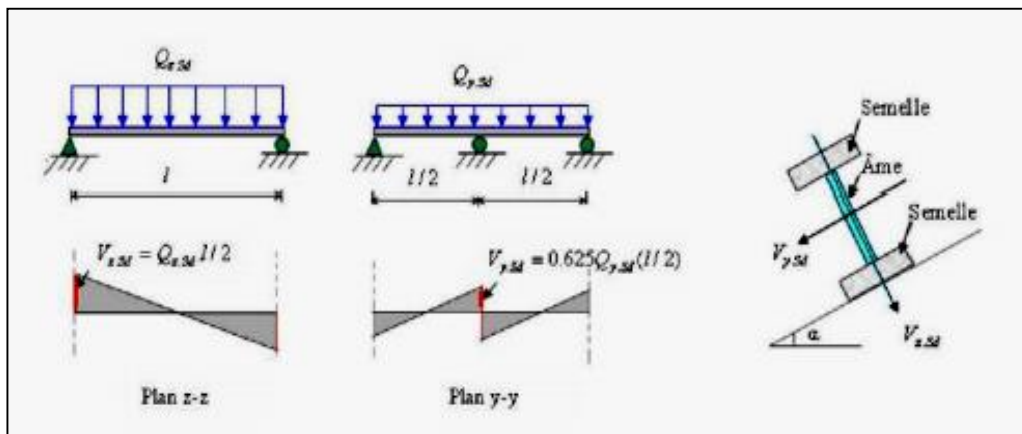


Figure III-8 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} = \frac{154.73 \times 6}{2} = 464.2 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = 0.625 \cdot Q_{y,sd} \cdot (l/2) = 0.625 \times 15.5 \times 3 = 29.1 \text{ daN}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{1.1} = \frac{6.31 \cdot (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 9108 \text{ daN}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{1.1} = \frac{8.06 \cdot (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 11634 \text{ daN}$$

$$V_{z,sd} = 464.2 \text{ daN} < V_{plz,Rd} = 9108 \text{ daN}$$

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$V_{y,sd} = 29.1 \text{ daN} < V_{ply.Rd} = 11634 \text{ daN}$$

Conclusion

La section en **IPE 120** est vérifiée à la résistance

III-1-7-1-3 Vérification au déversement

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

Semelle supérieure

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

Semelle inférieure

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

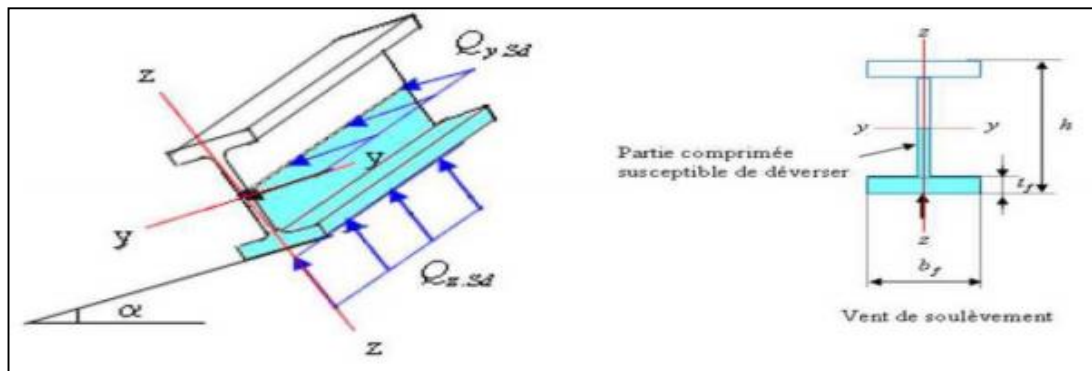


Figure III-9: Déversement d'une panne de toiture

Les formules de vérification au déversement sont les suivantes :

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right] \leq 1 \quad (\text{Formule 5.48 page 79 ; CCM97}).$$

Calcul du moment ultime :

$$Q_{z,sd} = G \cos \alpha - 1.5V = 31.70 \times \cos 5.71^\circ - 1.5 \times 124.7 = -155.51 \text{ daN}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \cdot l^2}{8} = \frac{155.51 \times 6^2}{8} = 700 \text{ daNm}$$

$$Q_{y,sd} = 1.35G \sin \alpha = 1.35 \times 31.70 \times \sin 5.71^\circ = 4.25 \text{ daN}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \cdot (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{4.25 \times 3^2}{8} = 4.78 \text{ daNm}$$

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

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

$$M_{b, Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot M_{ply, Rd} \quad (\text{Eurocode 3 : art 5.5.2})$$

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

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda t}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0.5}$$

Où : $\lambda_1 = 93.9\epsilon$ et $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ [f_y en N/mm²]

En a $f_y = 275$ N/mm² donc $\epsilon = 0.92 \Rightarrow \lambda_1 = 86.4$

Pour les poutres à section constante et doublement symétriques (profilés laminés I et H), l'élancement vaut :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\left[C_1^{0.5} \left(1 + \frac{L^2 \times t_f^2}{20 \times i_z^2 \times h^2} \right) \right]^{0.25}} \quad [\text{Annexe F EC03 partie 1-1}]$$

Avec : pour IPE 120 : $i_z = 1.45$ cm ; $h = 12$ cm ; $t_f = 0.63$ cm

L : longueur de maintien latérale a mi-travée = 300 cm

$C_1 = 1.132$ charge uniformément répartie

$$\lambda_{LT} = \frac{300/1.45}{\left[1.132^{0.5} \left(1 + \frac{300^2 \times 0.63^2}{20 \times 1.45^2 \times 12^2} \right) \right]^{0.25}} \approx 120$$

$$\text{Donc : } \bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{120}{86.4} \right] = 1.4$$

Calcul de χ_{LT}

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

Avec: $\varphi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

Où :

α_{LT} : facteur d'imperfection pour le déversement.

Les valeurs recommandées pour les facteurs d'imperfection des courbes de déversement :

Tableau III-2 : Facteur d'imperfection α_L

Courbe de déversement	a	b	c	d
α_{LT}	0.21	0.35	0.49	0.76

Le choix des courbes de déversement est précisé dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-3 : Choix du type de courbe de déversement

Section transversales	Limites	Courbes de déversement
Sections en I laminées	$h/b \leq 2$	a
	$h/b \geq 2$	b
Section en I soudées	$h/b \leq 2$	c
	$h/b \geq 2$	d
Autres section	-	d

On a : $h/b = 120/64 = 1.88 < 2 \rightarrow$ Courbe de déversement a $\rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + 0.21(1.4 - 0.2) + 1.4^2] = 1.606$$

$$\text{Donc : } \chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \alpha_{LT}^2]^{0.5}} = \frac{1}{1.606 + [1.606^2 - 1.4^2]^{0.5}} = 0.417$$

A.N pour calcul de $M_{b,Rd}$

$$M_{b,Rd} = 0.417 \times 1517.5 = 632.8 \text{ daNm}$$

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right] \leq 1 \Rightarrow \left[\frac{700}{632.8} \right] + \left[\frac{4.78}{340} \right] = 1.12 > 1$$

Donc la résistance au déversement n'est pas vérifiée

Conclusion

Le profilé IPE 120 n'est pas vérifié à l'état limite ultime

On augmente la section , soit IPE 140

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

Tableau III-4 : Dimension et caractéristique de l'IPE 140

Profilé IPE 140	Dimensions						Caractéristiques de calcul						Moment D'inertie De torsion	moment d'inertie de gauchissement
	h	b	t _w	t _f	r	d	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{vz}	A _{vy}	I _y	I _z	I _t	I _w
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁶
	140	73	4.7	6.9	7	112.2	88.3	19.3	7.64	10.07	541	44.9	2.45	1.98

Classification de la section

a- Classification de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{73/2}{6.9} = 5.3 < 9.2$$

la semelle de classe 1

b- Classification de l'âme

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112.2}{4.7} = 23.87 < 66.24$$

l'âme de classe 1

Conclusion

La section est de classe 1

Vérification a la flexion

Pour la vérification de la flexion bi axiale on utilise la formule suivante :

$$\left[\frac{M_{y, sd}}{M_{pl, y}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z, sd}}{M_{pl, z}} \right]^\beta \leq 1 \quad (\text{Formule 5.35 page 68 ; CCM97})$$

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

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{88.3 \times 2750 \times 10^{-2}}{1.1} = 2207.5 \text{ daNm}$$

Avec : $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{19.3 \times 2750 \times 10^{-2}}{1.1} = 482.5 \text{ daNm}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \cdot \cos \alpha = -155.51 \times \cos 5.71^\circ = -154.73 \text{ daN/m}_l$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{154.73 \times 6^2}{8} = 862.3 \text{ daNm}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = -155.51 \times \sin 5.71^\circ = -15.5 \text{ daN/m}_l$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{15.5 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 17.44 \text{ daNm}$$

A.N pour la vérification de la résistance en flexion

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z}} \right]^\beta = \left[\frac{862.3}{2207.5} \right]^2 + \left[\frac{17.44}{482.5} \right]^1 = 0.2 < 1$$

Conclusion

La résistance en flexion pour le profilé IPE 140 est vérifiée

Vérification au cisaillement

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

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

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} = \frac{154.73 \times 6}{2} = 464.2 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = 0.625 Q_{y,sd} \cdot (l/2) = 0.625 \times 15.5 \times 3 = 29.1 \text{ daN}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{1.1} = \frac{7.64 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 11027.4 \text{ daN}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{1.1} = \frac{10.07 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 14534.8 \text{ daN}$$

$$V_{z,sd} = 464.2 \text{ daN} < V_{plz,Rd} = 11027.4 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = 29.1 \text{ daN} < V_{ply,Rd} = 14534.8 \text{ daN}$$

Conclusion

La résistance au cisaillement de profile IPE140 est vérifiée

Vérification au diversement

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

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

Calcul du moment ultime :

$$Q_{z, sd} = G \cos \alpha - 1.5V = 31.70 \times \cos 5.71^\circ - 1.5 \times 124.7 = -155.51 \text{ daN}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \cdot l^2}{8} = \frac{155.51 \times 6^2}{8} = 700 \text{ daNm}$$

$$Q_{y, sd} = 1.35G \sin \alpha = 1.35 \times 31.70 \times \sin 5.71^\circ = 4.25 \text{ daN}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{4.25 \times 3^2}{8} = 4.78 \text{ daNm}$$

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

$$M_{b, Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{pl, y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot M_{ply, Rd}$$

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

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

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w W_{pl, y} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda l}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0.5} \quad (\text{annexe F à l'eurocode, §F.2})$$

$$\text{Où : } \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\epsilon \quad \text{et} \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} [f_y \text{ en N/mm}^2]$$

$$\rightarrow \lambda_1 = 86.4$$

Pour les poutres à section constante et doublement symétriques (profilés laminés I et H), l'élancement vaut :

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_z}{\left[C_1^{0.5} \left(1 + \frac{L^2 \times t_f^2}{20 \times i_z^2 \times h^2} \right) \right]^{0.25}} \quad [\text{Annexe F EC03 partie 1-1}]$$

Avec : pour IPE 140 : $i_z = 1.65 \text{ cm}$; $h = 14 \text{ cm}$; $t_f = 0.69 \text{ cm}$

L : longueur de maintien latérale a mi-travée = 300 cm

$C_1 = 1.132$ [tableau B.1.2 CM97 page 144]

$$\lambda_{LT} = \frac{300 / 1.65}{\left[1.132^{0.5} \left(1 + \frac{300^2 \times 0.69^2}{20 \times 1.65^2 \times 14^2} \right) \right]^{0.25}} = 114.2$$

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$\text{Donc : } \bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{114.2}{86.4} \right] = 1.321$$

Calcul de χ_{LT}

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

$$\text{Avec: } \varphi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

Où: α_{LT} : facteur d'imperfection pour le déversement.

Les valeurs recommandées pour les facteurs d'imperfection des courbes de déversement :

Tableau III-5 : Facteur d'imperfection α_{LT}

Courbe de déversement	a	b	c	d
α_{LT}	0.21	0.35	0.49	0.76

Le choix des courbes de déversement est précisé dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-6 : Choix du type de courbe de déversement

Section transversales	Limites	Courbes de déversement
Sections en I laminées	$h/b \leq 2$	a
	$h/b \geq 2$	b
Section en I soudées	$h/b \leq 2$	c
	$h/b \geq 2$	d
Autres section	-	d

On a : $h/b = 140/73 = 1.91 < 2 \rightarrow$ courbe de déversement a $\rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$

$$\varphi_{LT} = 0.5[1 + 0.21(1.321 - 0.2) + 1.321^2] = 1.5$$

$$\text{Donc : } \chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = \frac{1}{1.5 + [1.5^2 - 1.321^2]^{0.5}} = 0.452$$

A.N pour calcul de $M_{b, Rd}$

$$M_{b, Rd} = 0.452 \times 2207.5 = 997.8 \text{ daNm}$$

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$\left[\frac{M_{y, sd}}{M_{b, Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \right] \leq 1 \Rightarrow \left[\frac{700}{997.8} \right] + \left[\frac{4.78}{482.5} \right] = 0.71 > 1$$

Donc la résistance au déversement est vérifiée

Conclusion

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

III-1-7-2 Vérification à l'état limite de service

III-1-7-2-1 Vérification de la flèche

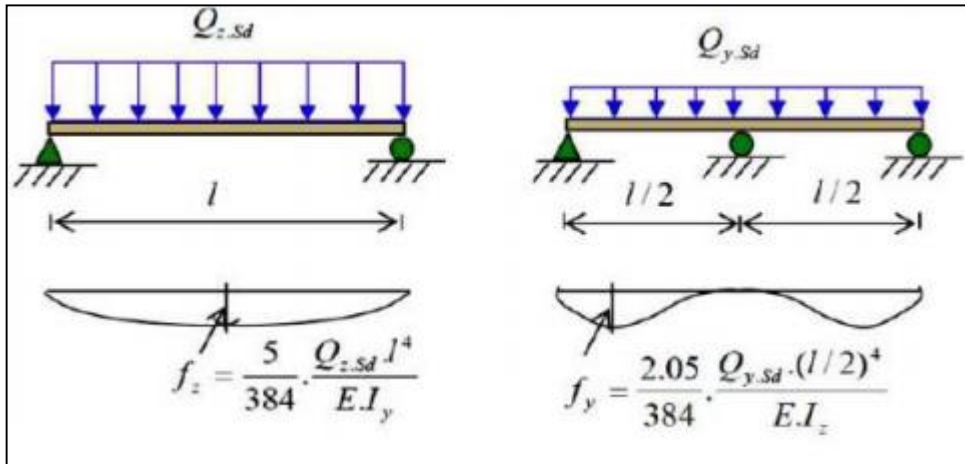


Figure III-10 : Vérification de la flèche.

On a $Q_{sd} = -93.2 \text{ daN/ml}$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos \alpha = -93.2 \cos 5.71^\circ = -92.74 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = -93.2 \sin 5.71^\circ = -9.3 \text{ daN/ml}$$

Condition de vérification

$$f \leq f_{ad} \text{ avec } f_{ad} = \frac{l}{200}$$

➤ **Flèche vertical (suivant zz'): sur deux appuis**

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

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

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{92.74 \times 10^{-2} \times (600)^4}{2.1 \times 10^6 \times 541} = 1.4 \text{ cm} < f_{ad} = 3 \text{ cm}$$

Conclusion

La flèche verticale est vérifiée

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

➤ La flèche latérale (suivant yy') : sur 3 appuis

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1.5$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{Q_{y,Sd} \cdot (\frac{l}{2})^4}{E \cdot I_z}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{9.3 \times 10^{-2} \times (300)^4}{2.1 \times 10^6 \times 44.9} = 0.04 \text{ cm} < f_{ad} = 3 \text{ cm}$$

Conclusion

La flèche latérale est vérifiée

Donc le profile choisie **IPE 140** convient pour les pannes.

III-2 calcul des liernes

III-2 définition

Les liernes sont des tirants qui travaillent en traction disposés à mi-portée des pannes perpendiculairement à ces dernières dans le plan de la toiture, ils sont généralement formés par des barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes, mais aussi de limiter la longueur de déversement et le flambement latéral pour les parties comprimées.

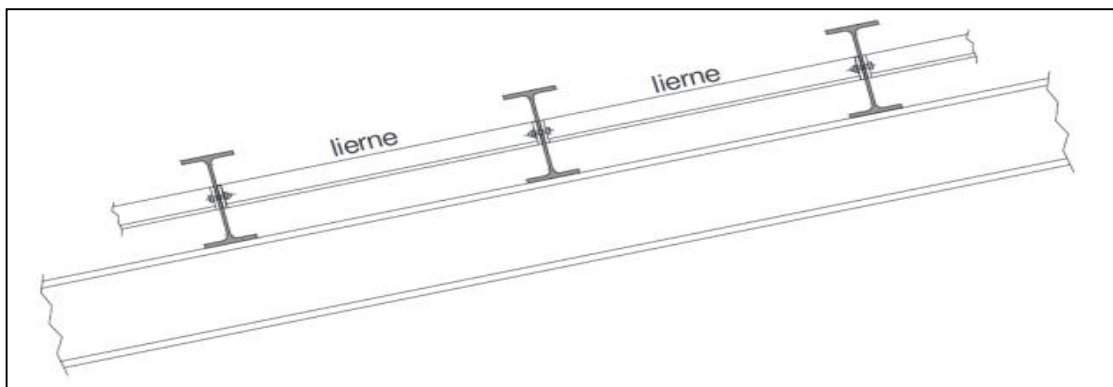


Figure III-11 : Dispositions des liernes.

III-3 calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :

La réaction R au niveau des liernes :

$$R = 1.25 Q_{y, Sd} \times l/2 = 1.25 \times 15.5 \times 3 = 58.125 \text{ daN}$$

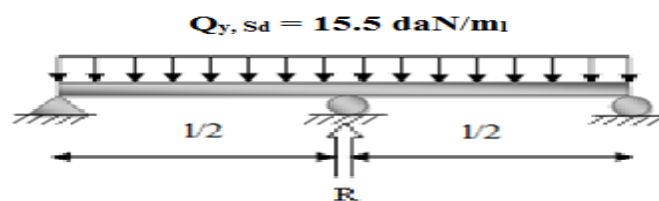


Figure III-12 : Dispositions des liernes

L'effort de traction dans le tronçon de lierne L_1 provenant de la panne sablière :

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

L'effort dans le tronçon L_1 : $T_1 = \frac{R}{2} = \frac{58.125}{2} = 29.06 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_2 : $T_2 = R + T_1 = 58.125 + 29.06 = 87.2 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_3 : $T_3 = R + T_2 = 58.125 + 87.2 = 145.32 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_4 : $T_4 = R + T_3 = 58.125 + 145.32 = 203.44 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_5 : $T_5 = R + T_4 = 58.125 + 203.44 = 261.56 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon : $T_6 = R + T_5 = 58.125 + 261.56 = 319.7 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_7 : $T_7 = R + T_6 = 58.125 + 319.7 = 377.81 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_8 : $T_8 = R + T_7 = 58.125 + 377.81 = 435.93 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_9 : $T_9 = R + T_8 = 58.125 + 435.93 = 494.06 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_{10} : $2T_{10} \cdot \sin\theta = T_9$

Avec : $\theta = \arctg \times \frac{1.1695}{3} = 21.29^\circ$

$T_{10} = \frac{T_9}{2 \sin \theta} = \frac{494.06}{2 \sin 21.29} = 680.12 \text{ daN}$

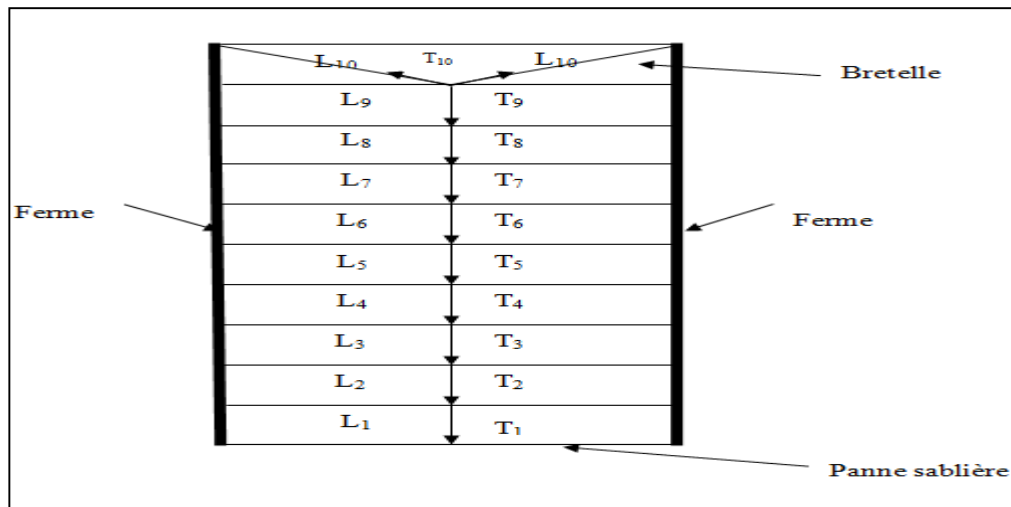


Figure III-13 : Efforts dans les liernes.

III-4 Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L_{10} :

$T_{10} = N_{Sd} = 680.12 \text{ daN}$

Les liernes travaillent en traction : $N_{Sd} \leq N_{pl, Rd}$

Avec : $N_{pl, Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$: Résistance plastique de la section brute

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$N_{sd} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A \geq \frac{T10 \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{680.12 \times 1.1}{2750} = 0.268 \text{ cm}^2$$

$$A = \pi \cdot \phi^2 / 4 \geq 0.268 \rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.268}{\pi}} = 0.58 \text{ cm} = 5.8 \text{ mm}$$

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

III – 3 Calcul de l'échantignolle

III- 1 Définition

L'échantignolle est un dispositif de fixation qui permet de fixer les pannes sur les fermes ou les traverses de portiques. Elle s'oppose aux charges tangentielles dues aux poids des charges permanentes et de la neige. Elle s'oppose aussi à l'action de soulèvement due au vent. Elles sont fixées soit par boulonnage soit par soudage.

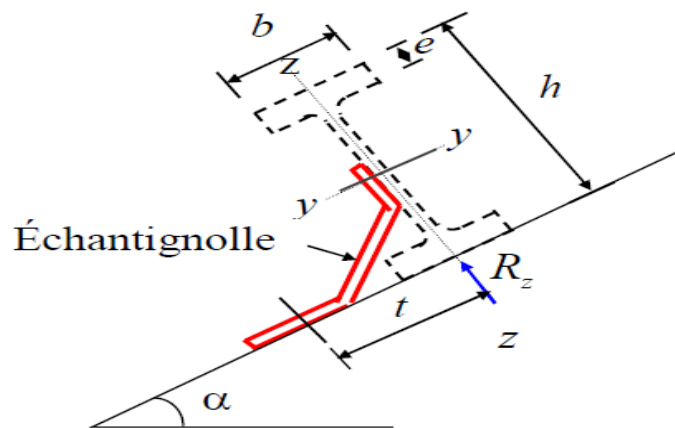


Figure III-14 :Disposition de l'échantignolle

III- 2 Calcul des charges revenant à l'échantignolle :

Suivant la méthode de **Mr DAHMANI**

Effort de soulèvement :

$$Q_{z, sd} = -155.51 \text{ daN/m}_l$$

Effort suivant le rampant:

$$Q_{y, sd} = 4.25 \text{ daN / m}_l$$

L'excentrement $\langle t \rangle$ est limité par la condition suivante :

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

Pour **IPE 140** : on a $b = 7.3 \text{ cm}$ et $h = 14 \text{ cm}$

Donc $7.3 \leq t \leq 10.95$ soit : $t = 9 \text{ cm}$

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

Echantignole de rive :

$$R_z = Q_{z, Sd} \times (l/2) = 155.51 \times 6/2 = 466.53 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{y, Sd} \times (l/2) = 4.25 \times 6/2 = 12.75 \text{ daN}$$

Echantignole intermédiaire:

$$R_z = 2 \times 466.53 = 933.06 \text{ daN}$$

$$R_y = 2 \times 12.75 = 25.5 \text{ daN}$$

Calcul des moments de renversement :

$$M_R = R_z \times t + R_y \times h/2 = 933.06 \times 9 + 25.5 \times 7 = 8576.04 \text{ daN.cm}$$

III-3 Dimensionnement de l'échantignolle

Dans la construction métallique, généralement les échantignoles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins une classe 3. Selon l'**Eurocode 03** la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante :

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

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

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

III-4 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

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

$$W_{el} \geq \frac{8576.04 \times 1.1}{2750} = 3.43 \text{ cm}^2$$

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

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

La largeur de l'échantignolle est prise en fonction de la largeur de la semelle du portique sur laquelle va être soudée l'échantignolle

⇒ La traverse IPE330

⇒ $b = 1.6 \text{ cm}$

⇒ **Donc** : $e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 3.43}{1.33}} = 3.93 \text{ cm} \quad e \approx 4 \text{ cm}$

III-4 Calcul des lisses de bardages

III-4-1 Définition

Les lisses sont des poutrelles qui ont pour fonction de supporter les couvertures de façades (bardages) et les charges s'appliquent sur ces derniers (pression ou dépression du vent). Elles sont réalisées soit en profilés laminés (IPE, UAP, UPN...) ou en éléments formés par des tôles pliées. Étant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

III-4-2 Mode de fonctionnement

Les lisses, ont pour rôle de reprendre les efforts du vent exercés sur le bardage. Elles sont posées ou orientées dans le sens de sa plus grande inertie (maximale) dans le plans horizontal. Autrement dit l'âme doit être placée horizontalement. Par ailleurs, la lisse doit reprendre son poids propre et le poids du bardage qu'elle supporte. De ce fait, elle fléchit verticalement sous l'effet de ces actions permanentes par rapport à son axe faible d'inertie. En présence simultanée du vent et de ces actions permanentes, elle fonctionne à la flexion bi-axiale ou déviée. Pour les lisses de bardage, dans la quasi-totalité des cas, ce sont les conditions, de limitation de flèches qui sont les plus défavorables.

III-4-3 Calcul des lisses au long-pan

III-4-3-1 Données de calcul

- Chaque lisse repose sur 2 appuis.
- La portée entre axe des lisses $e = 2\text{ m}$ (espace entre 2 lisse).
- On dispose de 3 lignes de lisses sur chaque paroi.
- Les pannes sont en acier S275
- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs LL35) 10.9 daN/m^2
- Poids propre d'accessoires d'attache..... 4 daN/m^2
- Poids propre de la lisse estimé 12 daN/m

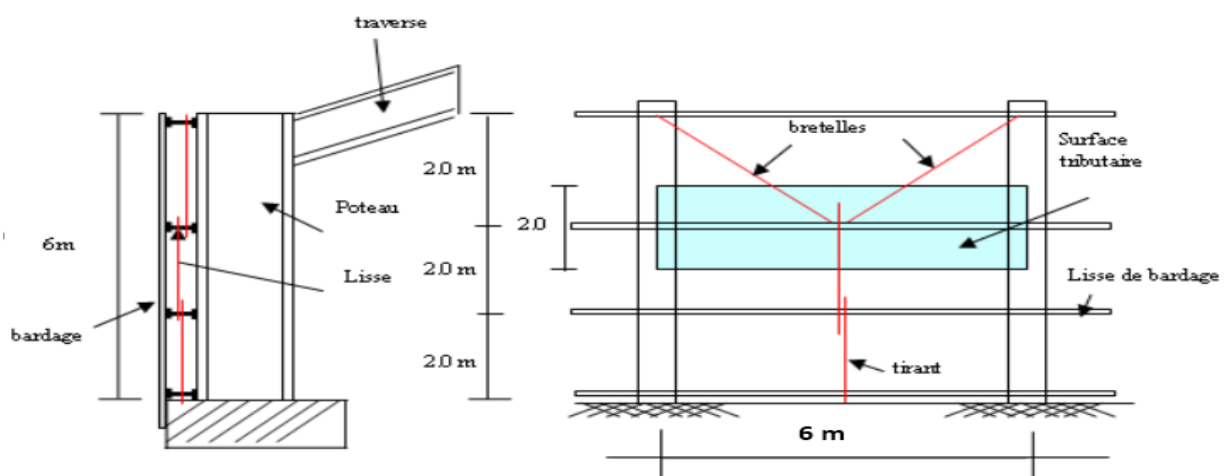


Figure III-15: Disposition des lisses de bardages.

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

III-4-3-2 Evaluation des charges et surcharges

➤ *Charges permanentes (G) :(perpendiculaire à l'âme)*

$$G = (P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Accessoires}}) \times e + P_{\text{lisse}}$$

$$G = (10.9 + 4) \times 2 + 12$$

$$G = 41.8 \text{ daN/ml}$$

➤ *Surcharge climatique due au vent (dans le plan de l'âme)*

$$V = 55.7 \text{ daN/m}^2 \text{ (voir chapitre II tableau II-5)}$$

$$V = 55.7 \times 2 = 111.4 \text{ daN/ml}$$

III-4-3-3 Charge appliqué à l'ELU

Combinaison de charge la plus défavorable

$$1.35G + 1.5V$$

$$Q_{y, sd} = 1.35 G = 1.35(41.8)$$

$$\Rightarrow Q_{y, sd} = 56.43 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = 1.5 V = 1.5 (111.4)$$

$$\Rightarrow Q_{z, sd} = 167.1 \text{ daN/ml}$$

III-4-3-4 Charge appliqué à l'ELS

Combinaison de charge la plus défavorable

$$G + V$$

$$Q_{y, sd} = G = 41.8 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = V = 111.4 \text{ daN/ml}$$

III-4-3-5 Condition de la flèche

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

$$f \leq f_{adm}$$

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

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_z} = \frac{5}{384} \times \frac{111.4 \times 10^{-2} \cdot 600^4}{2.1 \times 10^6 \cdot I_z} \leq f_{adm}$$

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

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{111.4 \times 10^{-2} \cdot 600^4}{2100000 \cdot 3} = 298.4 \text{ cm}^4$$

➤ Pour une poutre sur trois appuis uniformément chargée (axe Y-Y) :

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{G \cdot (\frac{l}{2})^4}{E \cdot I_z} = \frac{2.05}{384} \times \frac{41.8 \times 10^{-2} \cdot 300^4}{2.1 \times 10^6 \cdot I_z} \leq f_{adm} = \frac{\frac{l}{2}}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_z \geq \frac{2.05}{384} \times \frac{41.8 \times 10^{-2} \cdot 300^4}{2100000 \cdot 1.5} = 5.74 \text{ cm}^4$$

Donc d'après les tableaux des profilés UPN on adopte un profilé **UPN 120**

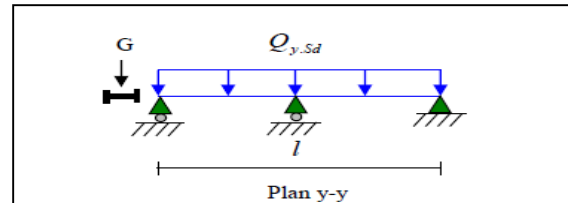


Figure III-16 : répartition des charges dans le plan y-y

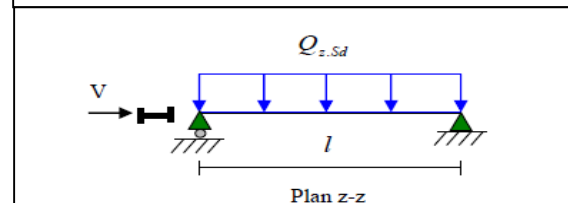


Figure III-17 : répartition des charges dans le plan z-z

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

Tableau III-7 : dimension et caractéristique de l'UPN 120

Profilé	Dimensions					Caractéristiques de calcul					
UPN	h	b	t _w	t _f	d	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{vz}	A _{vy}	I _y	I _z
120	mm	mm	mm	mm	mm	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴
	120	55	7.0	9.0	82	72.6	21.2	8.8	9.9	364	43.2

Classification de la section

– Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \text{ Avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{27.5}{9} = 3.05 \leq 9.2 \Rightarrow \text{semelle est de classe 01.}$$

– Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \text{ Avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{82}{7} = 11.71 < 66.24 \Rightarrow \text{l'âme est de classe 01.}$$

III-4-3-6 Vérification de la sécurité de l'UPN120 à l'état limite ultime

III-4-3-6-1 Vérification à la flexion

La vérification de la section a la flexion est donné par la formule suivante :

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad \text{« Formule 5.35 – Page 5.63 – EC3 »}$$

Pour les sections de classe 1 α et β prend les valeurs suivantes : $\alpha = 2$ et $\beta = 1$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{56.43 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 63.5 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{167.1 \times 6^2}{8} = 751.95 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{21.2 \times 2750}{1.1} = 530 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{72.6 \times 2750}{1.1} = 1815 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{751.95}{1815} \right]^2 + \left[\frac{63.5}{530} \right]^1 = 0.29 \leq 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion

La résistance de l'UPN 120 est vérifiée vis-à-vis de la flexion déviée

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

III-4-3-6-2 vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z.sd} \leq V_{plz.Rd} \text{ avec : } V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times L}{2} \text{ et } V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0}$$

$$V_{y.sd} \leq V_{ply.Rd} \implies V_{y.sd} = 0.625 Q_{y.sd} \cdot (l/2) \text{ et } V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0}$$

$$V_{z.sd} = \frac{167.1 \times 6}{2} = 501.3 \text{ daN}$$

$$V_{y.sd} = 0.625 \times 56.43 (6/2) = 105.81 \text{ daN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{8.8 \times 2750 / \sqrt{3}}{1.1} = 12701.7 \text{ daN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{9.9 \times 2750 / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = 14289.42 \text{ daN}$$

$$V_{z.sd} = 501.3 \text{ daN} < V_{plz.Rd} = 12701.7 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{y.sd} = 105.81 \text{ daN} < V_{ply.Rd} = 14289.42 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion

La résistance de l'UPN 120 est vérifiée vis-à-vis au cisaillement

III-4-3-6-3 Vérification au déversement

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

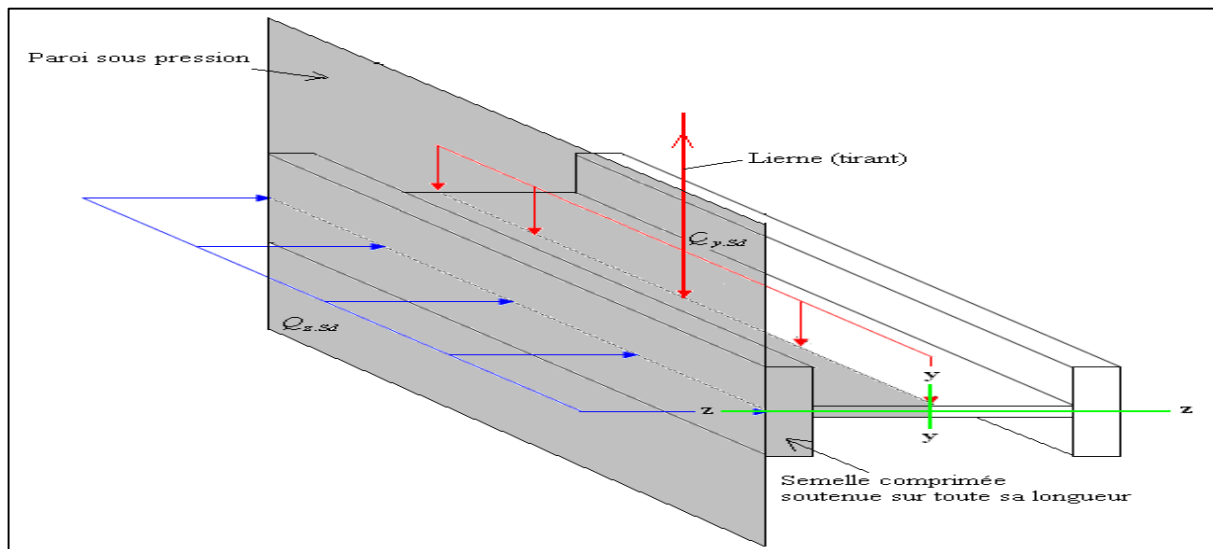


Figure III-18 : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

III-4-3-7 Vérification de la sécurité de l'UPN120 à l'état limite de service

Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charge et surcharge de service (non pondérées).

$$Q = G + V$$

Condition de vérification

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_y \leq f_{adm}$$

Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis

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

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{111.4 \times 10^{-2} \cdot 600^4}{2.1 \times 10^6 \times 364} = 2.45 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \dots \dots \text{OK}$$

Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{G \cdot (l/2)^4}{E \cdot I_z} = \frac{2.05}{384} \times \frac{41.8 \times 10^{-2} \cdot 300^4}{2.1 \times 10^6 \times 43.2} = 0.2 \text{ cm} < f_{adm} = 1.5 \text{ cm} \dots \dots \text{OK}$$

Conclusion

La lisse de long pan en UPN120 est vérifiée à la sécurité

III-4-3-8 Calcul des liernes au long-pan

III-4-3-8-1 Calcul de l'effort de traction dans la lierne le plus sollicité

Réaction R au niveau de la lierne :

$$R = 1.25 (1.35G) \times \frac{l}{2} = 1.25 (1.35 \times 41.8) \times 3 = 211.61 \text{ daN}$$

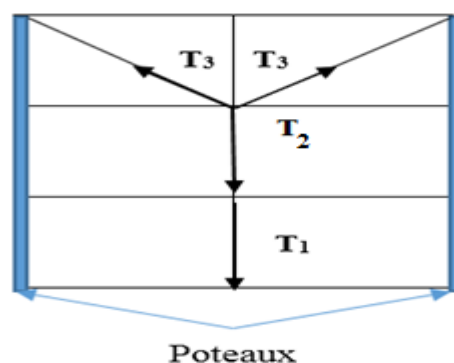


Figure III-19 : Efforts dans les Liernes de long-pan

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

Effort de traction dans le tronçon de lierne L_1 provenant de la lisse inférieure

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{211.61}{2} = 105.8 \text{ daN}$$

L'effort dans le tronçon L_2 : $T_2 = R + T_1 = 211.61 + 105.8 = 317.41 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_3 : $2T_3 \cdot \sin\theta = T_2$

$$\text{Avec : } \theta = \arctg \times \frac{2}{3} = 33.69^\circ$$

$$T_3 = \frac{T_2}{2 \sin \theta} = \frac{317.41}{2 \times \sin 33.69} = 286.11 \text{ daN}$$

III-4-3-8-2 Calcul de la section des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L_2 :

$$T_2 = N_{sd} = 317.41 \text{ daN}$$

Les liernes travaillent en traction : $N_{sd} \leq N_{pl, Rd}$

Avec : $N_{pl, Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$: Résistance plastique de la section brute

$$N_{sd} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{317.41 \times 1.1}{2750} = 0.13 \text{ cm}^2$$

$$A = \pi \cdot \phi^2 / 4 \geq 0.11 \rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.13}{\pi}} = 0.41 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre $\phi = 0.38 \text{ cm} = 4.1 \text{ mm}$

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

III-4-4-1 Evaluation des charges et surcharges

➤ *Charges permanentes (G) :(perpendiculaire à l'âme)*

$$G = (P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Accessoires}}) \times e + P_{\text{lisse}}$$

$$G = (10.9 + 4) \times 2 + 12$$

$$G = 41.8 \text{ daN/m}$$

➤ *Surcharge climatique due au vent (dans le plan de l'âme)*

$$V = 55.7 \text{ daN/m}^2 \text{ (voir chapitre II tableau II-5)}$$

$$V = 55.7 \times 2 = 111.4 \text{ daN/m}$$

III- 4-4-2 Charge appliqué à l'ELU

Combinaison de charge la plus défavorable

$$1.35G + 1.5V$$

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$Q_{y, sd} = 1.35 G = 1.35 (41.8)$$

$$\Rightarrow Q_{y, sd} = 56.43 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = 1.5 V = 1.5 (111.4)$$

$$\Rightarrow Q_{z, sd} = 167.1 \text{ daN/ml}$$

III-4-4-3 Charge appliqué à l'ELS

Combinaison de charge la plus défavorable

G + V

$$Q_{y, sd} = G = 41.8 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = V = 111.4 \text{ daN/ml}$$

III-4-4-4 Condition de la flèche

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche en vérifions la condition suivante : $f \leq f_{adm}$

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

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{111.4 \times 10^{-2} \cdot 400^4}{2.1 \times 10^6 \cdot I_y} \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{111.4 \times 10^{-2} \cdot 400^4}{2100000 \cdot 2} = 88.41 \text{ cm}^4$$

➤ Pour une poutre sur trois appuis uniformément chargée (axe Y-Y) :

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{G \cdot (\frac{l^4}{2})}{E \cdot I_z} = \frac{2.05}{384} \times \frac{41.8 \times 10^{-2} \cdot 200^4}{2.1 \times 10^6 \cdot I_z} \leq f_{adm} = \frac{\frac{l}{2}}{200} = \frac{200}{200} = 1 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_z \geq \frac{2.05}{384} \times \frac{41.8 \times 10^{-2} \cdot 200^4}{2100000 \cdot 1.25} = 1.32 \text{ cm}^4$$

Donc d'après les tableaux des profilés UPN on adopte un profilé **UPN 80**

Tableau III-8: dimension et caractéristique de l'UPN 80

Profilé UPN 80	Dimensions					Caractéristiques de calcul					
	h	b	t _w	t _f	d	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{vz}	A _{vy}	I _y	I _z
	mm	mm	mm	mm	mm	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴
	80	45	6	8	47	32.3	11.9	4.90	7.2	106	19.4

Classification de la section

– Classe de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{25}{8.5} = 2.94 \leq 9.2 \Rightarrow \text{semelle est de classe 01.}$$

– Classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{64}{6} = 10.67 < 66.24 \Rightarrow \text{l'âme est de classe 01.}$$

III-4-4-5 Vérification de la sécurité à l'état limite ultime

III-4-4-5-1 Vérification à la flexion

La vérification de la section à la flexion est donnée par la formule suivante :

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad \text{« Formule 5.35 – Page 5.63 – EC3 »}$$

Pour les sections de classe 1 α et β prend les valeurs suivantes : $\alpha = 2$ et $\beta = 1$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{56.43 \times \left(\frac{4}{2}\right)^2}{8} = 28.22 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{167.1 \times 4^2}{8} = 334.2 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{11.9 \times 2750}{1.1} = 29750 \text{ daN.cm} = 297.5 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{32.3 \times 2750}{1.1} = 80750 \text{ daN.cm} = 807.5 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{334.2}{807.5} \right]^2 + \left[\frac{28.22}{297.5} \right]^1 = 0.26 \leq 1 \quad \text{.....condition vérifiée}$$

Conclusion

La résistance de l'UPN 80 est vérifiée vis-à-vis à la flexion déviée

III-4-4-5-2 Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,Rd} \text{ avec : } V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L}{2} \text{ et } V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0}$$

$$V_{y,sd} \leq V_{ply,Rd} \implies V_{y,sd} = 0.625 Q_{y,sd} \cdot (l/2) \text{ et } V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0}$$

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$V_{z.sd} = \frac{167.1 \times 4}{2} = 334.2 \text{ daN}$$

$$V_{y.sd} = 0.625 \times 56.43 (4/2) = 70.54 \text{ daN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{4.90 \times 2750 / \sqrt{3}}{1.1} = 7072.54 \text{ daN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{7.2 \times 2750 / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = 10392.30 \text{ daN}$$

$$V_{z.sd} = 334.2 \text{ daN} \leq V_{plz.Rd} = 7072.54 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{y.sd} = 70.54 \text{ daN} \leq V_{ply.Rd} = 10392.30 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion

La résistance de l'UPN 80 est vérifiée vis-à-vis au cisaillement

III-4-4-5-3 Vérification au déversement

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

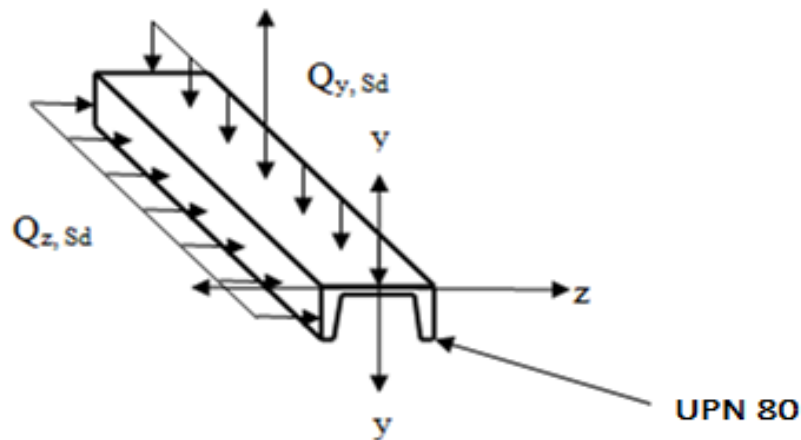


Figure III-20 :Chargement appliqué au niveau d'une lisse de bardage.

III-4-4-6 Vérification de la sécurité de l'UPN 80 à l'état limite de service

Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charge et surcharge de service (non pondérées).

$$Q = G + V$$

Condition de vérification:

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_y \leq f_{adm}$$

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{111.4 \times 10^{-2} \times 400^4}{2.1 \times 10^6 \times 106} = 1.68 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{200}{200} = 1 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{G \cdot (l/2)^4}{E \cdot I_z} = \frac{2.05}{384} \times \frac{41.8 \times 10^{-2} \times 200^4}{2.1 \times 10^6 \times 19.4} = 0.08 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Conclusion

La lisse de pignon en **UPN 80** est vérifiée à la sécurité

III-4-4-8 Calcul des liernes du pignon

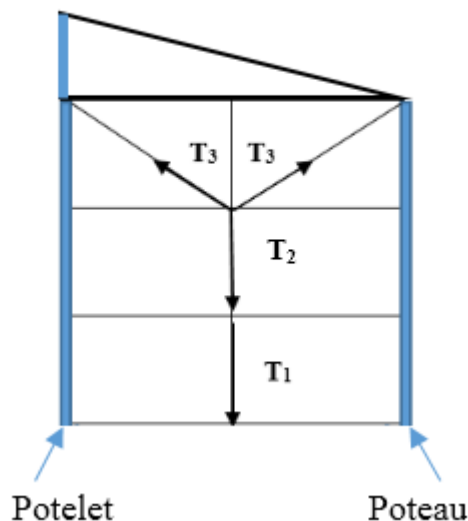


Figure III-21 : efforts dans les liernes de pignon

III-4-4-8-1 Calcul de l'effort de traction dans la lierne le plus sollicité

Réaction R au niveau de la lierne :

$$R = 1.25 (1.35G) \times \frac{l}{2} = 1.25 (1.35 \times 41.8) \times 2 = 141.07 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L₁ provenant de la lisse inférieure :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{141.07}{2} = 70.54 \text{ daN}$$

L'effort dans le tronçon L₂ : $T_2 = R + T_1 = 141.07 + 70.54 = 211.61 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L₃ : $2T_3 \cdot \sin\theta = T_2$

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$\text{Avec : } \theta = \arctg \times \frac{2}{2} = 45^\circ$$

$$T_3 = \frac{T_2}{2 \sin \theta} = \frac{211.61}{2 \times \sin 33.69} = 149.63 \text{ daN}$$

Les liernes travaillent en traction : $N_{sd} \leq N_{pl, Rd}$

Avec : $N_{pl, Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0}$: Résistance plastique de la section brute

$$N_{sd} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma M_0}{f_y}$$

$$A \geq \frac{149.63 \times 1.1}{2350} = 0.06 \text{ cm}^2$$

$$A = \pi \cdot \phi^2 / 4 \geq 0.06 \rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.06}{\pi}} = 0.3 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre $\phi = 0.3 \text{ cm} = 3 \text{ mm}$

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

III-5 Pré dimensionnement des potelets

III-5-1 Introduction

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

Ils sont considérés comme articulés aux extrémités.

III-5-2 Détermination des sollicitations

Le potelet travaille à la flexion sous action de l'effort du vent provenant du bardage et des lisses, et à la compression sous l'effet de son poids propre, du poids du bardage et des lisses qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion composé.

Par conséquent le potelet risque de :

- Subir une flèche importante sous les pressions due au vent
- Flamber lorsqu'il est très élancé
- Déverser sous les dépressions due au vent

III-5-3 Les données de calcul

- La hauteur de potelet le plus chargé $L = 6.8 \text{ m}$.
- La longueur de la lisse $L = 4 \text{ m}$
- L'entre axe des potelets $e = 4 \text{ m}$
- Nombre de lisses supportées par le potelet ($n=3$)
- Poids propre de bardage (LL35)..... 10.9 kg/m^2
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5 kg/m^2
- Poids propre de la lisse (UPN 80) 8.65 kg/ml

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

III-5-4 Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé

Charges permanentes G :

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

$$G = (8.65 \times 4 \times 3) + (10.9 + 5) \times (4 \times 6.8)$$

$$G = 536.28 \text{ daN}$$

Surcharges climatiques V

$$V = 55.7 \text{ daN/m}^2 \quad (\text{voir tableau II-5 chapitre II})$$

$$V = 55.7 \times 4$$

$$V = 222.8 \text{ daN/ml}$$

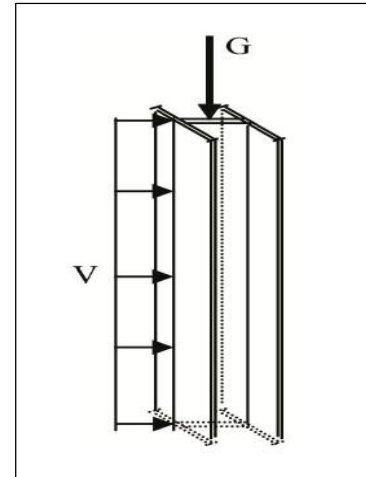


Figure III-22: Représentation des charges et surcharges sur le potelet.

III-5-5 Dimensionnement du potelet

III-5-5-1 Sous la condition de la flèche

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées : $V = 222.8 \text{ daN/ml}$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} ; f_{adm} = \frac{680}{200} = 3.4 \text{ cm}$$

$l = 6.8 \text{ m}$: longueur du potelet le plus chargé

$$I_y \geq \frac{1000}{384} \times \frac{V \cdot l^3}{E} = \frac{1000}{384} \times \frac{222.8 \times 10^{-2} \cdot 680^3}{2.1 \times 10^6} = 868.74 \text{ cm}^4$$

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

- Ce qui correspond à un profilé **IPE 160** ($I_y = 869,3 \text{ cm}^4$)

Données concernant ce profilé :

Tableau III-9: dimension et caractéristique de l'IPE 160

Profilé	Dimensions							Caractéristiques de calcul					
	G	h	b	t _w	t _f	d	A	W _{pl,y}	W _{pl,z}	i _z	i _y	I _z	I _y
IPE 160	Kg/m	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ²)	(cm ³)	(cm ³)	(cm)	(cm)	(cm ⁴)	(cm ⁴)
	15.8	160	82	5	7.4	127.2	20.1	123.9	26.10	1.84	6.58	68.31	869.3

Calcul de la charge permanent G (avec IPE160) :

$$G = 536.28 + (P_{\text{profilé}} \times L_{\text{profilé}}) = 536.28 + (15.8 \times 6.8)$$

$$G = 643.72 \text{ daN}$$

III-5-5-2 Vérification de la section à la résistance

Incidence de l'effort tranchant :

$$Q_{z, Sd} = 1.5V = 1.5 \times 222.8 = 334.2 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z, Sd} = \frac{Q_{z, Sd} \times L}{2} = \frac{334.2 \times 6.8}{2} = 1136.28 \text{ daN}$$

$$A_{vz} = 9.66 \text{ cm}^2$$

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$V_{plz,Rd} = \frac{9.66 \times 2750 / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = 13943.01 \text{ daN} .$$

$$V_{zSd} = 1136.28 \text{ daN} \leq 0.5 V_{pl,Rd} = 6971.51 \text{ daN} \dots \text{condition vérifiée}$$

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 : $N_{Sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} ; 0.5 A_w f_y / \gamma M_0)$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{Sd} = 1.35 G = 1.35 \times 643.72 = 869.02 \text{ daN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{20.1 \times 2750}{1.1} = 50250 \text{ daN}$$

$$0.25 N_{pl,Rd} = 12562.5 \text{ daN}$$

$$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 20.1 - 2 \times 8.2 \times 0.74 = 7.964 \text{ cm}^2$$

$$0.5 A_w f_y / \gamma M_0 = 0.5 \times 7.964 \times 2750 / 1.1 = 9955 \text{ daN}$$

$$N_{Sd} = 869.02 \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} = 50250 ; 0.5 A_w f_y / \gamma M_0 = 9955)$$

$$N_{Sd} = 869.02 \text{ daN} \leq 0.5 A_w f_y / \gamma M_0 = 9955 \text{ daN} \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

Vérification à la flexion

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

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

Classe de la section

– Classe de la semelle (semelle comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{82/2}{7.4} = 5.54 \leq 9.2 \Rightarrow \text{semelle est de classe 01}$$

– Classe de l'âme (flexion composée)

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1 \quad \text{et} \quad d_c = \frac{N_{Sd}}{t_w \times f_y} = \frac{869.02}{1375} = 0.63 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{127.2} \left(\frac{127.2 \times 6.3}{2} \right) = 0.52 \leq 1$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon}{(13 \alpha - 1)} \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{127.2}{5} = 25.44 \leq \frac{396 \varepsilon}{(13 \alpha - 1)} = \frac{396.32}{5.76} = 68.81 \Rightarrow \text{l'âme est de classe 01}$$

⇒ La section est de classe 1

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$M_{cy,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{123.9 \times 2750}{1.1} = 309750 \text{ daN.cm} = 3097.5 \text{ daN.m}$$

$$Q_{z,Sd} = 1.5V = 1.5 \times 222.8 = 334.2 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{334.2 \times 6.8^2}{8} = 1931.67 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,Sd} = 1931.67 \text{ daN.m} \leq M_{cy,Rd} = 3097.5 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

III-5-5-3 Vérification de l'élément aux instabilités

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre, au poids des bacs de bardage et des lisses). En aucun cas, il ne supporte pas la toiture. Il travaille à la flexion composée.

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

a- Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

b- Flexion composée avec risque de diversement

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

➤ Calcul des coefficients de réduction pour le flambement χ_y et χ_z

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

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

➤ Longueur de flambement :

$$l_y = L = 6.8 \text{ m.}$$

➤ Calcul d'élancement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{680}{6.58} = 103.34 \text{ cm}$$

➤ Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{2750} \right]^{0.5} = 86.81$$

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

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{103.34}{86.81} = 1.19$$

➤ 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

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 1.2 \text{ et } t_f = 7.4 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

suivant y-y : courbe **a** ➔ $\alpha = 0.21$

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

➤ Facteur de réduction

$\chi_y = 0.5363$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

Flambement par rapport à l'axe faible zz (hors du plan du portique)

➤ Longueur de flambement :

$l_z = L = 2 \text{ m}$ (entraxe des lisses).

➤ Calcul d'élancement :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{1.84} = 108.7$$

➤ Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{2750} \right]^{0.5} = 86.81$$

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

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{108.7}{86.81} = 1.25$$

➤ Choix de la courbe de flambement

Le tableau 5.5.3 de l'Euro-code 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 1.2 \text{ et } t_f = 7.4 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

suivant z-z : courbe **b** ➔ $\alpha = 0.34$

➤ Facteur de réduction

$\chi_z = 0.4517$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe b)

$$\chi_{min} = \min(0.5363; 0.4517) \rightarrow \chi_{min} = 0.4517$$

➤ Calcul d'élancement réduit vis-à-vis du déversement $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (section 1,2 et 3) et } \lambda_1 = 86.81$$

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

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{200}{1.84}}{(1.132)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{200/1.84}{16/0.74} \right)^2 \right]^{0.25}} = 47.45$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{47.45}{86.81} = 0.54 < 0.4 \rightarrow \text{il y'a risque de déversement}$$

Calcul des coefficients k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) = 1.19 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{123.9 - 108.7}{108.7} \right)$$

$$\mu_y = -1.52 \leq 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{ed}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-1.52 \times 869.02}{0.5363 \times 20.1 \times 2750} = 1.04 < 1.5$$

β_{My} : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{My} = 1.3$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{869.02}{0.4517 \times 50250} + \frac{1.04 \times 1931.67}{3097.5}$$

$$0.03 + 0.64 = 0.67 < 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion

L'IPE 160 convient comme potelet.

III-6 Etude des escaliers

III-6-1 Définition des éléments constituant les escaliers

- **Cage d'escalier :** Pièce dans laquelle se trouve l'escalier.
- **Palier :** Est un espace plat et spacieux qui marque un étage après une série des marches, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- **Giron:** Est une largeur d'une marche d'escalier mesurée entre l'aplomb de deux contre marches successives.
- **Volée:** Est une partie droite ou courbé d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Limon:** Est un élément incliné supportant les marches, pour les limons on emploie des profiles ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profile en U sur l'âme verticale, situé sur le "côté" de l'escalier, parallèle au mur.
- **Marche:** Est la partie sur laquelle on pose les pieds. Elle est parallèle au sol.
- **Contre marche:** Est la partie verticale de la marche

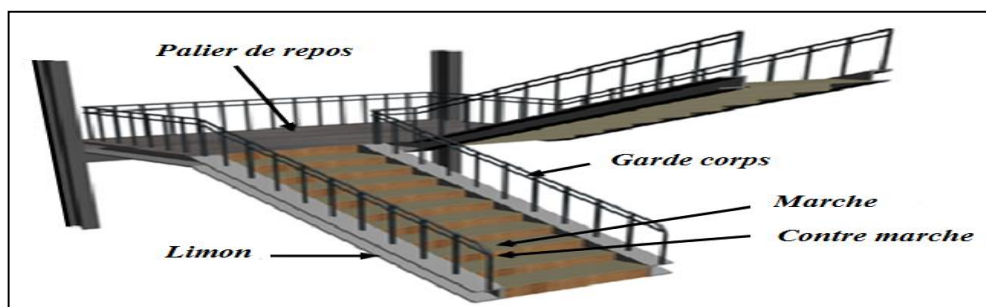


Figure III-23: vue 3D de l'escalier

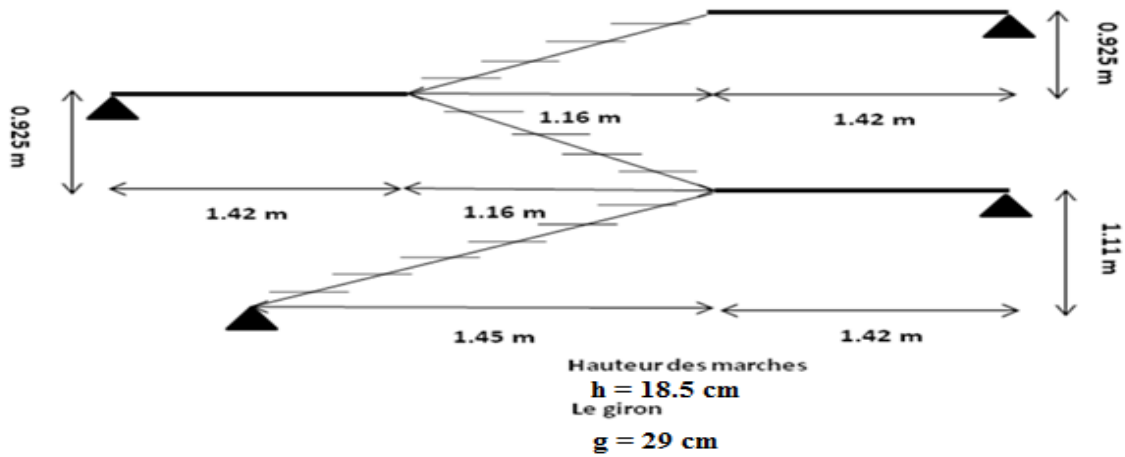


Figure III-24 : vue en élévation de l'escalier

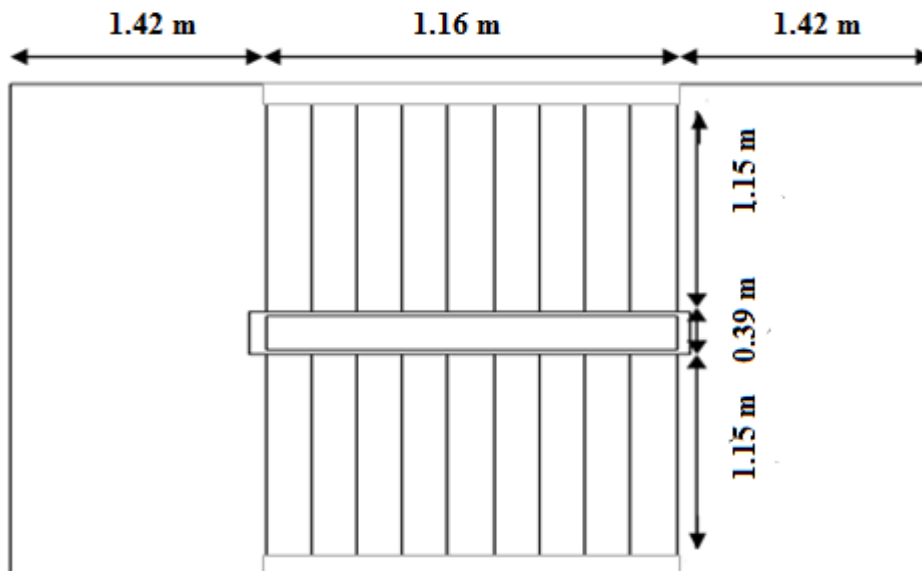


Figure III-25 : Vue en plan de l'escalier

FORMULE DE BLONDEL :

$$\left\{ \begin{array}{l} 59 \leq 2H + G \leq 66 \text{ cm} \\ 27 \leq G \leq 30 \text{ cm} \\ 16,5 \leq H \leq 18,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec :

G : La largeur de la marche (giron).

H : La hauteur de la contre marche.

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

III-6-2-1 Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

- La hauteur de l'étage : $h = 2.96 \text{ m}$.
- La largeur de volée est : $l = 1.15 \text{ m}$
- On admet une hauteur de marche $H = 18.5 \text{ cm}$
- nombre totale des marche (n) est :

$$n = \frac{h'}{H} = \frac{296}{18.5} = 16$$

$n = 16$ marches

On répartit ce nombre de marche en 03 volées avec : (deux volées de 5 marches et une volée de 06 marches).

- La largeur d'une marche est : $g = 29 \text{ cm}$

III-6-2-2 Vérification de la formule de BLONDEL :

$$2H + G = 2 \times 18.5 + 29 = 66 \text{ cm} \Rightarrow \text{La formule de BLONDEL est vérifiée}$$

III-6-3 Dimensionnement de la cornière (support)

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur **5mm** rigidifiées par des cornières jumelées soudées au milieu des tôles. Les cornières jumelées sont soudées avec les cornières d'attaches, ces derniers sont boulonnés avec le limon

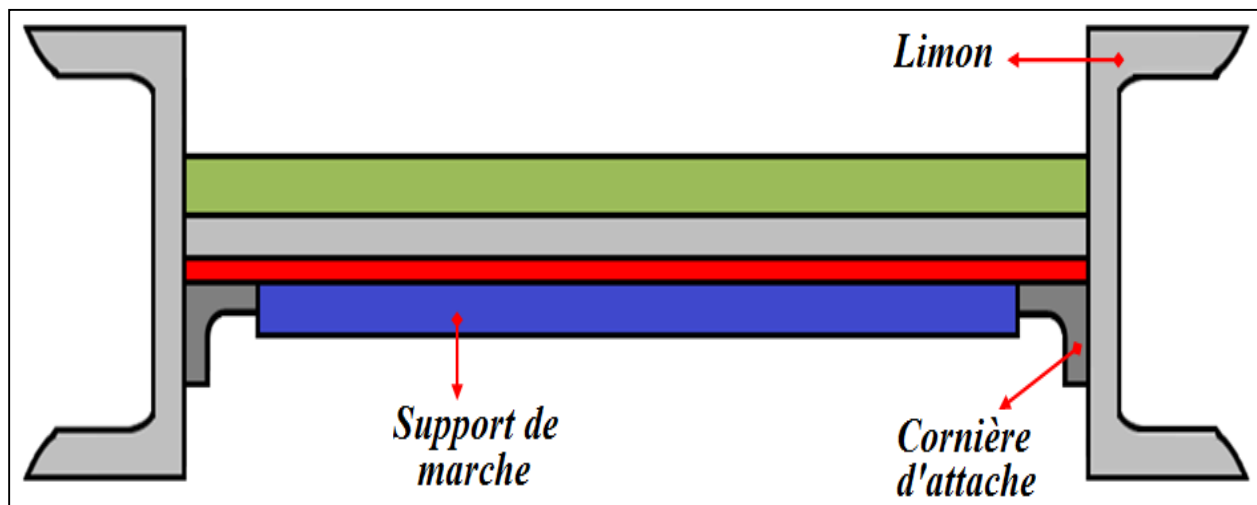


Figure III-26 : disposition des cornières

- La longueur de la marche $L = 1,15 \text{ m}$
- La largeur de la marche $l = G = 0,29 \text{ m}$
- Les cornières sont en acier S275 :
 - ✓ $f_y = 27.5 \text{ daN/mm}^2$ (la limite d'élasticité d'acier).
 - ✓ $E = 21000 \text{ daN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

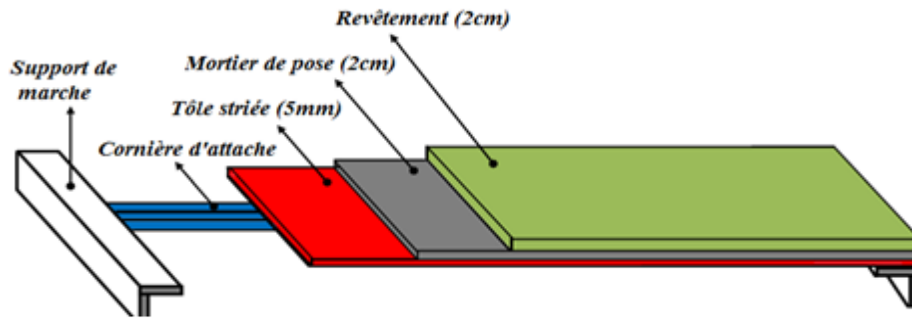


Figure III-27 : Charge appliqué sur la cornière

III-6-3-1 Détermination de la section de cornière

Evaluation des charges

i. Les charges permanentes : (Sans poids de profile)

- Tôle striée (5mm) $G_1 = 45 \text{ daN/m}^2$
- Mortier de ciment (2cm) $G_2 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Revêtement (2cm) $G_3 = 40 \text{ daN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d = (45 + 40 + 40) \times 0,29 = 36,25 \text{ daN/m}$$

$$\mathbf{G = 36,25 daN/m}$$

ii. Les charges d'exploitations

$$Q = 250 \times 0,29 = 72,5 \text{ daN/m}$$

$$\mathbf{Q = 72,5 daN/m}$$

➤ *Les combinaisons des charges : (ELS)*

$$\mathbf{q = G + Q = 36,25 + 72,5 = 108,75 \text{ daN/m}}$$

Dans notre cas on a une cornière posé sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie

donc la flèche est : $f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I}$ et la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{L}{300}$

$$f_z = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times L^3 \times 300}{384 \times E} = \frac{5 \times 108,75 \times 115^3 \times 300 \times 10^{-2}}{384 \times 2100000}$$

$$\mathbf{I_y \geq 3,07 \text{ cm}^4}$$

- ✓ La cornière qui correspond est : L 40 x 40 x 4
- ✓ Les caractéristiques sont :

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

Tableau III-10 : Caractéristique et dimension de L 40×40×4.

$h=b$ (mm)	t (mm)	r_1 (mm)	r_2 (mm)	d (mm)
40	4	6	3	1.12
A (cm ²)	P (daN/m)	$I_y=I_z$ (cm ⁴)	$W_{el,y}=W_{el,z}$ (cm ³)	$i_y=i_z$ (cm)
3.08	2.42	4.47	1.55	1.49

Donc la charge permanente G devient (on inclue le poids de la cornière)

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + P = (45 + 40 + 40) \times 0,29 + 2.42 = 38.67 \text{ daN/m}$$

$$\mathbf{G = 38.67 \text{ daN/m}}$$

Les combinaisons des charges

➤ **ELS**

$$q = G + Q = 38.67 + 72.5 = 111.17 \text{ daN/m}$$

➤ **ELU**

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 38.67 + 1,5 \times 72.5 = 160.95 \text{ daN/m}$$

III-6-3-2 Vérification à la flèche

La vérification se fait à l'ELS :

On vérifie la condition suivante : $f \leq f_{adm}$

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \dots\dots\dots \text{Cornière sur deux appuis}$$

$$f = \frac{5 \times 111.17 \times 1150^4}{384 \times 21000 \times 4.47 \times 10^7} = 2.69 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{1150}{300} = 3.83 \text{ mm}$$

$$\mathbf{f = 2.69 \text{ mm} < f_{adm} = 3.83 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{vérifier}}$$

III-6-3-3 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{PL,Rd} \dots\dots\dots \text{(EC03).}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} = \frac{160.95 \times 1,15}{2} = 92.54 \text{ daN}$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \dots\dots\dots \text{(Section de classe 03).}$$

$$\gamma_{M0} = 1,1$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{3.08 \times \frac{2750}{\sqrt{3}}}{1,1} = 4445.6 \text{ daN}$$

$$\mathbf{V_{sd} = 92.54 \text{ daN} < V_{PL,Rd} = 4445.6 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifier}}$$

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

III-6-3-4 Vérification du moment fléchissant (résistance)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} \dots \dots \dots (EC03).$$

$$M_{sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{160.95 \times 1.15^2}{8} = 26.60 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 26.60 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1.55 \times 10^{-6} \times 27.5 \times 10^6}{1.1} = 38.75 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 26.60 \text{ daN.m} < M_{c,Rd} = 38.75 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Conclusion

Les cornières L 40 x 40 x 4 convient comme cornière d'attache

III-6-4 Dimensionnement du limon

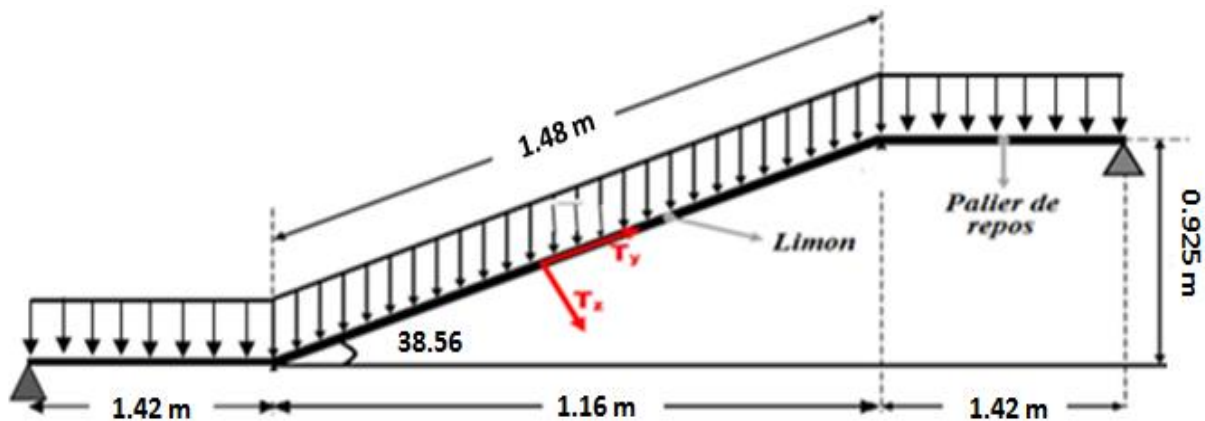


Figure III-28: Distribution des charges sur un limon.

- La longueur de limon $L = 1.48 \text{ m}$
- L'espacement entre deux limons $d = 1.15 \text{ m}$
- Les limons sont en acier S275 :
 - ✓ $f_y = 27,5 \text{ daN/mm}^2$ (la limite d'élasticité d'acier).
 - ✓ $E = 2100000 \text{ daN/cm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

III-6-4-1 Détermination la section du limon

III-6-4-1-1 Evaluation des charges

➤ volée

Les charges permanentes : (Sauf poids de profile)

- Tôle striée (5mm) $G_1 = 45 \text{ daN/m}^2$
- Mortier de ciment (2cm)..... $G_2 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Revêtement (2cm) $G_3 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Poids des cornières (L 40×40×4) $P_c = 2.42 \text{ daN/m}$
- Garde corps $P_G = 100 \text{ daN/m}$

$$G_T = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + P_c + P_G = (45 + 40 + 40) \times 1.15 + 2.42 + 100 = 246.17 \text{ daN/m}$$

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

La charge total pour un Limon: $G = G_T / 2 \rightarrow G = 246.17 / 2 = 123.08 \text{ daN/m}$

➤ *Les charges d'exploitations*

pour un limon : $Q = 250 \times \frac{1,15}{2} = 143.75 \text{ daN/m} \rightarrow Q = 143.75 \text{ daN/m}$

• *Palier*

➤ *Les charges permanentes*

- Tôle TN40 $G_1 = 10 \text{ daN/m}^2$
- Dalle en béton (10cm) $G_2 = 250 \text{ daN/m}^2$
- Mortier de pose $G_3 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Revêtement (2cm) $G_4 = 40 \text{ daN/m}^2$

La charge total: $G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \times d = (10 + 250 + 40 + 40) \times 1,15 = 391 \text{ daN/m}$

La charge total pour un Limon: $G_T = G / 2 \rightarrow G_T = 391 / 2 = 195.5 \text{ daN/m}$

III-6-4-1-2 Calcul de la charge équivalente

On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente.

➤ *Charges permanentes*

$$G_{eq} = \frac{195.5 \times (1.42 + 1.42) + (123.08 \times 1.16)}{4} = 174.5 \text{ daN/m}$$

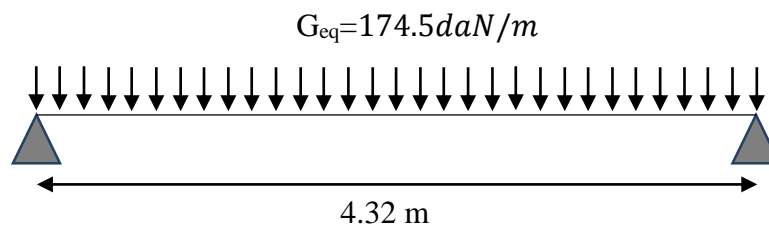


Figure III-29 : charge équivalente(G)

➤ *Charge d'exploitation*

$$Q_{eq} = 250 \times 1,15 / 2 = 143.75 \text{ daN/m}$$

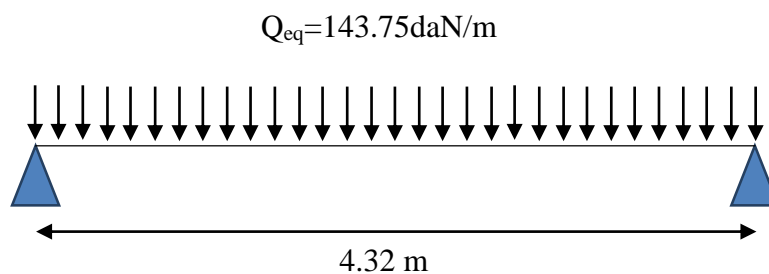


Figure III-30 : charge équivalente(Q)

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

III-6-4-2 Prés-dimensionnement des limons

III-6-4-2-1 Combinaison de charge

➤ **ELU**

$$q = 1.35G + 1.5Q \rightarrow q = 1.35 \times 174.5 + 1.5 \times 143.75$$

$$\rightarrow q = 451.12 \text{ daN/m}$$

➤ **ELS**

$$Q = G + Q \rightarrow q = 174.5 + 143.75$$

$$\rightarrow q = 318.25 \text{ daN/m}$$

III-6-4-2-2 Condition de flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{\max} \leq f$ Pour une poutre bi-articulée :

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} \quad \bar{f} \leq \frac{l}{300}$$

Avec :

q : la charge non pondérée

$$q = (G+Q) = (174.5 + 143.75) = 318.25 \text{ daN/m}$$

Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$$L = 4.32 \text{ m} = 432 \text{ cm}$$

$$I \geq \frac{5ql^3 300}{384EI} = \frac{5 \times 318.25 \times 432^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 476.89 \text{ cm}^4$$

On opte un **UPN 260**

Tableau III-11 : Dimension et caractéristique de l'UPN 260

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r ₁	r ₂	d (mm)	A (cm ²)	P (daN/m)
				(mm)				
260	90	10	14	14	7	200	48.3	37.9
$I_y (\text{cm}^4)$	$W_{el,y} (\text{cm}^3)$	$i_y (\text{cm})$	$W_{pl,y} (\text{cm}^3)$	$I_z (\text{cm}^4)$		$W_{el,z} (\text{cm}^3)$	$i_z (\text{cm})$	$W_{pl,z} (\text{cm}^3)$
4820	371	9.99	442	317		47.7	2.56	91.6

La classe de la section :

➤ **Semelle comprimée :**

$$C = b - t_w / t_f = (90 - 10) / 14 = 5.71 \text{ mm}$$

$5.71 < 9\varepsilon = 8.28$ donc la semelle est de classe 1.

➤ **Âme fléchi :**

$$d/t_w = 200/10 = 20 < 72\varepsilon = 64.24 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

Vérification du moment fléchissant

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{451.12 \times 4.32^2}{8} = 1052.4 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2750 \times 442 \times 10^{-2}}{1.1} = 11050 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1052.56 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 11050 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{451.12 \times 4.32}{2} = 974.42 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{27.1 \times 2750}{1.1 \times \sqrt{3}} = 39115.48 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 974.42 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 39115.48 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Vérification au déversement

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_W \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M0}$$

➤ Calcul du moment critique au déversement :

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

Où:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{2.1 \times 10^5}{2(1 + 0.3)} = 80769.23 \text{ N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_w : Moment d'inertie de gauchissement

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible d'inertie

$$M_{cr} = 1.132 \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 317 \times 10^4}{4320^2} \sqrt{\frac{33.3 \times 10^9}{317 \times 10^4} + \frac{4320^2 \times 80769.23 \times 25.5 \times 10^4}{3.14^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 317 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 104628784.9 \text{ N.mm} \rightarrow M_{cr} = 10462.87 \text{ daN.m}$$

➤ Calcul d'élancement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 442 \times 10^3}{104628784.9}} = 93.52$$

➤ Calcul d'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} \text{ Avec : } \beta_W = 1 \text{ pour les sections de classes 1 et 2}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 0.92$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{93.52}{86.4} = 1.08$$

➤ Détermination de χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \quad \text{Mais } \chi_{LT} \leq 1$$

Où :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profiles laminées.

$\alpha_{LT} = 0,49$ Pour les sections soudées.

AN:

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21(1,08 - 0,2) + 1,08^2] = 1.86$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.86 + [1.86^2 - 1.08^2]^{0.5}} = 0.29$$

$$M_{b,Rd} = 0,29 \times 1 \times 442 \times 10^{-2} \times 2750 / 1,1 = 3204.5 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,Rd} = 3204.55 \text{ daN.m} > M_{sd} = 1052.525 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

III-6-5 Etude de la poutre palière des limons

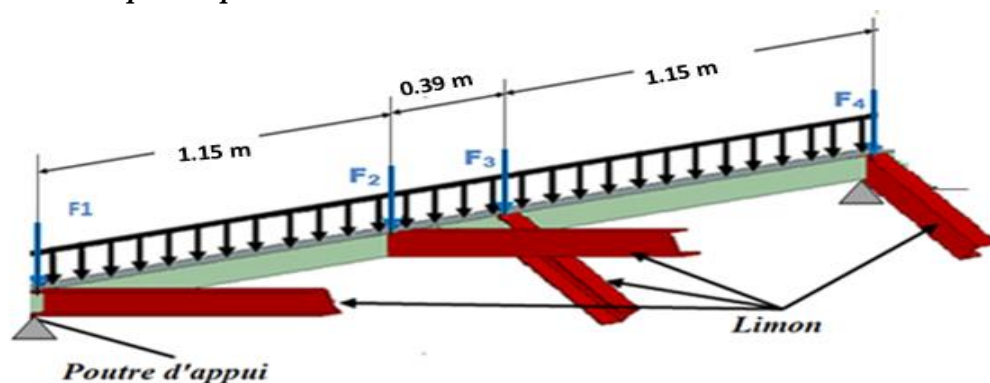


Figure III-31 : Les charge sur la poutre d'appuis des limons

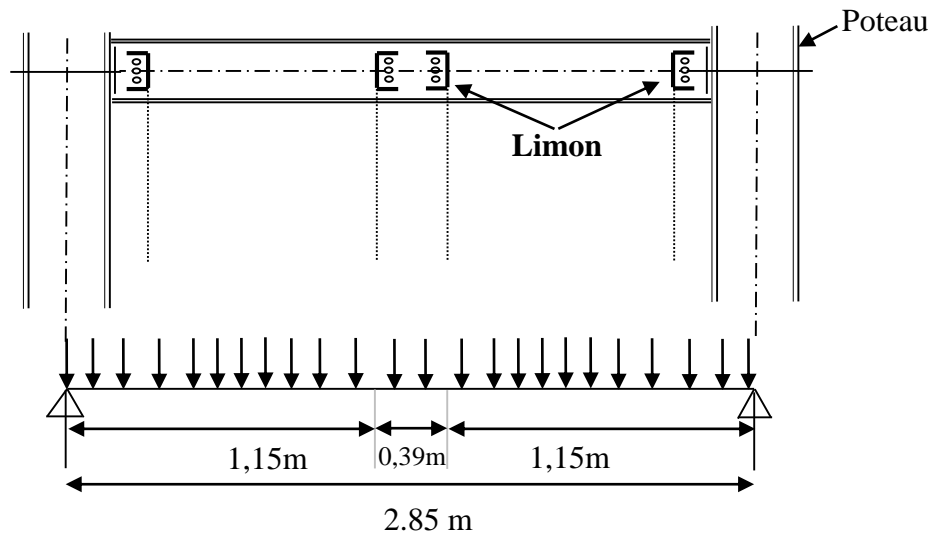


Figure III-32 : Les charges sur la poutre d'appuis des limon

III-6-5-1 Evaluation de charges

Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière « R »

La réaction du limon sur la poutre palière est donnée par la formule suivante :

-ELU :

$$R = (1,35G_{eq} + 1,5Q_{eq}) \times L/2$$

$$R = (1,35 \times 174,5 + 1,5 \times 143,75) \times 4,32/2 = 974,6 \text{ daN}$$

-ELS :

$$R = (G_{eq} + Q_{eq}) \times L/2$$

$$R = (174,5 + 143,75) \times 4,32/2 = 687,42 \text{ daN}$$

Charge équivalente :

-ELS :

$$\frac{4 \times R}{4} + G_{\text{garde corps}} = \frac{4 \times 687,42}{4} + 100 = 787,42 \text{ daN/ml}$$

-ELU :

$$\frac{4 \times R}{4} + 1,35G_{\text{garde corps}} = \frac{4 \times 974,6}{4} + 1,35 \times 100 = 1109,6 \text{ daN/ml}$$

III-6-5-2 Condition de la flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{\max} \leq \bar{f}$. Pour une poutre bi-articulée :

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} \bar{f} \leq \frac{l}{300}$$

Avec :

q : la charge non pondérée

$$q = 787,42 \text{ daN/m}$$

Le module d'élasticité $E = 2,1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$L=2.85 \text{ m} = 285 \text{ cm}$$

$$I \geq \frac{5ql^3}{384EI} = \frac{5 \times 7.87 \times 280^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 321.4 \text{ cm}^4 \text{ On prend un IPN220 avec :}$$

Tableau III-12 : Dimension et caractéristique de l'IPN 220

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r	d (mm)	A (cm ²)	P(daN/m)
220	98	8.1	12.2	8.1	175.8	39.5	31.1
$I_y (\text{cm}^4)$	$W_{el,y} (\text{cm}^3)$	$i_y (\text{cm})$	$W_{pl,y} (\text{cm}^3)$	$I_z (\text{cm}^4)$	$W_{el,z} (\text{cm}^3)$	$i_z (\text{cm})$	$W_{pl,z} (\text{cm}^3)$
3060	278	8.8	234	162	33.1	2.02	55.7

III-6-5-3 Vérification à l'ELU

La classe de la section

➤ **Semelle comprimée :**

$$C=(b/2)/t_f=49/12.2=4.02\text{mm}$$

$4.02 < 9\varepsilon=8.28$ donc la semelle est de classe 1.

➤ **Ame fléchi :**

$$d/t_w=175.8/8.1=21.70 < 72\varepsilon=66.24 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

a) Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1109.6 \times 2.85^2}{8} = 1126.6 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2750 \times 324 \times 10^{-2}}{1.1} = 8100 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

b) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1109.6 \times 2.85}{2} = 1581.2 \text{ daN}$$

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{19.06 \times 2750}{1.1 \times \sqrt{3}} = 27510.74 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1581.2 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 27510.74 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

c) Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = [\chi_{LT} \times \beta_W \times W_{pl,y}] \times [f_y / \gamma_{M0}]$$

➤ Calcul du moment critique au déversement :

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

Où:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{2.1 \times 10^5}{2(1 + 0.3)} = 80769.23 \text{ N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_w : Moment d'inertie de gauchissement

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible d'inertie

$$M_{cr} = 1.132 \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 162 \times 10^4}{2850^2} \sqrt{\frac{17.8 \times 10^9}{162 \times 10^4} + \frac{2850^2 \times 80769.23 \times 18.6 \times 10^4}{3.14^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 162 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 101739195.1 \text{ N.mm} = 10173.92 \text{ daN.m}$$

➤ Calcul d'élancement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3.14^2 \times 210000 \times 324 \times 10^3}{101739195.1}} = 81.20$$

➤ Calcul d'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} \text{ Avec : } \beta_W = 1 \text{ pour les sections de classes 1 et 2}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = 0.92$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{81.20}{86.4} = 0.939$$

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

➤ Détermination de χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{Mais } \chi_{LT} \leq 1$$

Où :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profiles laminées.

$\alpha_{LT} = 0,49$ Pour les sections soudées.

AN:

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21(0,939 - 0,2) + 0,939^2] = 1,55$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,55 + [1,55^2 - 0,939^2]^{0,5}} = 0,36$$

$$M_{b,Rd} = 0,36 \times 1 \times 324 \times 10^{-2} \times 2750 / 1,1 = 2916 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,Rd} = 2916 \text{ daN.m} > M_{sd} = 1126,6 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Conclusion

L'IPN 220 convient comme poutre palière

CHAPITRE IV :ÉTUDE D'UN PLANCHER MIXTE

Chapitre IV : Etude d'un plancher mixte

IV-1 Introduction

Le plancher collaborant également appelé « plancher mixte » associe l'acier et le béton. Tout comme les autres planchers, le plancher collaborant est une structure horizontale de gros oeuvre 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 oeuvre et son coût moindre.

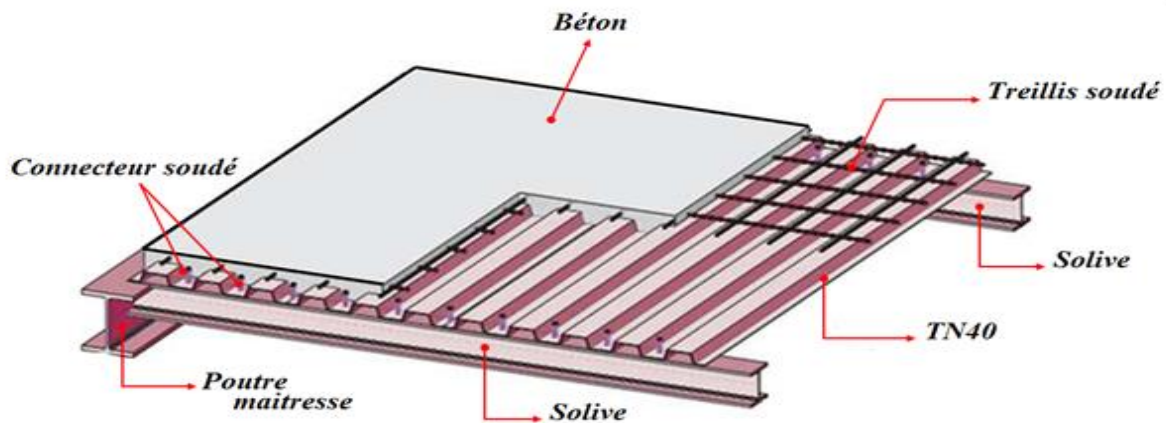


Figure IV-1 : Eléments constructifs d'un plancher mixte

⇒ Avantages des dalles mixtes

Les poutres en I ou H reliées à une dalle de plancher au moyen des connecteurs procurent également une meilleure résistance au feu et présentent une capacité portante plus importante par rapport aux autres dalles.

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

Pour le dallage de partie bureaux, nous avons opté pour un plancher collaborant constitué d'une dalle en béton armé coulée sur un pontage métallique de type HIBON55 qui servira de coffrage perdu lors de la phase d'exécution ainsi que de poutres métalliques.

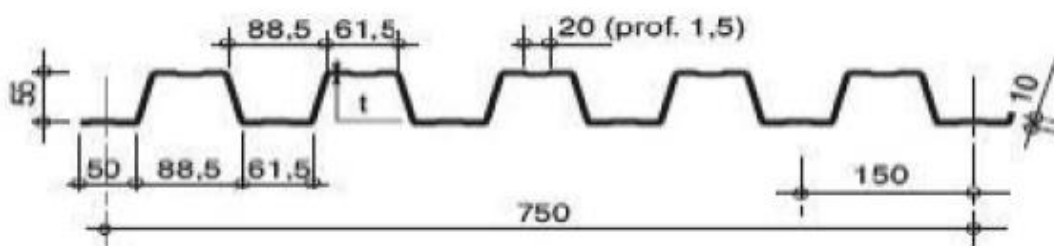


Figure IV-2 : Présentation de la tôle HIBON 55.

Avec:

- Epaisseur de la dalle → $h = 120$ mm
- Tôle hibon 55 → $h_p = 55$ mm ($h_c = h - h_p = 120 - 55 = 65$ mm)
- Coefficient d'équivalence (acier, béton) → $n = 15$

Chapitre IV : Etude d'un plancher mixte

IV-2 Disposition des solives (poutrelles)

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

- La distance entre les solives est : $d = 1 \text{ m}$.
- La longueur de solives est : $L = 6 \text{ m}$.

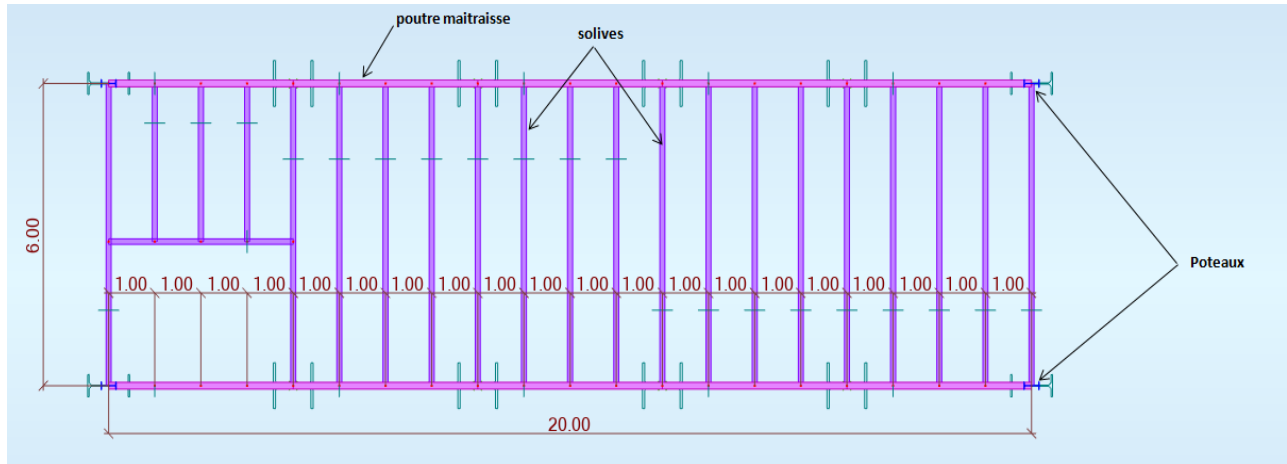


Figure IV-3 : Disposition des solives

IV-3 Vérification au stade de montage

IV-3-1 Evaluation des charge et surcharge

i. Les charges permanentes :

- Poids de la tôle (TN40) + accessoire $G_1 = 15 \text{ daN/m}^2$
 - Poids du treillis soudé (TLE520 $\varnothing 5$ (150x150)) $G_2 = 2.060 \text{ daN/m}^2$
- $$G = (G_1 + G_2) \times d = (15 + 2.060) \times 1 = 17.06 \text{ daN/m} \rightarrow G = 17.06 \text{ daN/m}^2$$

ii. Les charges variables :

- Charge des ouvriers : $P = 100 \text{ daN/m}^2$
- $$Q = P \times d = 100 \times 1 = 100 \text{ daN/m} \rightarrow Q = 100 \text{ daN/m}$$

IV-3-2 Combinaison de charge

➤ A l'ELU

$$q = 1.35 G + 1.5 Q$$
$$q = 1.35 \times 17.06 + 1.5 \times 100 = 173.031 \text{ daN/m}_1$$
$$\rightarrow q = 173.031 \text{ daN/m}_1$$

➤ A l'ELS

$$q = G + Q$$
$$q = 17.06 + 100 = 117.06 \text{ daN/m}_1$$
$$\rightarrow q = 117.06 \text{ daN/m}_1$$

IV-3-3 Condition de la flèche

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées : $q = 117.06 \text{ daN/m}_1$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{250} \quad \text{avec: } f_{adm} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

Chapitre IV : Etude d'un plancher mixte

$l = 6\text{m}$: longueur de la solive

$$I_y \geq \frac{1250}{384} \times \frac{q \cdot l^3}{E} = \frac{1250}{384} \times \frac{117.06 \times 10^{-2} \times 600^3}{2.1 \times 10^6} = 391.94 \text{ cm}^4$$

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

✓ On opte pour un **IPE 140**

Tableau IV-1 : Dimension et caractéristique de l'IPE 140

Profilé	Dimensions					Caractéristiques de calcul					
IPE	h	b	t _w	t _f	d	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{vz}	A	I _y	I _z
140	mm	mm	mm	mm	mm	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴
	140	73	4.7	6.9	112.2	88.3	19.3	7.64	16.4	541	44.9

Donc, on ajoute le poids propre de l'IPE 140 a la charge permanente :

$$G = (G_1 + G_2) \times d + G_p = (15 + 2.060) \times 1 + 12.9 = 29.96 \text{ daN/m}$$

$$G = 29.96 \text{ daN/m}$$

➤ **A l'ELU**

$$q = 1.35 \times 29.96 + 1.5 \times 100 = 190.45 \text{ daN/m}_1$$

$$\rightarrow q = 190.45 \text{ daN/m}_1$$

➤ **A l'ELS**

$$q = 29.96 + 100 = 129.96 \text{ daN/m}_1$$

$$\rightarrow q = 129.96 \text{ daN/m}_1$$

IV-3-4 Vérification à l'ELU

IV-3-4-1 Vérification du moment fléchissant (résistance)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{190.45 \times 6^2}{8}$$

$$\rightarrow M_{sd} = 857.025 \text{ daN.m}$$

$$M_{PL,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{88.3 \times 27.5}{1.1}$$

$$\rightarrow M_{PL,Rd} = 2207.5 \text{ daN.m}$$

Chapitre IV : Etude d'un plancher mixte

$$M_{sd} = 857.025 \text{ daN.m} < M_{PL,Rd} = 2207.5 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

IV-3-4-2 Vérification de la section à l'effort tranchant (cisaillement)

Pour cette vérification, on utilise la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} = \frac{190.45 \times 6}{2} \rightarrow V_{sd} = 571.35 \text{ daN}$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

Avec :

$$\triangleright \gamma_{M0} = 1,1$$

$$\triangleright A_v = A - 2.b \times t_f + (t_w + 2.r) \times t_f$$

$$A_v = 1640 - 2 \times 73 \times 6.9 + (4.7 + 2 \times 7) \times 6.9 = 503.57 \text{ mm}^2$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{503.57 \times 27,5}{1,1 \times \sqrt{3}} = 7268.41 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 571.35 \text{ daN} < V_{PL,Rd} = 7268.41 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

IV-3-5 Vérification à l'ELS

$$\bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 1.2996 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 541} = 1.93 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 1.93 \text{ cm} < \bar{f} = 2.4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Conclusion

L'IPE 140 est vérifié au stade de montage

IV-4 vérification au stade finale

IV-4-1 Evaluation des charges

i. Les charges permanentes :

$$\triangleright \text{Poids de la dalle en béton : } G_1 = \rho \cdot e = 2500 \times 0,1 \dots\dots\dots G_1 = 250 \text{ daN/m}^2$$

$$\triangleright \text{Poids de la tôle (TN40) + accessoire} \dots\dots\dots G_2 = 15 \text{ daN/m}^2$$

$$\triangleright \text{Mortier de ciment (2 cm)} \dots\dots\dots G_3 = 40 \text{ daN/m}^2$$

$$\triangleright \text{Couche de Sable (3cm)} \dots\dots\dots G_4 = 51 \text{ daN/m}^2$$

$$\triangleright \text{Poids des cloisons (panneau sandwich LL35)} \dots\dots\dots G_5 = 10.9 \text{ daN/m}^2$$

$$\triangleright \text{Poids de revêtement de carrelage} \dots\dots\dots G_6 = 40 \text{ daN/m}^2$$

$$\triangleright \text{Poids de faux plafond} \dots\dots\dots G_7 = 10 \text{ daN/m}^2$$

$$\triangleright \text{Poids de solive IPE 200} \dots\dots\dots P = 22.4 \text{ daN/m}$$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_5 + G_6 + G_7) \times d + P \rightarrow G = 439.3 \text{ daN/m}$$

Chapitre IV : Etude d'un plancher mixte

ii. Les charges variables :

➤ Charge d'exploitation : $P = 250 \text{ daN/m}^2$ (DTR B.C-2.2 article 7.2.2)

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

IV-4-2 Combinaisons des charges

✓ ELS :

$$q = G + Q = 439.3 + 250 = 689.3 \text{ daN/m}$$

$$q = 689.3 \text{ daN/m}$$

✓ ELU :

$$q = 1.35.G + 1.5.Q = 1.35 \times 689.3 + 1.5 \times 250 = 1305.55 \text{ daN/m}$$

$$q = 1305.55 \text{ daN/m}$$

Après le durcissement du béton, l'inertie de la dalle I_B participe avec l'inertie des solives I_A , ce qui donne une inertie équivalente I_d

IV-4-3 Caractéristique de la dalle mixte

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

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

$$B_{eff} = \min \left(\frac{2l_0}{8}; b \right)$$

✓ $l_0 = 6 \text{ m}$

✓ $b = 1 \text{ m}$

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

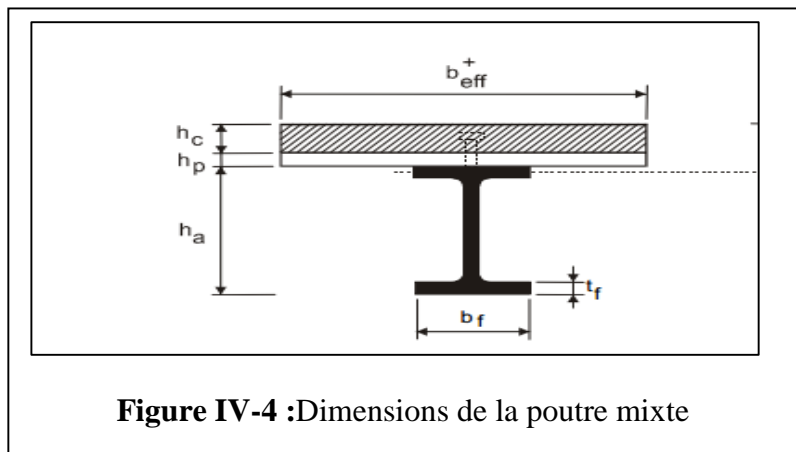


Figure IV-4 : Dimensions de la poutre mixte

IV-4-3-2 Calcul de la section équivalente

La formule de calcul de la section équivalente acier-béton est :

$$S = A + \frac{B}{n}$$

Avec : A : section d'acier

B : section de la dalle en béton

n : facteur d'équivalence ($n = 15$)

Donc : $A = 28.5 \text{ cm}^2$ et $B = b \times t = 100 \times 10 = 1000 \text{ cm}^2$

Donc : $S = 95.2 \text{ cm}^2$

Chapitre IV : Etude d'un plancher mixte

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

➤ Résistance de la section d'acier :

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{28.5 \times 2750}{1.1} = 71250 \text{ daN}$$

➤ Résistance de la section du béton :

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

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

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

$$F_b = \frac{0.85 \times 6.5 \times 100 \times 250}{1.5} = 92083.33 \text{ daN}$$

conclusion

$F_b > F_a$ donc l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton

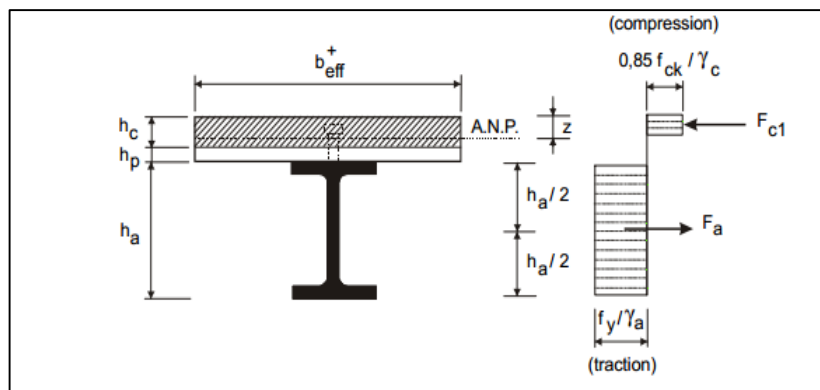


Figure IV-5 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

IV-4-4 Vérification à L'ELU

IV-4-4-1 Vérification du moment de résistance plastique

On doit vérifier la condition suivante:

$$M_{sd} < M_{pl,Rd} \quad \text{Avec :}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1305.55 \times 6^2}{8} = 5874.97 \text{ daN.m}$$

Dans le cas d'une flexion positive avec un axe neutre dans la dalle, le moment de résistance plastique est donné par la formule suivante :

$$M_{ply,Rd} = F_a \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right) = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right)$$

$$\text{Avec : } Z = \left[\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \right] / \left[\frac{0.85 \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} \right]$$

Chapitre IV : Etude d'un plancher mixte

$$Z = \left[\frac{28.5 \times 2750}{1,1} \right] / \left[\frac{0,85 \times 100 \times 250}{1,5} \right] = 5.02 \text{ cm}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{28.5 \times 275 \times 10^2}{1,1} \left(\frac{140}{2} + 65 + 55 - \frac{50.2}{2} \right) = 11749.12 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 5874.97 \text{ daN.m} < M_{pl,Rd} = 11749.12 \text{ daN.m}$ daN.m.....vérifiée

IV-4-4-2 Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier la condition suivante:

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

$$\text{➤ } V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1305.55 \times 6}{2} = 3916.65 \text{ daN}$$

$$\text{➤ } V_{pl,Rd} = \frac{A_v F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

avec : $A_v = A - [2b x t_f + (t_w + 2r) x t_f] = 28.5 - [(2 \times 10 \times 0.85) + (0.56 + 2 \times 1.2) \times 0.85] = 8.984 \text{ cm}^2$

$$V_{pl,Rd} = \frac{8.984 \times 2750}{1,1 \times \sqrt{3}} = 12967.3 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 3916.65 \text{ daN} < V_{pl,Rd} = 12967.3 \text{ daN}$vérifié

IV-4-5 Vérification à L'ELS

Vérification de la flèche :

On doit vérifier la condition suivante : $f_{max} < \bar{f}$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 \times E \times I_h}$$

Avec :

l: La portée de la solive

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

E: Module d'élasticité de l'acier

I_A : Inertie propre de l'IPE200

- $I_a = 1943 \times 10^4 \text{ mm}^4$
- $A_a = 28.5 \times 10^2 \text{ mm}^2$
- $h_a = 200 \text{ mm}$
- $h_c = 65 \text{ mm}$ (h_c hauteur de la dalle seul)
- $B_{eff} = 1000 \text{ mm}$
- I_B : Inertie de la sections en béton

➤ *L'aire de la section homogénéisée*

$$A_h = A_a + \frac{B_{eff} \times h_c}{n} = 2850 + \left(\frac{1000 \times 65}{15} \right) = 7183.33 \text{ mm}^2$$

Chapitre IV : Etude d'un plancher mixte

$$A_h \left(\frac{h_a}{2} + h_p \right) = 7183.33(70 + 55) = 897916.25 \text{ mm}^2$$

$$\frac{B_{eff} \times h_c^2}{2 \times n} = 140833.33 \text{ mm}^2$$

$$A_h \left(\frac{h_a}{2} + h_p \right) > \frac{B_{eff} \times h_c^2}{2 \times n}$$

Donc, l'axe neutre élastique se situe dans le profilé métallique à une distance **Ze** de la face supérieure de la dalle.

$$Z_e = \frac{A_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c \right)}{A_h} + \frac{B_{eff} \times h_c^2}{A_h \times 2 \times n}$$

$$Z_e = \frac{28.5}{7183.33} \left(\frac{140}{2} + 55 + 65 \right) + \frac{1000 \times 65^2}{7183.33 \times 2 \times 15} = 94.98 \text{ mm} \approx 95 \text{ mm}$$

➤ **calcul du moment d'inertie I_h**

$$I_h = [I_a + A_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - Z_e \right)^2] + \left[\frac{B_{eff} \times h_c}{n} \times \left(\frac{h_c^2}{12} + (Z_e - \frac{h_c}{2})^2 \right) \right]$$

$$I_h = [1943 \times 10^4 + 2850 \left(\frac{140}{2} + 55 + 65 - 95 \right)^2] + \left[\frac{1000 \times 65}{15} \times \left(\frac{65^2}{12} + (95 - \frac{65}{2})^2 \right) \right]$$

$$I_h = 3842.43 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 \times E \times I_h}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 6.893 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 3842.43} = 1.44 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 1.44 \text{ cm} > \bar{f} = 2.4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Conclusion

Le profilé IPE200 est vérifié à l'état limite de service

IV-5 Calcul des connexions 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.

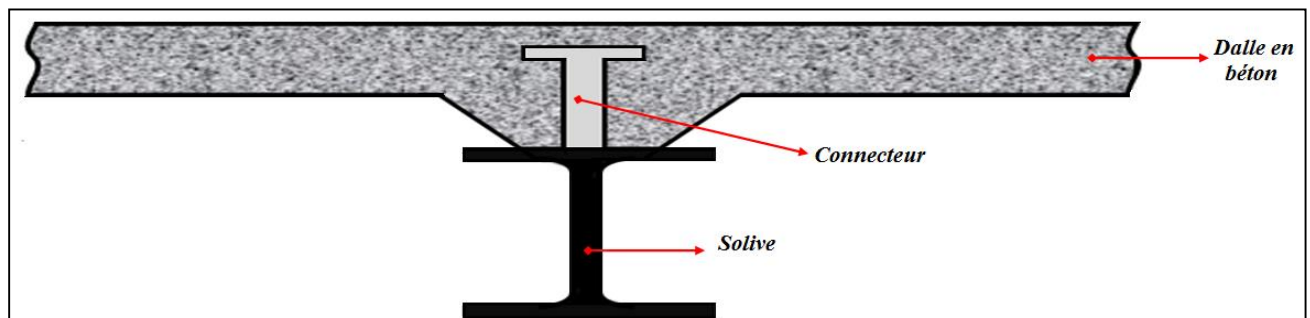


Figure IV-5 : La position d'un connecteur

Chapitre IV : Etude d'un plancher mixte

IV-5-1 Choix des dimensions des connecteurs suivant l'EC4

Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre (D) d'au moins $1,5d$ et d'une hauteur (h_t) d'au moins $0,4d$ et de hauteur totale ($H \geq 4d$).

Où : d est le diamètre du fut du goujon ($d \geq 16\text{mm}$).

On utilise des goujons en acier de diamètre $d = 22\text{ mm}$. Et de hauteur totale « $H = 90\text{ mm}$ ». Dont l'acier à une résistance ultime en traction spécifiée de $f_u = 430\text{ MPa}$.

On adopte alors comme connecteurs des goujons à tête ductiles de caractéristiques suivante :

- $D = 1,5 \times d = 33\text{ mm}$
- $d = 22\text{ mm}$
- $H > 4d \rightarrow H > 4 \times 22 = 88\text{ mm}$ soit $H = 90\text{ mm}$
- $h_t \geq 0,4d \rightarrow h_t \geq 0,4 \times 22 = 8,8\text{ mm}$ soit $h_t = 8,8\text{ mm}$

avec :

h_t : La hauteur du goujon

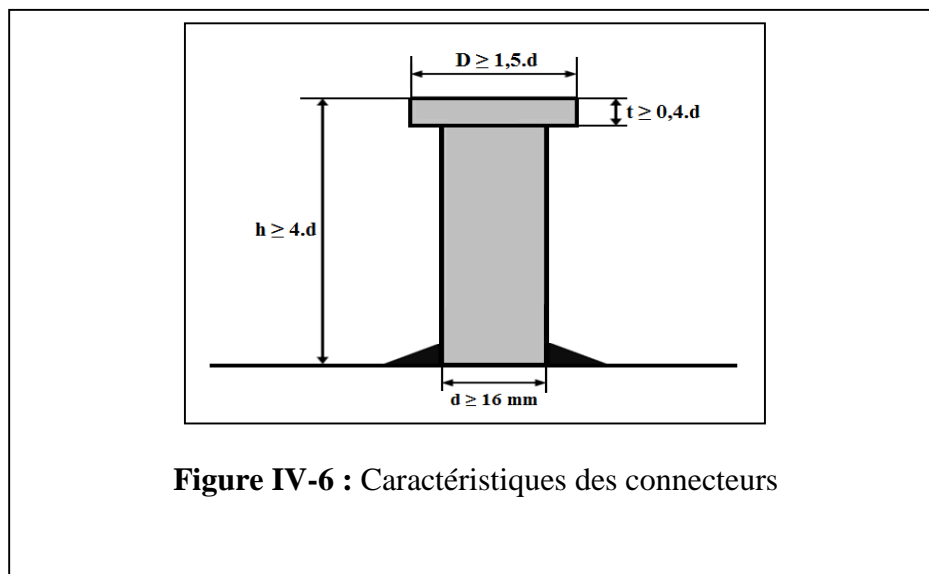


Figure IV-6 : Caractéristiques des connecteurs

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) :

$$N \geq \frac{V_l}{P_{Rd}}$$

Avec :

- N_l : l'effort de cisaillement longitudinal
- P_{Rd} : La résistance au cisaillement d'un connecteur.

Chapitre IV : Etude d'un plancher mixte

1- Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal.

$$V_l = F_{cf} \dots\dots\dots \text{(EC4 Formule 6.6).}$$

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \\ \frac{0,85 \times A_c \times f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \times f_{sk}}{\gamma_s} \end{array} \right.$$

- A_a : aire de l'élément structural **IPE200** ($A_a = 28.5 \text{ cm}^2$)
- A_c : section efficace de béton : $b_{\text{eff}} \times t = 1000 \text{ cm}^2$.
- f_y : 275 MPa (S275)
- γ_a : coefficient de sécurité pour l'acier soit : $\gamma_a = 1.1$
- γ_b : coefficient de sécurité pour le béton soit : $\gamma_b = 1.5$
- γ_s : coefficient de sécurité pour le ferrailage soit : $\gamma_s = 1.15$
- $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$: la résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré
- A_s : L'aire de toutes armatures longitudinales comprimées

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{28.5 \times 275 \times 10^2}{1.1} = 71250 \text{ daN} \\ \frac{0,85 \times 1000 \times 25 \times 10^2}{1.5} = 1416666.67 \text{ daN} \end{array} \right.$$

Donc : $V_l = F_{cf} = 712500 \text{ daN}$

2- Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur P_{rd}

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \frac{1}{\gamma_v} \dots\dots\dots (1) \\ 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} \dots\dots\dots (2) \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{(EC4 Formule 6.13 et 6.14).}$$

- Avec:
- f_{ck} : résistance caractéristique à la compression du béton (25MPa)
 - f_u : la contrainte résistante ultime de l'acier du goujon (430 MPa)
 - E_{cm} : module de Young instantané du béton ($E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$)
 - γ_v : le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime soit : $\gamma_v = 1.25$

$$\alpha = \begin{cases} \alpha = 1 & \text{pour } \frac{h}{d} > 4 \\ \alpha = 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{cases}$$

On a : $\frac{h}{d} = \frac{90}{22} = 4.09 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times 430 \times \frac{\pi \times 22^2}{4} \times \frac{1}{1.25} = 10461.25 \text{ daN} \\ 0,29 \times 1 \times 22^2 \times \sqrt{25 \times 30500} \times \frac{1}{1.25} = 9085.13 \text{ daN} \end{array} \right.$$

Donc : $P_{rd} = 9085.13 \text{ daN}$

Chapitre IV : Etude d'un plancher mixte

D'où le nombre des connecteurs N est :

$$\frac{V_l}{P_{Rd}} = \frac{71250}{9085.13} = 8.84 \rightarrow N > 7.84$$

Donc, on prend un nombre de goujons $N = 8$ goujons

IV-5-3 Calcul de l'espacement entre les goujons (EC4 6.1.3)

Le nombre de connecteur N est uniformément réparti sur une longueur critique L_{cr} . Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques.

Selon l'**EC4.4.1.2**, une section transversale critique comprend :

- Une section du moment fléchissant maximum.
- Une section sur appuis.

Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives, donc $L_{cr} = \frac{L}{2}$. Alors, l'espacement des connecteurs S est :

$$S = \frac{L_{cr}}{N} = \frac{L}{2N} = \frac{600}{2 \times 8} = 37.5 \text{ cm}$$

On opte pour un espacement de 37.5 cm.

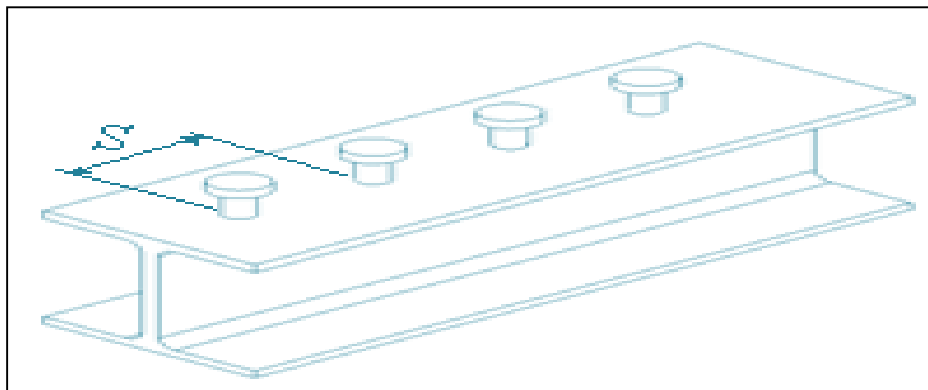


Figure IV-7: Distance entre goujons

Conclusion

A travers cette étude nous avons calculé le plancher mixte réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 10 cm posée sur des solives IPE200.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 22mm, espacés de 37.5 cm entre eux.

**CHAPITRE V : PRÉ
DIMENSIONNEMENT
DES ÉLÉMENTS
STRUCTURAUX**

Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

V-1 Introduction

Les éléments principaux qui constituent notre structure sont les poutres principales, les poutres secondaires et les poteaux et le but de ce chapitre est de pré dimensionner ces éléments d'une manière à assurer la stabilité de notre ouvrage et cela se fait à partir des conditions suivantes :

- Condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat.

Vérification faite selon la condition de résistance.

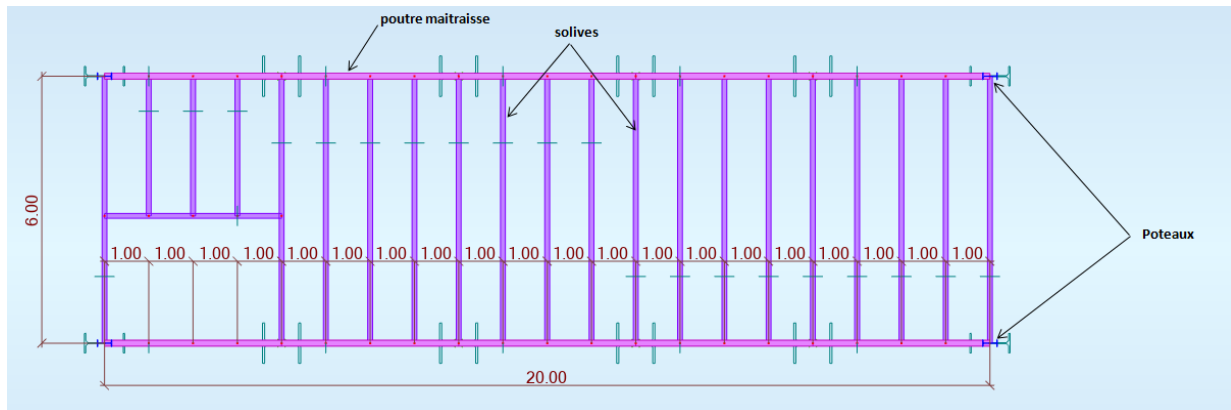


Figure V-1 : Disposition des solives et poutres principales

V-2 Pré dimensionnement des poutres principales du plancher intermédiaire

V-2-1 Evaluation des charges et surcharges

➤ Charges permanentes

- Poids propre du plancher : $G_p = 416.9 \times 3 = 1250.7 \text{ daN/m}_l$
- Poids propre de la solive : $G_s = 22.4 \text{ daN/m}_l$

➤ Charges variables

- Surcharge d'exploitation : $P = 250 \text{ daN/m}^2$ (DTR tableau 7.2.4)

$$\rightarrow Q = p \times d = 250 \times 3 = 750 \text{ daN/m}_l$$

V-2-2 Combinaisons de charges

✓ ELS:

$$q = G + Q = (1250.7 + 22.4) + 750 = 2023.1 \text{ daN/m}$$

$$q = 2023.1 \text{ daN/m}$$

✓ ELU:

$$q = 1,35.G + 1,5.Q = 1,35 \times (1250.7 + 22.4) + 1,5 \times 750 = 2843.7 \text{ daN/m}$$

$$q = 2843.7 \text{ daN/m}$$

V-2-3 Condition de la flèche

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées : $q = 4023.8 \text{ daN/m}_l$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} \quad \text{avec: } f_{adm} = \frac{400}{200} = 3 \text{ cm}$$

Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

avec : $l = 400$ cm: longueur de la poutre principale

$$I_y \geq \frac{1250}{384} \times \frac{q \cdot l^3}{E} = \frac{1250}{384} \times \frac{2023.1 \times 10^{-2} \cdot 400^3}{2.1 \times 10^6} = 2007.04 \text{ cm}^4$$

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

→ On opte un **IPE 270**

Tableau V-1 : Dimension et caractéristique de l'IPE 270

Profilé	Dimensions					Caractéristiques de calcul					
IPE	h	b	t _w	t _f	d	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{vz}	A	I _y	I _z
270	mm	mm	mm	mm	mm	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴
	270	135	6.6	10.2	219.6	484	97	22.1	45.9	5790	420

V-2-3 Vérification à l'ELU

Classification de la section

➤ Semelle comprimée

$$C = (b / 2) - (r + t_w / 2) = 49.2 \text{ mm}$$

$$C / t_f = 49.2 / 10.2 = 4.82 \text{ mm}$$

$4.82 < 9\varepsilon = 8.28$ donc la semelle est de classe 1.

➤ Ame fléchi

$$d / t_w = 219.6 / 6.6 = 33.3 < 72\varepsilon = 64.24 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

Vérification de la section à la résistance

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{2843.7 \times 4^2}{8} = 5687.4 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{27.50 \times 484}{1.1} = 12100 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la section à l'effort tranchant

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{2843.7 \times 4}{2} = 5687.4 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

Avec :

$$A_v = A - [2b x t_f + (t_w + 2r) x t_f]$$

$$A_v = 45.9 - [(2 \times 13.5 \times 1.02) + (0.66 + 2 \times 1.5) \times 1.02] = 14.63 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{14.63 \times 27.5}{1.1 \times \sqrt{3}} = 21116.58 \text{ daN}$$

$$V_{sd} < V_{pl,rd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

V-2-4 Vérification à l'ELS

$$\bar{f} = \frac{l}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 20.231 \times 400^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 5790} = 0.55 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0.55 \text{ cm} < \bar{f} = 2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Conclusion

L'IPE 270 convient comme poutre principale

V-3 Pré dimensionnement des poutres secondaires

Les poutres secondaires sont sollicitées de la même façon que les solives, donc on utilise la même section l'IPE 200

V-4 Pré dimensionnement des poteaux du RDC

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

et on suppose un profilé en HEA 180.

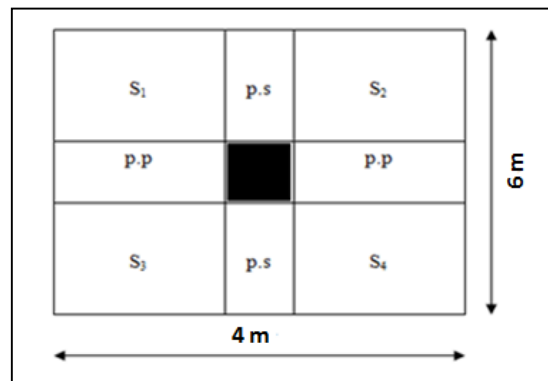


Figure V-2 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

V-4-1 Les charges reprises par le poteau.

- Poids propre de la poutre principale
 $G_{p,p} = 36.1 \times 4 \text{ m} = 144.4 \text{ kg}$
- Poids propre de la poutre secondaire
 $G_{p,s} = 22.4 \times 6 \text{ m} = 134.4 \text{ kg}$
- Poids propre du poteau
 $G_{pot} = 35.5 \times 2.96 \text{ m} = 105.08 \text{ kg}$
- Poids propre du plancher

Calcul des surfaces S_1 , S_2 , S_3 et S_4

$$S_1 = S_2 = S_3 = S_4 = 6/2 \times 4/2 = 6$$

$$\text{Donc: } \rightarrow S = 4 \times 6 = 24 \text{ m}^2$$

Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

$$G_{\text{plancher}} = 24 \text{ m}^2 \times 416.9 \text{ kg/m}^2 = 10005.6 \text{ kg}$$

$$\text{Donc : } \rightarrow G_{\text{total}} = 144.4 + 134.4 + 105.08 + 10005.6$$

$$G_{\text{total}} = 10389.5 \text{ kg}$$

➤ Surcharge d'exploitation du plancher

$$Q_{\text{plancher}} = 24 \text{ m}^2 \times 250 \text{ kg/m}^2 = 6000 \text{ kg}$$

V-4-2 Calcul du moment sollicitant

$$N_{\text{sdy}} = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_{\text{sdy}} = 1.35 \times 10389.5 + 1.5 \times 6000$$

$$N_{\text{sdy}} = 23025.83 \text{ daN} = 230.3 \text{ KN}$$

V-4-3 Condition de résistance

$$N_{\text{sdy}} \leq N_{\text{crdy}}$$

Avec : $N_{\text{crdy}} = \chi \cdot \beta \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}$ avec $\beta = 1$ pour classe 1, 2 et 3

On a :

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 0.92$$

$$\lambda_1 = 93.9 \quad \varepsilon = 86.4$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \text{ avec } \lambda = \frac{L_f}{i} \quad L_f = 0.7 L = 0.7 \times 4.63 = 3.241 \text{ (encasturé-articulé)} \quad \text{et } i = 0.1684$$

$$\text{Donc : } \lambda = \frac{3.241}{0.1684} = 19.25$$

$$\bar{\lambda} = \frac{19.25}{86.4} = 0.22$$

$$\left. \begin{array}{l} H/B = 171/180 = 0.95 > 1.2 \\ t_f = 9.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right\} \text{ Courbe de flambement a}$$

donc on utilisant la courbe de flambement **a** on déduit que $\chi = 0.9956$

$$A.N : N_{\text{crdy}} = \frac{0.9956 \times 1 \times 45.3 \times 10^{-1} \times 275}{1.1} = 1127.52 \text{ KN}$$

$$N_{\text{sdy}} = 230.3 \text{ KN} < N_{\text{crdy}} = 1127.52 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

conclusion

Le profilé HEA 180 convient pour les poteaux du RDC

V-5 Pré dimensionnement du portique

V-5-1 Introduction

Les portiques qui constituent l'ossature principale des bâtiments, sont supposés composé de traverses qui supportent les pannes, et des poteaux qui supportent les traverses,

Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

cette ossature à pour fonction première de supporter les charges et les actions agissants 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.

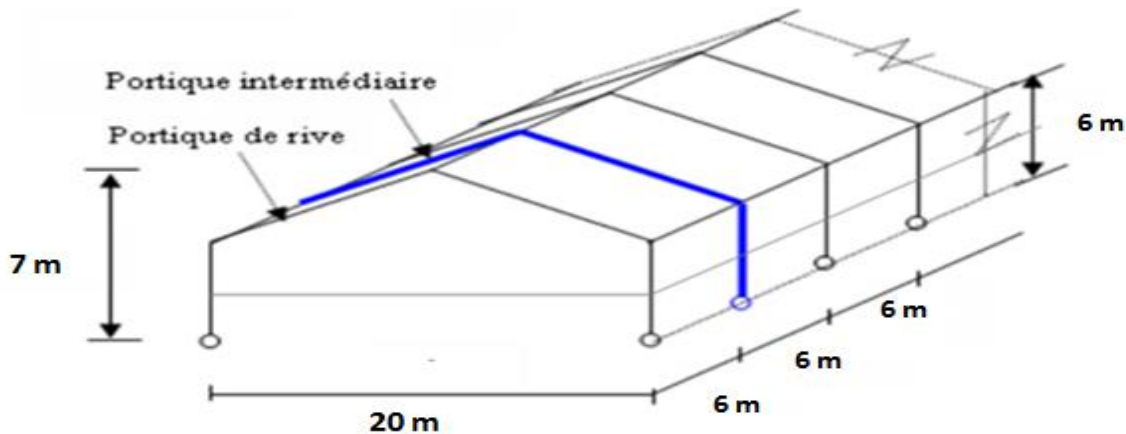


Figure V-3 : Vue du portique en 3D

V-5-2 Evaluation des charges

1. 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 $G = 5 \text{ daN/m}^2$
- Poids propre de la panne (IPE 140) $G = 12.9 \text{ daN/m}_l$
- Poids propre de la traverse estimé (IPE 330) $G = 49.1 \text{ daN/m}_l$

Avec L'entre axe des portiques est : $e = 6\text{m}$

$$G = (14.2 + 5 + \frac{12.9}{1.1695}) \times 6 + 49.1 = 230.5 \text{ daN/m}_l$$

$$G = 230.5 \text{ daN/m}_l$$

2. Les charges revenant à la poutre principale du plancher intermédiaire

➤ Charges permanentes

- Poids propre du plancher : $G_p = 416.9 \times 3 = 1250.7 \text{ daN/m}_l$
- Poids propre de la solive : $G_s = 22.4 \text{ daN/m}_l$

$$\rightarrow G_T = 1273.1 \text{ daN/m}_l$$

➤ Charges variables

- Surcharge d'exploitation : $P = 250 \text{ daN/m}^2$ (DTR B.C.2.2 tableau 7.2.4)

$$\rightarrow Q = p \times d = 250 \times 3 = 750 \text{ daN/m}_l$$

3. Effet de la neige

Les résultats sont obtenus d'après le chapitre II

$$N = 64 \text{ daN/m}^2 \text{ (par projection horizontale)}$$

$$N = 64 \times 6 = 384 \text{ daN/m}_l$$

$$N = 384 \text{ daN/m}_l$$

Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

4. Effet du vent

Les résultats sont obtenus d'après le **chapitre (II-2-4)**

- Pour la face long pan le portique intermédiaire se trouve dans la zone B pour la paroi verticale et la zone H pour le versant de toiture.
- Pour la face pignon le portique intermédiaire se trouve dans la zone B pour la paroi verticale et la zone I pour le versant de toiture.

Et d'après les résultats de l'étude au vent on constate que le vent qui frappe la face pignon est le plus défavorable.

Tableau V-3 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et la toiture en **daN/m²**, cas de vent le plus défavorable

Parois verticales						Versants de toitures					
Zone	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	W _(z) ¹	W _(z) ²	Zone	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	W _(z) ¹	W _(z) ²
D	+0.8	+0.2	-0.3	30.4	55.7	F	-1.76	+0.2	-0.3	-106.62	-79.42
A	-1.0	+0.2	-0.3	-60.76	-35.44	G	-1.33	+0.2	-0.3	-83.23	-56.03
B	-0.8	+0.2	-0.3	-50.63	-25.32	H	-0.70	+0.2	-0.3	-49	-21.76
C	-0.5	+0.2	-0.3	-35.44	-10.13	I	-0.60	+0.2	-0.3	-43.52	-16.32
E	-0.3	+0.2	-0.3	-25.32	0						

Le portique intermédiaire est le plus chargé vis-à-vis de la charge du vent car la surface tributaire du portique intermédiaire est le double de celle du portique de rive.

Pour simplifier les calculs, on transforme la charge du vent sur la toiture en une charge équivalente uniformément réparti.

- ⇒ (+) pression : action du vent vers la paroi
- ⇒ (-) dépression : action du vent hors de la paroi

$$- q_j [\text{daN/ml}] = q_j [\text{daN/m}^2] \times \text{entraxe}$$

avec l'entraxe = 6m

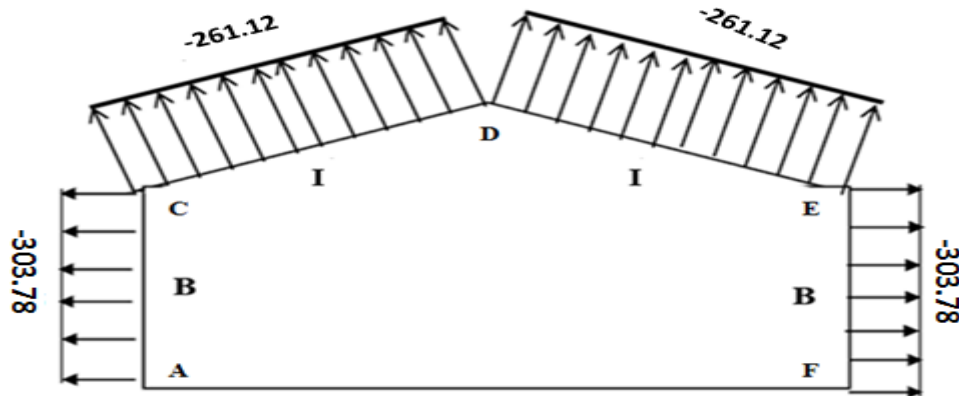


Figure V-4: La répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en daN/ml (dépression).

Remarque :

Etant donné que les actions du vent sur les deux versants sont identiques, on retiendra directement la charge agissant sur la **zone I** comme charge équivalente sur les deux versants de toiture.

Charge équivalente du vent : **W = -261.12 daN/ml**

5. Surcharge d'entretien

Dans le cas des toitures inaccessible, on considère uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant, et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 Kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée. (**D'après le DTR BC 2.2 article 7.3.1**).

$$Q = 100 \text{ daN/m}^2 \rightarrow Q = 100 \times 6 = 600 \text{ daN/ml}$$

V-5-3 Combinaison des charges à l'ELU

- 1.35GP + 1.5QP
- 1.35G + 1.35N + 1.35 VGD+ 1.35VT+ 1.35 VG
- 1.35G + 1.5VG + 1.5VT+ 1.5 VD
- G+1.5VD+1.5VT+1.5VG

Tableau V-4 :Les Combinaisons Utilisées

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
7 (C)	COMB4	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$2 \times 1.35 + (8+9+10) \times 1.50$
11 (C)	COMB1	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$(2+6+8+9+10) \times 1.35$
12 (C)	COMB2	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$2 \times 1.00 + (8+9+10) \times 1.50$
13 (C)	COMB3	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$(3+5) \times 1.35$

Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

V-6 Etude numérique du portique avec le logiciel ROBOT

V-6-1 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.

V-6-2-Description du logiciel ROBOT

Après le lancement du système **ROBOT** pour ce faire, cliquer sur l'icône appropriée affichée sur le bureau ou sélectionner la commande appropriée dans la barre des tâches, la fenêtre représentée ci-dessous est affichée. Dans cette fenêtre, vous pouvez définir le type de la structure à étudier, ouvrir une structure existante ou charger le module permettant d'effectuer le dimensionnement de la structure.



FigureV-5 Interface du logiciel Robot Structural Analysis Professional.

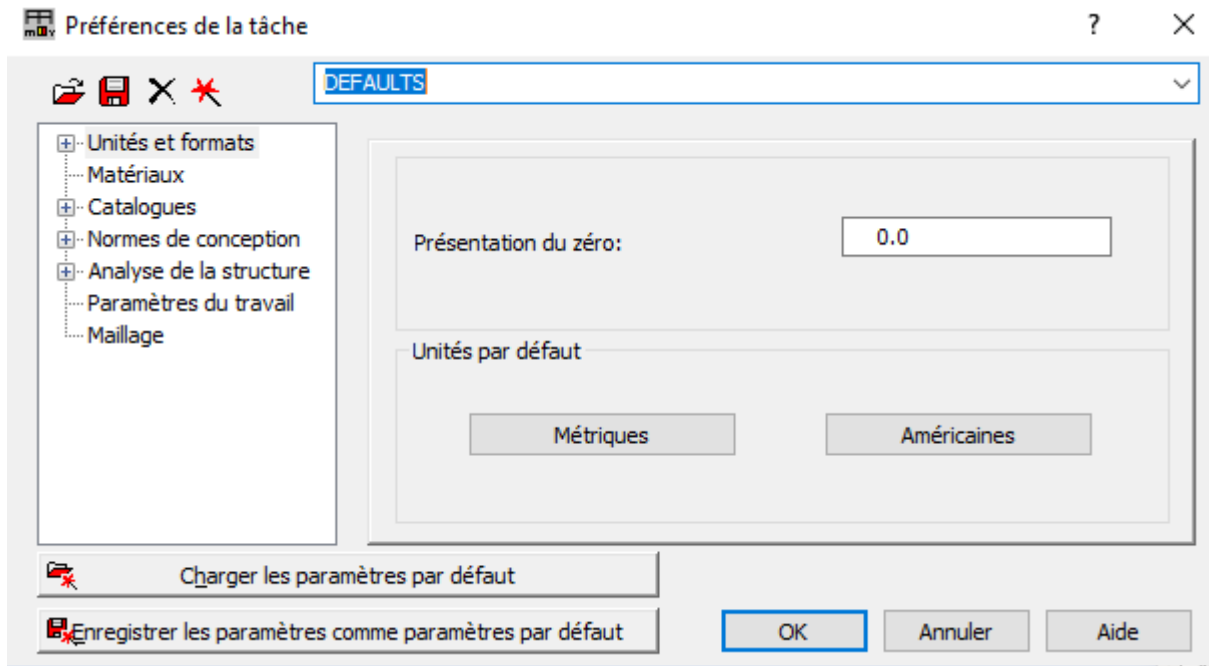
V-6-3- Les étapes à suivre dans le logiciel

❖ La première étape

- Les préférences de l'affaire :

Les préférences de l'affaire vous permettent de changer le fond de votre étude à savoir les unités, les matériaux, les normes, .. etc. Tout comme les Préférences, vous y accédez dans le menu déroulant Outils. Vous naviguez dans l'arborescence de **ROBOT** afin de régler les différentes unités de forces, Dimensions et Normes.

Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

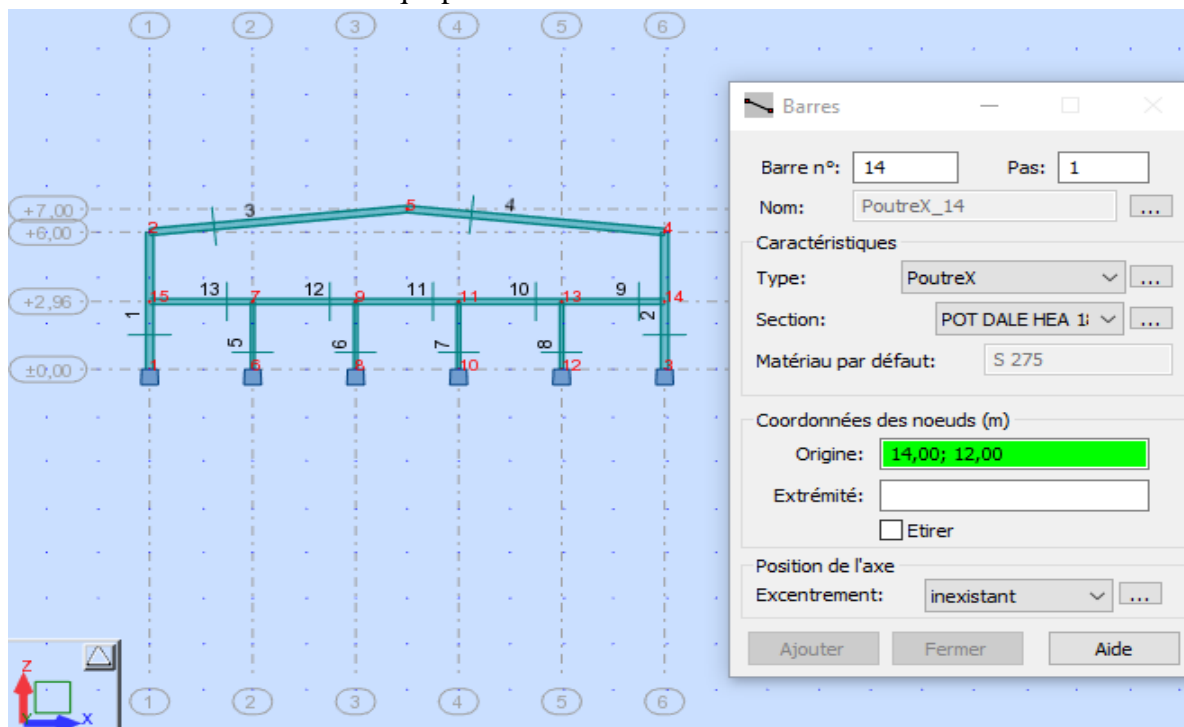


FigureV-6 : Les préférences de l'affaire .

❖ La deuxième étape

- La modélisation:

La définition d'une structure commence par la définition des nœuds et des éléments barres. Dans ROBOT, seule la définition des éléments barres est nécessaire puisque les nœuds sont alors automatiquement créés aux extrémités de ces derniers. L'outil de calcul propose de nombreuses fonctionnalités qui permettent une modélisation avancée.



FigureV-7 : Création des éléments de la structure

Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

❖ La troisième étape

Application des charges (neige, vent, séisme, charge d'exploitation, et des combinaisons d'action...etc.) à la structure.

- Type de chargement

Toutes les charges pré définies 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 à définir dans ROBOT vous pouvez par exemple, définir les natures suivantes: neige, vent, permanentes et d'exploitations.

- Combinaisons de charges

La génération des pondérations se fait de manière automatique par le logiciel ROBOT ce qui permet de créer une combinaison de cas de charge. Les combinaisons seront du type ELU, ELS au accidentelle. Cette fonctionnalité de base permet à l'utilisateur de déclarer ces propres combinaisons et enveloppes de cas de charges.

❖ La quatrième étape

- Vérification et analyse

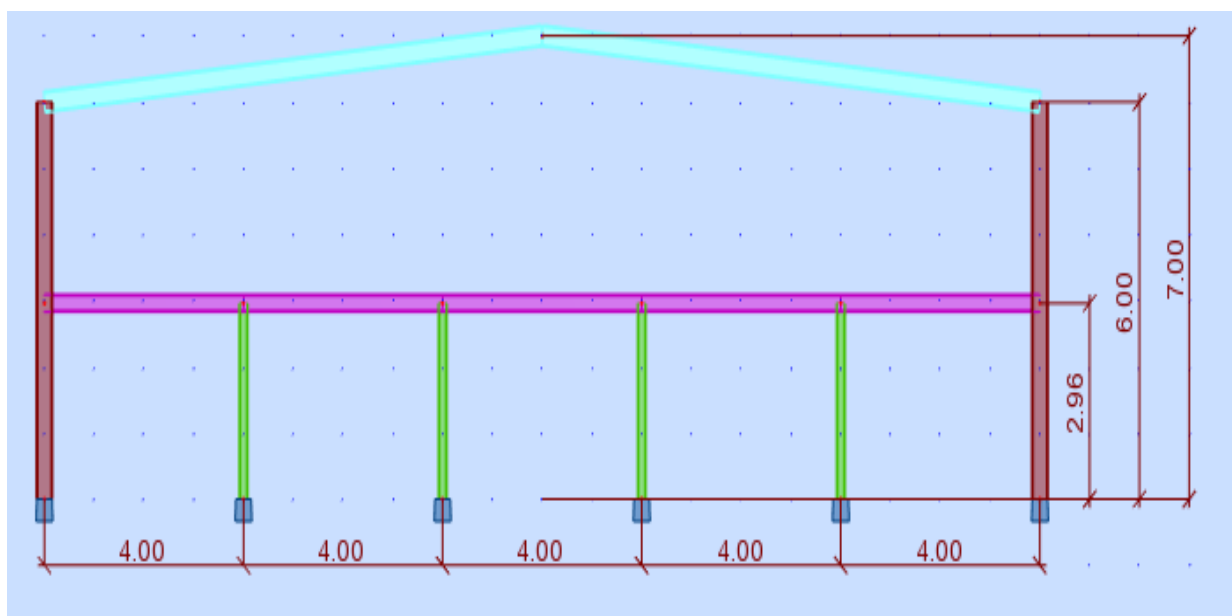
Après la modélisation et l'application des charges on lance l'analyse et l'optimisation des familles. On obtient trois profiles:

- La première présente la plus basse limite et qu'il ne faut pas franchir.
- La deuxième c'est le profil optimal.
- La troisième représente le profil sur-dimensionné .

- Affichage des résultats

V-6-4 Résultats obtenus du logiciel de calcul:

Vérification des éléments structuraux



FigureV-8:Vue de face du portique

Poteaux :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles avec optimisation

FAMILLE: 1 poteau

PIECE: 1 Poteaux_1

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 1.00 L =$

6.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 11 COMB1 (2+6+8+9+10)*1.35

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360

$h = 36.0$ cm

$g_{M0} = 1.00$

$g_{M1} = 1.00$

$b = 17.0$ cm

$A_y = 48.84$ cm²

$A_z = 35.14$ cm²

$A_x = 72.73$ cm²

$t_w = 0.8$ cm

$I_y = 16265.60$ cm⁴

$I_z = 1043.45$ cm⁴

$I_x = 37.49$ cm⁴

$t_f = 1.3$ cm

$W_{ply} = 1019.15$ cm³

$W_{plz} = 191.10$ cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 4794.4238$ daN

$M_{y,Ed} = -126.21$ kN*m

$N_{c,Rd} = 200007.5000$ daN

$M_{y,Ed,max} = -126.21$ kN*m

$N_{b,Rd} = 49237.3203$ daN

$M_{y,c,Rd} = 280.27$ kN*m

$V_{z,Ed} = -5608.4937$ daN

$M_{N,y,Rd} = 280.27$ kN*m

$V_{z,c,Rd} = 55789.0678$ daN

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 6.00$ m

$\lambda_{m,y} = 0.15$

$L_{cr,y} = 2.00$ m

$\chi_y = 1.00$

$\lambda_{m,y} = 13.37$

$\chi_{yy} = 1.02$



en z:

$L_z = 6.00$ m

$\lambda_{m,z} = 1.82$

$L_{cr,z} = 6.00$ m

$\chi_z = 0.25$

$\lambda_{m,z} = 158.41$

$\chi_{zy} = 0.53$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.45 < 1.00$ (6.2.5.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.10 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{m,y} = 13.37 < \lambda_{m,max} = 210.00$ $\lambda_{m,z} = 158.41 < \lambda_{m,max} = 210.00$ STABLE

$N_{Ed}/(\chi_y N_{c,Rd}/g_{M1}) + \chi_{yy} M_{y,Ed,max}/(XLT M_{y,Rd}/g_{M1}) = 0.48 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(\chi_z N_{c,Rd}/g_{M1}) + \chi_{zy} M_{y,Ed,max}/(XLT M_{y,Rd}/g_{M1}) = 0.33 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

Traverses

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles avec optimisation

FAMILLE: 2 Traverse

PIECE: 4 Arba_4

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

10.05 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 11 COMB1 (2+6+8+9+10)*1.35

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa



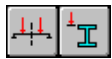
PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360

$h=36.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=17.0$ cm	$A_y=48.84$ cm ²	$A_z=35.14$ cm ²	$A_x=72.73$ cm ²
$t_w=0.8$ cm	$I_y=16265.60$ cm ⁴	$I_z=1043.45$ cm ⁴	$I_x=37.49$ cm ⁴
$t_f=1.3$ cm	$W_{ply}=1019.15$ cm ³	$W_{plz}=191.10$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 6057.7228$ daN	$M_{y,Ed} = -126.21$ kN*m	
$N_{c,Rd} = 200007.5000$ daN	$M_{y,Ed,max} = -126.21$ kN*m	
$N_{b,Rd} = 200007.5000$ daN	$M_{y,c,Rd} = 280.27$ kN*m	$V_{z,Ed} = -4212.5640$ daN
	$MN_{y,Rd} = 280.27$ kN*m	$V_{z,c,Rd} = 55789.0678$ daN
	$Mb,Rd = 159.37$ kN*m	

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 218.10$ kN*m	Courbe, LT -	$XLT = 0.55$
$L_{cr,low} = 10.05$ m	$\lambda_{m_LT} = 1.13$	$\phi_{i,LT} = 1.27$	$XLT_{mod} = 0.57$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zy} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.45 < 1.00$ (6.2.5.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.08 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.79 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.82 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.82 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

Poteaux dalle

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles avec optimisation

FAMILLE: 3 poteau dalle

PIECE: 16 Poteau_16

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

2.96 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 13 COMB3 (3+5)*1.35

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 180

$h=17.1$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=18.0$ cm	$A_y=37.93$ cm ²	$A_z=14.47$ cm ²	$A_x=45.25$ cm ²
$t_w=0.6$ cm	$I_y=2510.29$ cm ⁴	$I_z=924.61$ cm ⁴	$I_x=14.86$ cm ⁴
$t_f=0.9$ cm	$W_{ply}=324.85$ cm ³	$W_{plz}=156.49$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 11336.8955$ daN	$M_{y,Ed} = 0.50$ kN*m	
$N_{c,Rd} = 124437.5000$ daN	$M_{y,Ed,max} = 0.50$ kN*m	
$N_{b,Rd} = 85968.8270$ daN	$M_{y,c,Rd} = 89.33$ kN*m	$V_{z,Ed} = 27.6617$ daN
	$MN_{y,Rd} = 89.33$ kN*m	$V_{z,c,Rd} = 22974.2106$ daN
		Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 2.96$ m	$\lambda_{m,y} = 0.46$
$L_{cr,y} = 2.96$ m	$X_y = 0.90$
$\lambda_{m,y} = 39.74$	$k_{yy} = 0.66$



en z:

$L_z = 2.96$ m	$\lambda_{m,z} = 0.75$
$L_{cr,z} = 2.96$ m	$X_z = 0.69$
$\lambda_{m,z} = 65.48$	$k_{zy} = 0.34$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{m,y} = 39.74 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \lambda_{m,z} = 65.48 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{c,Rd}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rd}/gM1) = 0.10 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{c,Rd}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rd}/gM1) = 0.13 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Poutre principale

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles avec optimisation

FAMILLE: 4 poutre maitresse

PIECE: 20 Poutre_20

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 1.00 L =$

4.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 13 COMB3 (3+5)*1.35

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa



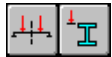
PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 270

$h=27.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=13.5$ cm	$A_y=31.46$ cm ²	$A_z=22.14$ cm ²	$A_x=45.95$ cm ²
$t_w=0.7$ cm	$I_y=5789.78$ cm ⁴	$I_z=419.87$ cm ⁴	$I_x=16.02$ cm ⁴
$t_f=1.0$ cm	$W_{ply}=484.00$ cm ³	$W_{plz}=96.95$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 595.0951$ daN	$M_{y,Ed} = -38.34$ kN*m	
$N_{c,Rd} = 126362.5000$ daN	$M_{y,Ed,max} = -38.34$ kN*m	
$N_{b,Rd} = 126362.5000$ daN	$M_{y,c,Rd} = 133.10$ kN*m	$V_{z,Ed} = -5725.1778$ daN
	$MN_{y,Rd} = 133.10$ kN*m	$V_{z,c,Rd} = 35157.0518$ daN
	$M_{b,Rd} = 80.99$ kN*m	

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 115.31$ kN*m	Courbe, LT -	$XLT = 0.58$
$L_{cr,low} = 4.00$ m	$\lambda_{m_LT} = 1.07$	$\phi_{i,LT} = 1.19$	$XLT_{mod} = 0.61$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zy} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.29 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.16 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.47 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.48 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.48 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau V-5 : Note de calcul simplifiée

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 poteau						
1 Poteaux_1	IPE 360	S 275	13.37	158.41	0.48	11 COMB1
Famille : 2 Traverse						
4 Arba_4	IPE 360	S 275	67.20	265.33	0.82	11 COMB1
Famille : 3 poteau dalle						
16 Poteau_16	HEA 180	S 275	39.74	65.48	0.13	13 COMB3
Famille : 4 poutre maitresse						
20 Poutre_20	IPE 270	S 275	35.63	132.33	0.48	13 COMB3

V-6-5 Diagrammes des moments fléchissants M_y :

➤ Selon les combinaisons les plus défavorables :

(ELU) $1.35G+1.35N+1.35VG+1.35VD+1.35VT$

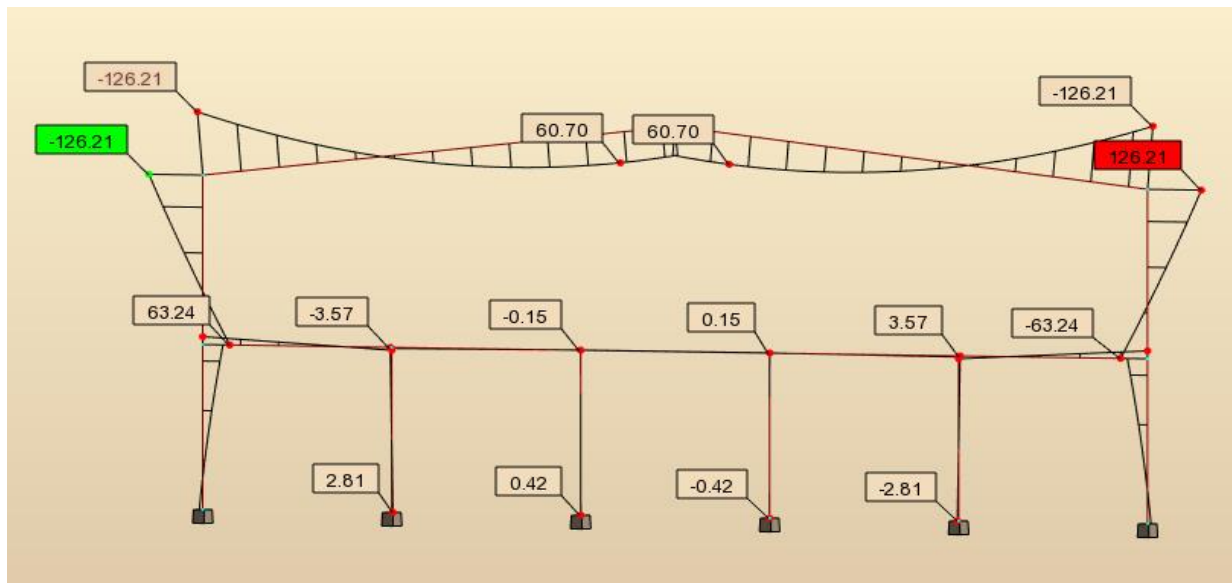


Figure V-9 :Diagramme des moments fléchissants

(ELU) $G+1.5VG+1.5VD+1.5VT$

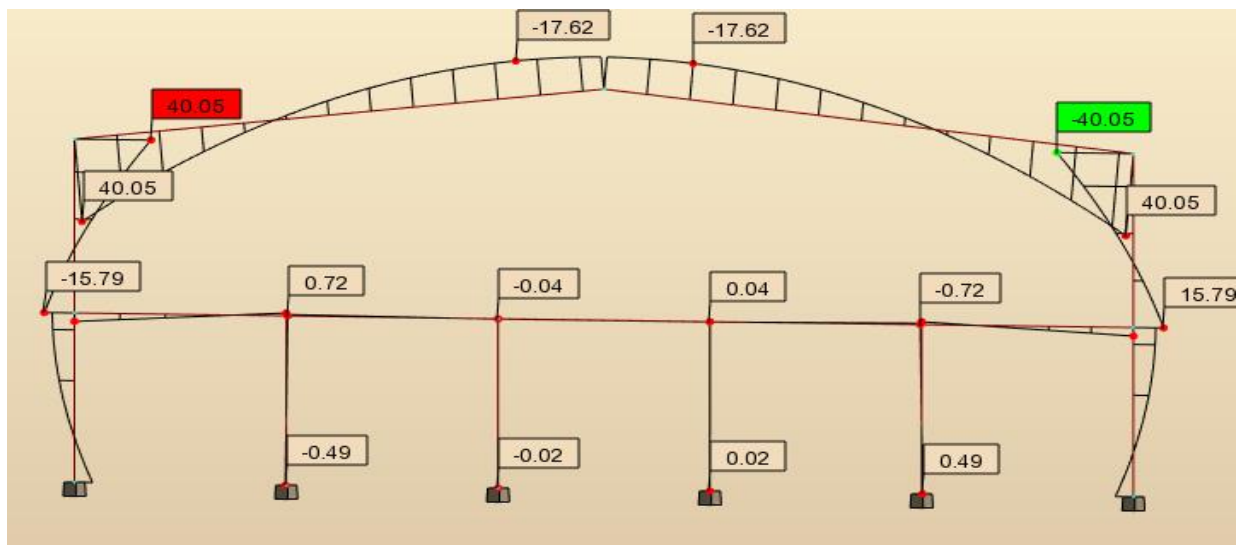


Figure V-10 : Diagramme des moments fléchissants.

Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

V-6-5 Diagrammes des efforts normaux (N_{sd})

➤ Selon les combinaisons les plus défavorables :

(ELU) $1.35G+1.35N+1.35VG+1.35VD+1.35VT$

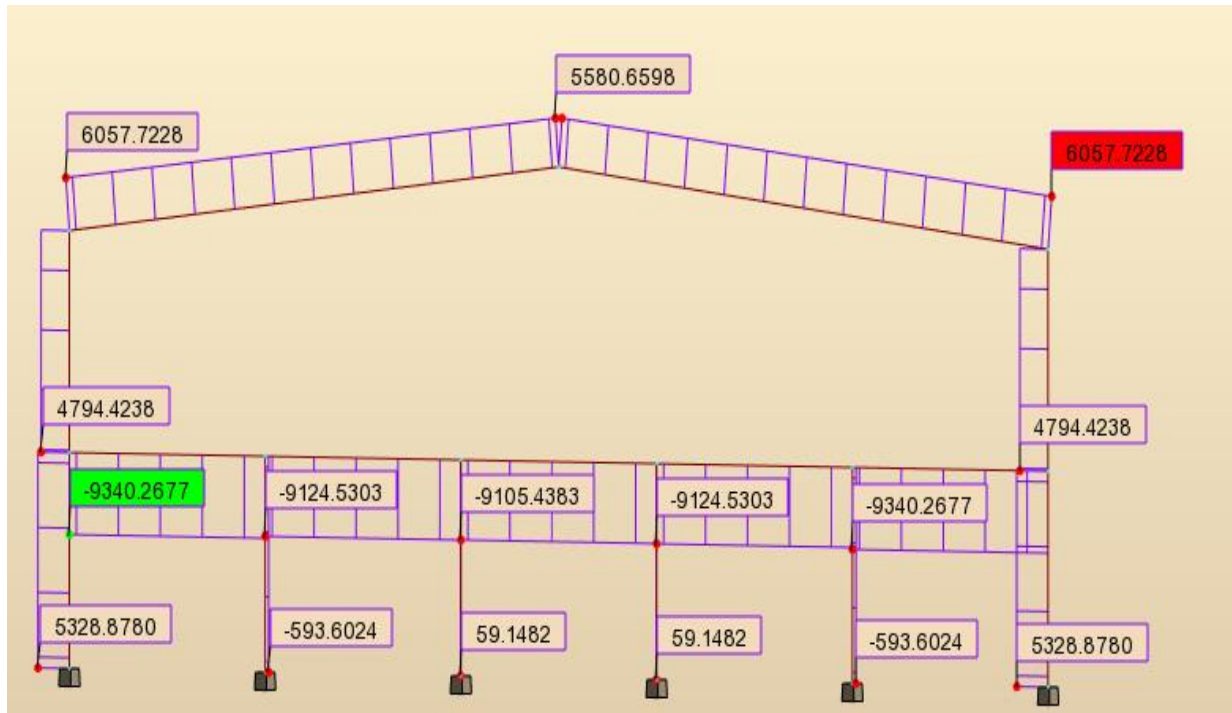


Figure V-11 Diagramme des efforts normaux

(ELU) $G+1.5VG+1.5VD+1.5VT$

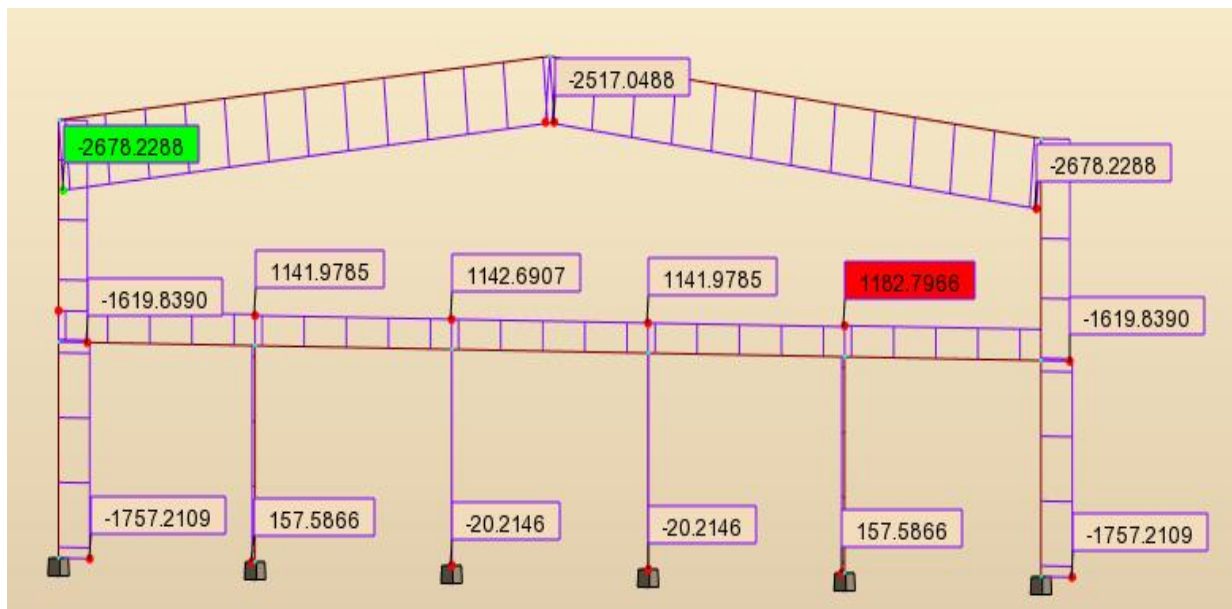


Figure V-12 Diagramme des efforts normaux

Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

V-6-6 Diagrammes des efforts tranchants

➤ Selon les combinaisons les plus défavorables :

(ELU) $1.35G+1.35N+1.35VG+1.35VD+1.35VT$

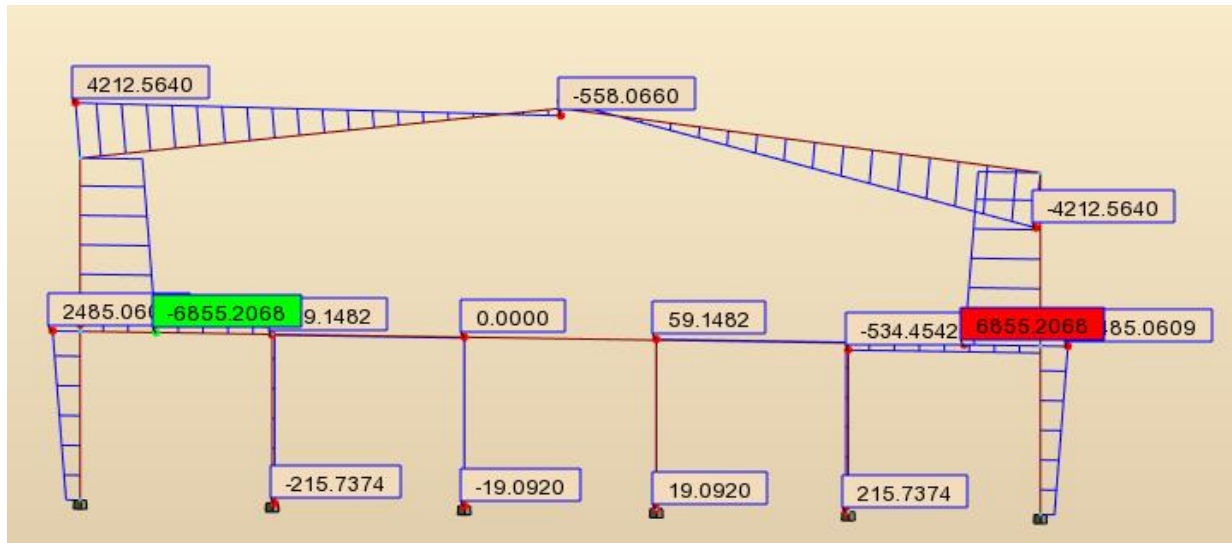


Figure V-13 Diagramme des efforts tranchants

(ELU) $G+1.5VG+1.5VD+1.5VT$

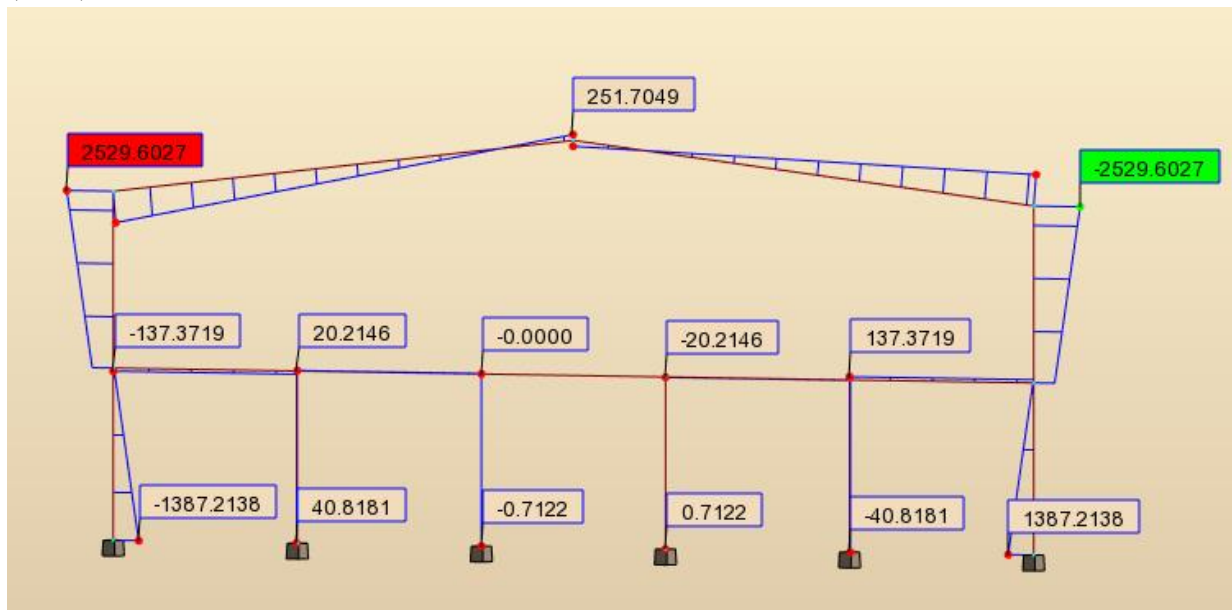


Figure V-14 Diagramme des efforts tranchants

V-7 Les vérifications manuelles des résultats

V-7-1 Vérification de la traverse (IPE 360) :

Les efforts sont tirés à partir du Robot :

La longueur de la traverse : $L = 10.05$ m

$V_{sd} = 68.55$ kN

$M_{ysd} = 126.21$ kN.m

Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

La section IPE 360 est de classe 01 en flexion dévié

- Vérification à la flexion bi-axiale**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante:

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha \leq 1$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1.1} = \frac{1019 \times 10^{-4} \times 2750}{1.1} = 254.75 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha = \left[\frac{126.21}{254.75} \right]^2 = 0.24 \leq 1 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

Donc la flexion bi-axiale est vérifiée

- Vérification au cisaillement**

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{1.1} = \frac{35,1 \times \frac{2750}{\sqrt{3}}}{1.1} = 50662,5 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 68.55 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 50662,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Donc la résistance au cisaillement est vérifiée

- 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.

V-7-2 Vérification des poteaux (IPE 360)

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 V4 : Sollicitations sur le poteau IPE360

combinaison	H[m]	N [KN]	M _y [KN.m]	V _z [KN]
1.35G+1.35N+1.35VG+1.35VD+1.35VT	6	60.57	126.21	68.55

- Vérification à la résistance**

Classe de la section : La section est de classe 1.

Pour la vérification de la section à la résistance on utilise la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{plrd}$$

$$N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{1.1} = \frac{72.7 \times 27.5}{1.1} = 1817.5 \text{ KN}$$

Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

$$N_{sd} = 60.57 \text{ KN} \leq N_{plrd} = 1817.5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification à l'effort tranchant**

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} x \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{1.1} = \frac{35,1 x \frac{2750}{\sqrt{3}}}{1.1} = 50662,5 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 68.55 \text{ KN} \leq 0.5 V_{plrd} = 25331.25 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

→ pas de réduction du moment plastique.

- **Vérification au moment fléchissant**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante:

$$M_{ply,rd} \geq N_{sd}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{pl,y} x f_y}{1.1} = \frac{1019 x 10^{-4} x 2750}{1.1} = 254.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,rd} = 254.75 \text{ KN.m} \geq M_{sd} = 126.21 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification au flambement**

Il faut vérifier que la condition suivante soit satisfaite

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} x N_{plrd}} + \frac{K_y x M_{ysd}}{M_{ply,rd}} \leq 1$$

- $G = (2918 / 6) = 486.33 \text{ daN}$
- $N = 384 \text{ daN/ml}$
- $V_p =$ Cas de vent suivant les parois (long pan) → $V_p = 303.78 \text{ daN/ml}$
- $V_T =$ Cas de vent suivant la toiture à la zone I → $V_T = 261.12 \text{ daN/ml}$
- Selon la combinaison la plus défavorable à l'ELU $1.35G + 1.35N + 1.35V_T + 1.35V_P$
- $Q_z = 1,35 (486.33 + 384 + 303.78 + 261.12) = 1937.56 \text{ daN/ml}$
- $N_{sd} = Q_z x (\text{entre axe des portiques})$

$$\rightarrow N_{sd} = 1937.56 x 6 = 11625.36 \text{ daN}$$

- $M_{ysd} = \frac{V_P x l^2}{8}$

$$M_{ysd} = \frac{V_P x l^2}{8} = \frac{303.78 x 6^2}{8} = 1367.01 \text{ daN.m}$$

a) Calcul de l'élancement $\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z$

$$- \lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 x 10^6}{2750} \right]^{0.5} = 86.81$$

Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

- $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{15} = 40$
- $\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{13.79} = 52.77$
- $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{40}{86.81} = 0.46$
- $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{52.77}{86.81} = 0.61$

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

$$\frac{h}{b} = \frac{36}{17} = 2.1 > 1.2 \quad \text{et} \quad t_f = 12.7 \text{ mm} > 40 \text{ mm}$$

Tableau V-5 : Caractéristique de la courbe de flambement

Axe de flambement	Courbe	Facteur d'imperfections
Y-Y	A	0.21
Z-Z	b	0.34

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

$$\varphi_y = 0.5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \lambda_y^2]$$

$$\varphi_y = 0.5 \times [1 + 0.21(0.46 - 0.2) + 0.46^2] = 0.63$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.63 + [0.63^2 - 0.46^2]^{0.5}} = 0.94$$

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

$$\varphi_z = 0.5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \lambda_z^2]$$

$$\varphi_z = 0.5 \times [1 + 0.34(0.61 - 0.2) + 0.61^2] = 0.75$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.75 + [0.75^2 - 0.61^2]^{0.5}} = 0.84$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \chi_z = 0.84$$

On à :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A f_y} \leq 1.5$$

Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A f_z} \leq 1.5$$

Avec :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

Ou :

$\beta_{My} = 1.8$ moment due à des charges transversales plus un moment

$$\mu_y = 0.46(2 \times 1.8 - 4) + \frac{1019 - 904}{904} = -0.056$$

$$\mu_z = 0.61(2 \times 1.8 - 4) + \frac{191 - 123}{123} = 0.31$$

$$K_y = 1 - \frac{-0.056 \times 11625.36}{0.94 \times 72.7 \times 275} = 1.03 \leq 1.5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Donc :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{plrd}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{M_{ply,rd}} = \frac{11625.36}{0.84 \times 181750} + \frac{1.03 \times 1367.01}{25475} = 0.13 \leq 1 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

⇒ Pas de risque au flambement pour le poteau (**IPE360**)

V-8 Conclusion

Après avoir terminé le pré dimensionnement des éléments structuraux et avoir fait toutes les vérifications nécessaires , nous avons adopté pour les éléments étudiés les profils suivants :

Poutres principales du plancher	IPE 270
Poutres secondaires du plancher	IPE 200
Poteaux	IPE 360
Poteaux mezzanine	HEA 180
Traverses	IPE 360

CHAPITRE VI : PRÉDIMENSIONNEMENT DES CONTREVENTEMENTS

Chapitre VI: Pré dimensionnement des contreventements

VI-1 Introduction

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, freinages des ponts roulants, effet de séismes, chocs ...etc. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et en façade « palées de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les longs pans.

VI-2 Rôle des systèmes de contreventement

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

- Reprendre et transmettre les efforts dus aux actions latérales ou horizontales (le vent, le séisme, les forces de freinage de ponts roulant, les explosions, les chocs de véhicules, la poussée des terres) jusqu'aux fondations.
- Permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure .
- Limiter les déplacements horizontaux sous l'effet de ces actions.
- Ils diminuent les longueurs de flambement des poteaux, et ils constituent parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées de poutres et de portiques vis-à-vis du déversement.

VI-3 Prédimensionnement de la poutre au vent en pignon selon l'EC3

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets aux quelles on adjoint l'effort d'entraînement .

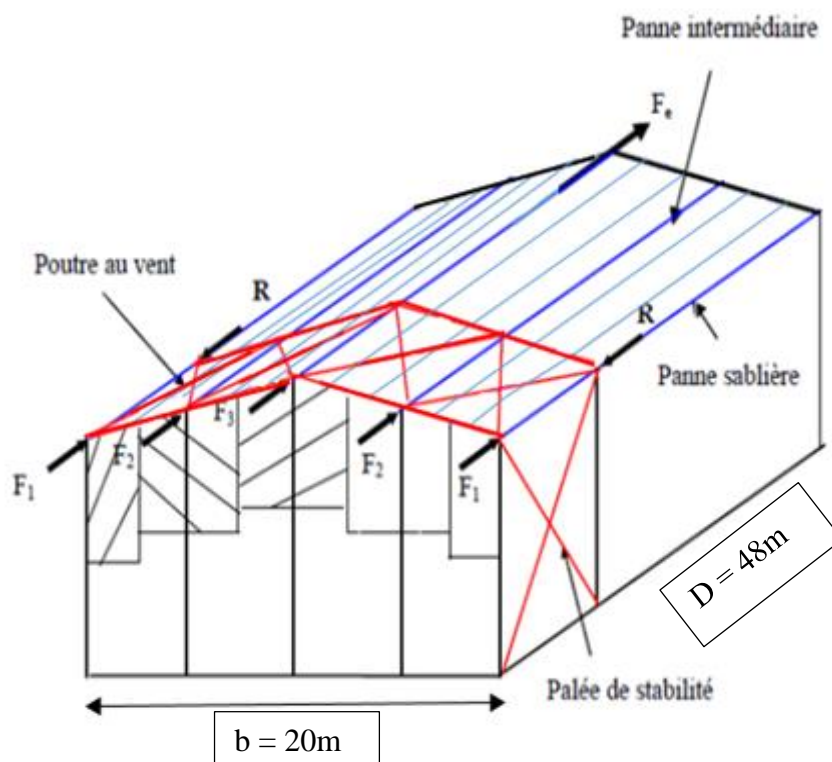


Figure VI-1 : Effort du vent sur le pignon

Chapitre VI: Pré dimensionnement des contreventements

VI-3-1 Evaluation des efforts

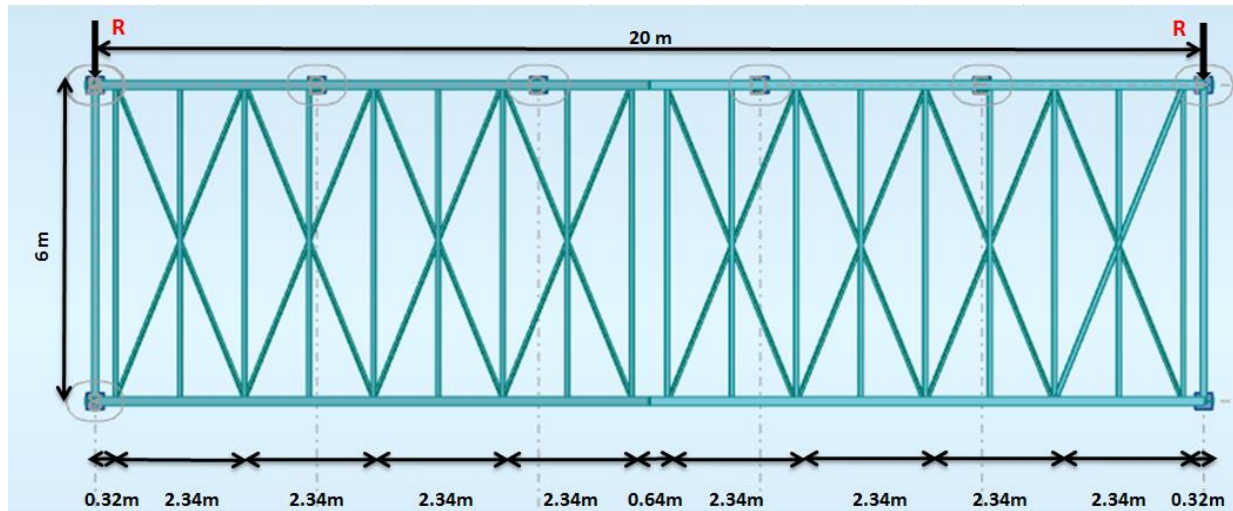


Figure VI-2: Schéma statique de la poutre au vent

L'effort F en tête du potelet se décompose en :

- Un effort F de compression simple en tête du poteau.
- Un effort F_d de traction dans les diagonales.

Calcul des forces :

- **Effort F de compression simple en tête des potelets.**

On a : $h_1 = 6 \text{ m}$ $h_2 = 6.4 \text{ m}$ $h_3 = 6.8 \text{ m}$

Et la force de frottement du vent perpendiculaire au pignon $F_{fr} = 2099.4$ (**chapitre II étude climatique**)

La pression du vent : $V = q_h = 54.4 \text{ daN/m}^2$ (**chapitre II**)

- $F_1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{8} = \left(54.4 \times \frac{6}{2} \times \frac{20}{8} \right) + \frac{2099.4}{8} = 670.43 \text{ daN}$
- $F_2 = \left(V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left(54.4 \times \frac{6.4}{2} \times \frac{20}{4} \right) + \frac{2099.4}{4} = 1395.25 \text{ daN}$
- $F_3 = \left(V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left(54.4 \times \frac{6.8}{2} \times \frac{20}{4} \right) + \frac{2099.4}{4} = 1449.65 \text{ daN}$
- **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 grand élancement, elles tendent à flamber sous faibles efforts, suivant le sens du vent, c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

Le contreventement du versant est une poutre à treillis supposée horizontale, par méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

Chapitre VI: Pré dimensionnement des contreventements

$$F_d \cdot \cos \theta + F_1 = R$$

Avec :

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F_1 + F_2) + F_3}{2} = \frac{2(670.43 + 1395.25) + 1449.65}{2}$$

$$R = 2790.505 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{2.34}{6} \Rightarrow \text{Arctg } \theta = \frac{2.34}{6} = 21.31^\circ$$

$$\text{D'où: } F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{2790.505 - 670.43}{\cos 21.31^\circ} = 2275.67 \text{ daN}$$

➤ **Section de la diagonale :**

$$\text{On a: } N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0}$$

$$\text{Avec: } N_{sd} = 1.5 \times F_d = 3413.5 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \mathbf{34.135 \text{ KN}}$$

$$\text{Donc: } A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma M_0}{f_y} = \frac{34.135 \times 1.1}{27.5} = 1.36 \text{ cm}^2$$

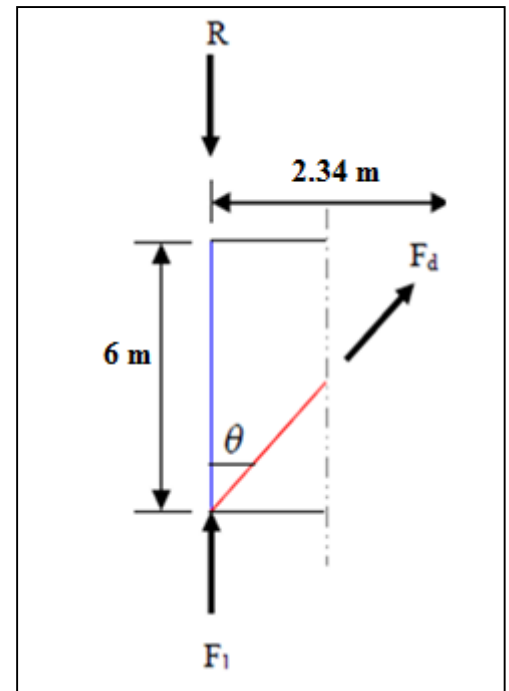


Figure VI-3: L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité

Donc on opte une barre de cornière égale : L25x25x3 ($A = 1.42 \text{ cm}^2$) avec un boulon de 12 mm et trous de 13mm.

VI-3-2 Vérification à la résistance ultime de la section

$$\text{On doit vérifier que } N_{sd} = 1.5 F_d < N_{u,rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$\text{Avec: } A_{net} = A - (d_0 \times t) = 1.42 - (1.3 \times 0.3) = 1.03 \text{ cm}^2$$

β : est le coefficient minorateur donné dans le tableau ci-dessous en fonction de l'entraxe p_1 des trous.

Tableau VI-1 : Coefficients minorateurs β_1 et β_2

Tableau – coefficients minorateurs β_1 et β_2		
Entraxe p_1	$\leq 2.5 d_0$	$\geq 5.0 d_0$
β_2 (boulons)	0.4	0.7
β_2 (3 boulons ou plus)	0.5	0.7

On prend : une attache de 2 boulon avec $p_1 = 100 \text{ mm}$; $e_1 = 25 \text{ mm}$

Chapitre VI: Pré dimensionnement des contreventements

$$p_l = 100 \text{ mm} > 5.0 d_0 = 5 \times 15 = 75 \text{ mm}$$

Avec : $d_0 = 15 \text{ mm}$ diamètre des trous

$$\beta = \beta_2 = 0.7$$

$$\rightarrow N_{u \text{ rd}} = \frac{\beta \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \times 1.03 \times 3600}{1.25} = 2076.48 \text{ daN}$$

On a $N_{sd} = 3413.5 \text{ daN} > N_{u \text{ rd}} = 2076.48 \text{ daN}$ **non vérifiée**

Donc dans ce cas on augmente la section de la cornière

Soit : une cornière égale : L30x30x4 ($A = 2.27 \text{ cm}^2$)

$$\text{Avec : } A_{\text{net}} = A - (d_0 \times t) = 2.27 - (1.3 \times 0.4) = 1.75 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow N_{u \text{ rd}} = \frac{\beta \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \times 1.75 \times 3600}{1.25} = 3528 \text{ daN}$$

On a $N_{sd} = 3413.5 \text{ daN} < N_{u \text{ rd}} = 3528 \text{ daN}$ **vérifiée**

VI-3-3 Conclusion

Une cornière isolée de **L30x30x4** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

VI-4 Pré dimensionnement du palée de stabilité en long pan

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignon 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.

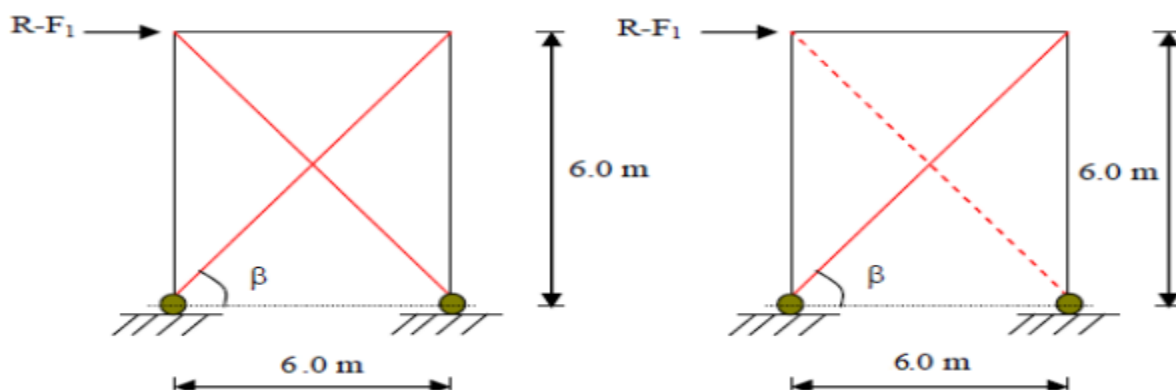


Figure VI-4: Schéma statique du Palée de stabilité en long pan

Chapitre VI: Pré dimensionnement des contreventements

VI-4-1 Evaluation des efforts

Par méthode de coupure, on obtient :

$$R - F_1 = N \cdot \cos \beta \Rightarrow N = \frac{R - F_1}{\cos \beta}$$

Avec : $R = 2790.505 \text{ daN}$

$$\tan \theta = \frac{6}{6} \Rightarrow \text{Arctg } \theta = \frac{6}{6} = 45^\circ$$

$$\text{D'où: } N = \frac{R - F_1}{\cos \beta} = \frac{2790.505 - 670.43}{\cos 45^\circ} \approx 2998.24 \text{ daN}$$

- Section de la diagonale :**

$$\text{On a : } N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec: $N_{sd} = 1.5 \times N = 4497.4 \text{ daN}$

$$N_{sd} = \mathbf{44.974 \text{ KN}}$$

$$\text{Donc: } A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{44.974 \times 1.1}{27.5} = 1.79 \text{ cm}^2$$

Donc on opte une barre de cornière égale : **L40x40x4** ($A = 3.08 \text{ cm}^2$) avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

VI-4-2 Vérification à la résistance ultime de la section

$$\text{On doit vérifier que } N_{sd} = 1.5 N < N_{u,rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$\text{Avec : } A_{net} = A - (d_0 \times t) = 3.08 - (1.3 \times 0.4) = 2.56 \text{ cm}^2$$

β : est le coefficient minorateur donné dans le tableau ci-dessous en fonction de l'entraxe p_1 des trous.

Tableau VI-2 : Coefficients minorateurs β_1 et β_2

Tableau – coefficients minorateurs β_1 et β_2		
Entraxe p_1	$\leq 2.5 d_0$	$\geq 5.0 d_0$
β_2 (boulons)	0.4	0.7
β_2 (3 boulons ou plus)	0.5	0.7

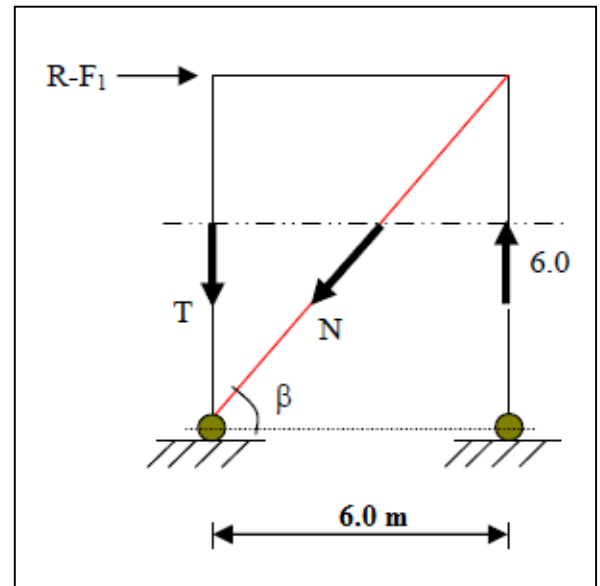


Figure VI-5 : Effort de traction dans la diagonale tendue

Chapitre VI: Pré dimensionnement des contreventements

On prend : une attache de 2 boulon avec $p_1 = 100 \text{ mm}$, $e_1 = 25 \text{ mm}$

$$\left. \begin{array}{l} p_1 = 100 \text{ mm} > 5.0 d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm} \\ \text{Avec : } d_0 = 13 \text{ mm} \text{ diamètre des trous} \end{array} \right\}$$

$$\rightarrow N_{u \text{ rd}} = \frac{\beta \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \times 2.56 \times 3600}{1.25} \approx 5161 \text{ daN}$$

On à : $N_{\text{sd}} = 4497.4 \text{ daN} < N_{u \text{ rd}} \approx 5161 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifier}$

VI-4-3 Conclusion

Une cornière isolée de **L40x40x4** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement du palée de stabilité.

CHAPITRE VII :

ETUDES

SISMIQUE

VII-1 Introduction

L'étude sismique a pour but de déterminer les sollicitations engendrées par un éventuel séisme à chaque niveau de notre structure afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et de la construction vis-à-vis des effets de l'action sismique par une conception et un dimensionnement appropriés. Cette étude s'appuie sur les règles parasismiques algériennes **RPA99 version 2003**.

VII-2 Classification de notre ouvrage selon l'RPA99 version 2003

VII-2-1 Classification de la zone sismique

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune et d'après ce tableau notre ouvrage est implantée dans la wilaya de TIZI OUZOU commune de LARBAA NATH IRATHEN donc en **zone IIa**.

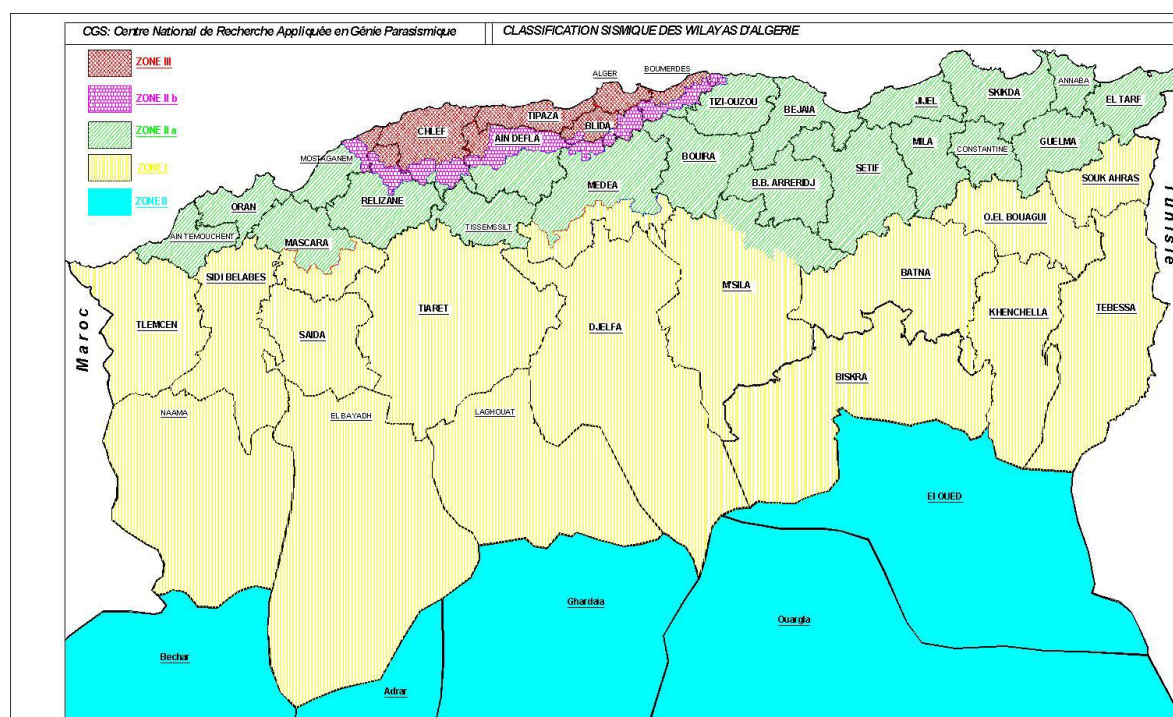


Figure VII-1: la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas

VII-2-2 Classification de notre ouvrage selon son importance (Art3.2 RPA99 version2003)

Notre ouvrage est fait pour usage commerciale dont la hauteur ne dépasse pas 48 m, mais il peut recevoir plus 300 personnes se qui fait qu'il est classé dans le **groupe 2 :Ouvrages courants ou d'importance moyenne**.

VII-2-3 Classification du site (Art3.3 RPA99 version2003)

Les sites sont classés en quatres (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S₃.

Chapitre VII : Etudes sismique

Dans la catégorie **S₃ (site meuble)**, on retrouve les dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide caractérisé par une vitesse de l'onde de cisaillement $V_s \geq 200 \text{ m/s}$ à partir de 10m de profondeur

VII-2-4 Classification des systèmes de contreventement (Art. 8-4-2 RPA99 version 2003)

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R

Notre structure est contreventée par un système de palée triangulé en X.

Dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature. Pour ce type de palées de contreventement, il est prise une valeur du coefficient $R=4$ (**tableau 4.3 RPA99 version 2003**)

VII-3 Méthodes de calcul

Le règlement **RPA 99 version 2003** propose trois méthodes différentes de calcul :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographes.

Pour notre étude nous avons opté pour la méthode statique équivalente, Le choix de cette méthode est particulièrement dicté par la simplicité de l'ouvrage (sensiblement symétrique), sa hauteur limitée ($h = 7 \text{ m} < 65\text{m}$) et sa régularité en plan ($48/20 = 2.4 < 4$)

notre structure satisfait l'intégralité des conditions énumérées dans **l'article (4.1.2) du RPA 99 version 2003**

VII-4 Principe Méthode statique équivalente.

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toute-fois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:

- Une ductilité suffisante

Chapitre VII : Etudes sismique

- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures

VII-5 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 deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{formule 4.1})$$

Avec:

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment (**A = 0.15**)

Tableau VII-1 coefficient d'accélération de zone A

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	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

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad (\text{formule 4.2})$$

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:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\varepsilon)}} \geq 0.7 \quad (\text{formule 4.3})$$

où ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau VII-2 Valeurs de ε (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$$\text{D'ou : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+4)}} = 1.08 \geq 0.7 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

VII-6 Estimation de la période fondamentale de la structure T :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_T \times h_n^{3/4}$$

Avec:

- h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ($h = 7\text{m}$)

C_T :coefficient en fonction de système de contreventement et du type de remplissage. Donnée par le **tableau 4.6 RPA99/03**

Dans notre cas Avec $C_T = 0.085$ (Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie).

$$\text{D'ou : } T = C_T \times h_n^{3/4} = 0.085 \times 7^{3/4} = 0.36 \text{ s}$$

$$\rightarrow T = 0.36 \text{ s}$$

Calcul du T_2 :

T_2 :est la période caractéristique, associée à la catégorie du site, donnée par le **tableau 4.7**. On a un sol de catégorie (S3).

$$\rightarrow T_2 = 0.50 \text{ s}$$

- **Sens longitudinal:** $0 < T = 0.36 \text{ s} < T_2$ donc : $D_x = 2.5 \eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7$
- **Sens transversal:** $0 < T = 0.36 \text{ s} < T_2$ donc : $D_y = 2.5 \eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7$

$D_x = D_y$ donc on va faire un seul calcul pour V, mais dans les deux directions (sens longitudinal et sens transversal).

VII-7 Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- la redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum P_q \quad (\text{formule 4.4})$$

P_q : Est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q « satisfait ou non ». Sa valeur est donnée par le **tableau 4.4 (RPA99/Version2003)**. Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité P_q :

Chapitre VII : Etudes sismique

Tableau VII-3 valeurs des pénalités P_q

Critère Q	Valeur de $p_q(x)$		Valeur de $p_q(y)$	
	Observation	Pénalités	Observation	Pénalités
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

On aura :

Donc : $Q_x = Q_y = 1 + 0.1 = 1.10$

→ $Q_x = Q_y = 1.10$

VII-8 Calcul du poids de la structure (W) :

W est égal à la somme des poids W_i , calculée à chaque niveau (i)

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W : poids total de la structure.
- W_{Gi} : poids due aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : charges d'exploitations
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **tableau 4.5** → $\beta = 0.5$ (**Entrepôts, hangars**)

Calcul des charges permanente de tous les éléments

Tableau VII-4 Le poids propre des éléments

Elément	Type de profiles	Poids propre [daN/ml]	Longueur de l'élément [m]	Nombre d'éléments	Poids total [daN]
Poteaux	IPE 360	57.1	6	18	6166.8
Poteaux plancher	HEA 180	35.5	2.96	8	840.64
Potelets	IPE 220	26.2	3.44	2	180.256
			3.84	2	202.216
			6.40	2	335.36
			6.80	2	356.32
Traverses	IPE 360	57.1	10.05	18	10329.39
Poutres principales	IPE 270	36.1	4	10	1444
Poutres secondaires	IPE 200	22.4	6	18	2419.2
			3.14	3	211.008

Chapitre VII : Etudes sismique

			4	1	89.6
			1	21	470.4
Pannes	IPE 140	12.9	6	144	11145.6
Lisses de bardages	UPN 120	13.4	44	6	3537.6
	UPN 80	8.65	1	7	60.55
			1.5	7	90.825
			4	23	795.8
Poutres au vent	L 30 x 30 x 4	1.78	6.44	32	366.8224
Palées de stabilité	L 40 x 40 x 4	2.42	8.49	8	164.3664

Eléments	Matériaux	Poids propre [daN/ml]	Surfaces [m²]	nombre	La charge [daN]
Couverture du versant de toiture	Panneau sandwich	13.84	482.4	2	13352.832
Couverture long pan		19.55	288	1	5630.4
			224.96	1	4397.968
Couverture pignon			132.5	1	2590.375
			137	1	2678.35
Poids total due aux charges permanentes $\sum W_{Gi}$					67516.925

✚ Calcul des surcharges W_{Qi}

$$W_{Qi} = [(P_{neige} + P_{vent}) \times S_{toiture}] \times [Q \times S_{plancher}]$$

$$W_{Qi} = [(0.63 + 1.0662) \times 960] \times [2.5 \times 140]$$

$$W_{Qi} = 1978.352 \text{ daN}$$

Donc le poids total de la structure est :

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi} = 67516.925 + (0.5 \times 1978.352) = 68506.101 \text{ daN}$$

➤ Détermination de la force sismique total

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W$$

$$V_x = V_y = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.1}{4} \times 68506.101 = 7629.87 \text{ daN}$$

➤ 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 99 version 2003)

Pour :

$$T = 0.36 S < 0.7S \Rightarrow F_t = 0$$

- 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*

$$F_x = F_y = \frac{(7629.87 - 0) 68506.101 \times 7}{68506.101 \times 7} = 7629.87 \text{ daN}$$

➤ *Distribution de la force du vent*

Les sollicitations dues au vents plus défavorable (sens pignon)

$$W_z = 106.62 \text{ daN/m}^2$$

$$V_{\text{vent}} = W_z \times S_t = 106.62 \times 960 = 102355.2 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow V_{\text{vent (x)}} = 102355.2 \text{ daN} > F_x = 7629.87 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow V_{\text{vent (y)}} = 102355.2 \text{ daN} > F_y = 7629.87 \text{ daN}$$

VII-9 Conclusion

Les sollicitations dues à l'effort du vent domine 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

VIII : VÉRIFICATION

DES ÉLÉMENTS

Chapitre VIII :Vérification des éléments

VIII-1 Introduction

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature.

La vérification de l'ossature nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, 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 leurs période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres,...), elles servent également au calcul des assemblages , ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

VIII-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:

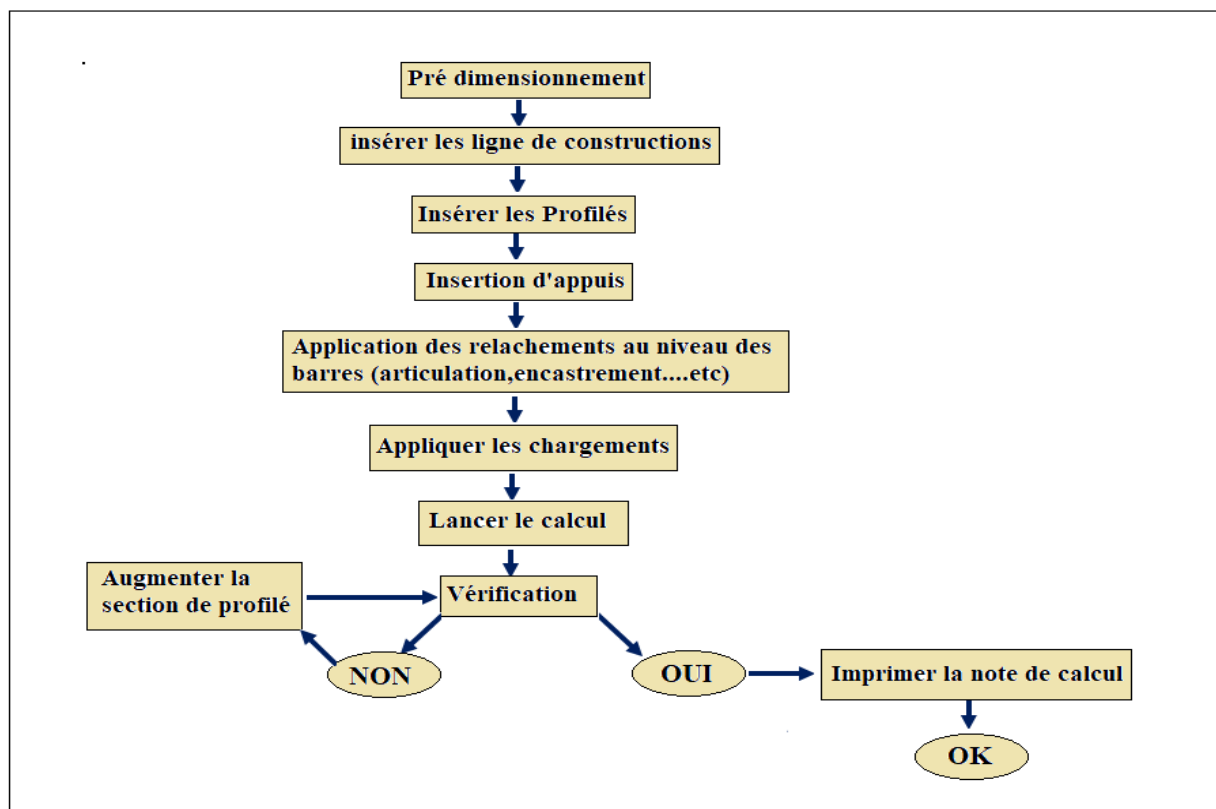


Figure VIII-1 : Etape de modélisation à l'aide de logiciel ROBOT

VIII-3 Etapes de modilisation

1. Matériaux utilisées

a. Acier

- La limite élastique de traction : $f_y = 275$ Mpa.
- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) : $E = 210000$ Mpa.
- Module d'élasticité transversal : $G = 81000$ Mpa.

Chapitre VIII :Vérification des éléments

- La limite élastique de cisaillement, $\tau = 0.58 f_y$ Mpa.
- La masse volumique de l'acier : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- 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 $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance caractéristique à la traction:

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}.$$

- Poids volumique $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$.
- Module d'élasticité : $E = 14000 \text{ MPa}$.

2. Profilé

Tableau VIII-1 : Récapitulatif des éléments utilisées.

Elements	Profilées
Pannes	IPE 140
Lisses de bardages	UPN 120
	UPN 80
Potelets	IPE 220
Solives	IPE 200
Poutres maitresses	IPE 270
Traverses	IPE 360
Poteaux plancher	HEA180
Poteaux	IPE 360
Poutres au vent	CAE 30 x 4
Palées de stabilité	CAE 40 x 4

3. Modélisation géométrique

Vue en 3D

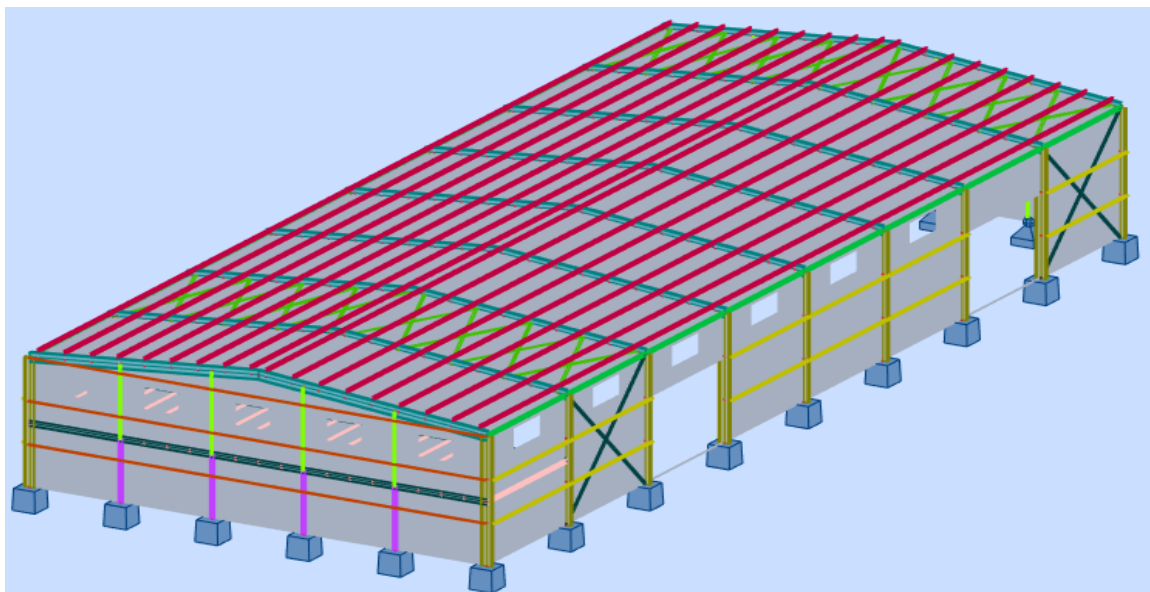


Figure VIII-2 : Vue en 3D de la structure

Vue en plan du plancher

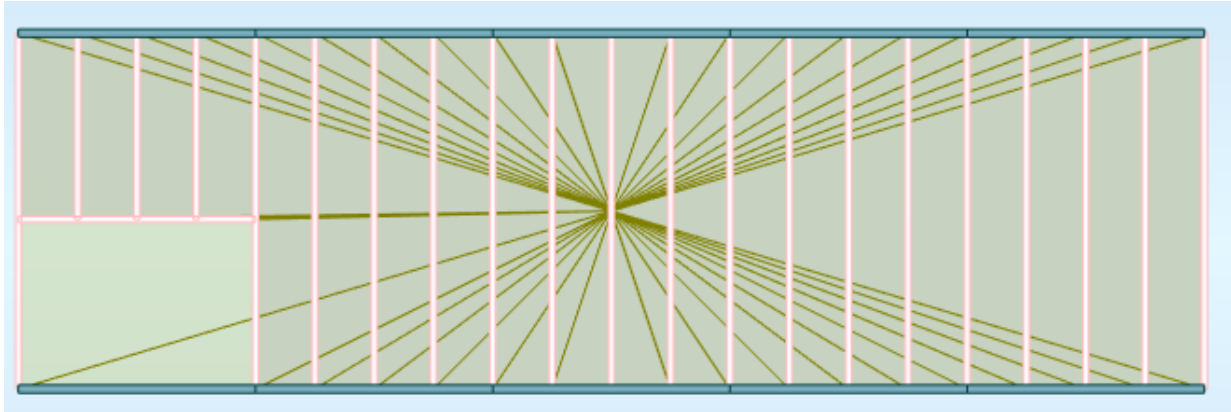


Figure VIII-3 : Vue en plan du plancher

Vue en élévation de la face long pan

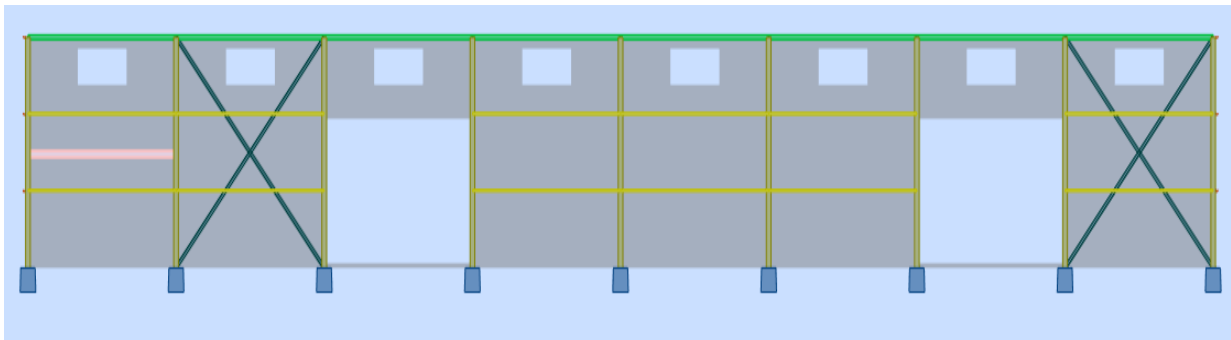


Figure VIII-4 : Vue en élévation de la face long pan

Vue en élévation de la face pignon

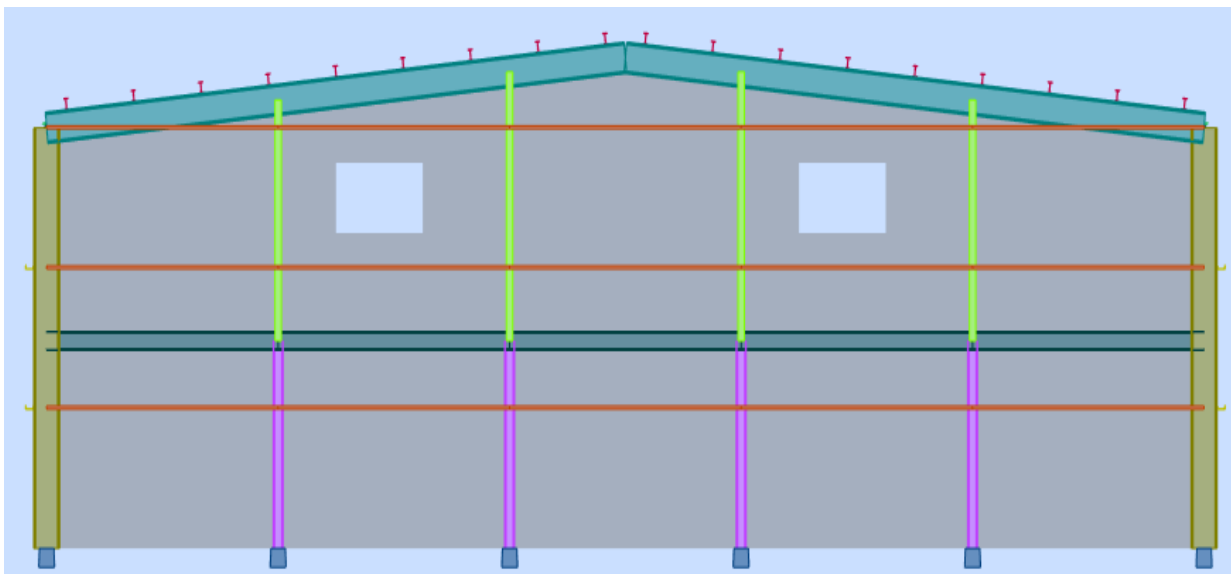


Figure VIII-5 : Vue en élévation de la face pignon

Chapitre VIII : Vérification des éléments

4. Combinaisons d'actions

Tableau VIII-2 : Combinaisons utilisées

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
6 (C)	1.35G+1.5Q	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$1*1.35+2*1.50$
7 (C)	1.35G+1.5N	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$1*1.35+3*1.50$
8 (C)	1.35G+1.5V1	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$1*1.35+4*1.50$
9 (C)	1.35G+1.5V2	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$1*1.35+5*1.50$
10 (C)	1.35G+1.5Q+N	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$1*1.35+2*1.50+3*1.00$
11 (C)	1.35G+1.5*0.9(Combinaison lin	ELU	Structurelle	$(1+2+4)*1.35$
12 (C)	1.35G+1.5*0.9(Combinaison lin	ELU	Structurelle	$(1+2+5)*1.35$
13 (C)	G+Q	Combinaison lin	ELS	Structurelle	$(1+2)*1.00$
14 (C)	G+N	Combinaison lin	ELS	Structurelle	$(1+3)*1.00$
15 (C)	G+V1	Combinaison lin	ELS	Structurelle	$(1+4)*1.00$
16 (C)	G+V2	Combinaison lin	ELS	Structurelle	$(1+5)*1.00$

VIII-4 Résultat des vérifications à l'aide du logiciel ROBOT

les résultats des vérification des éléments de notre ouvrage sont donnés comme suit :

VIII-4-1 Vérification des pannes

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 3 Panne

PIECE: 196 PANNE _196
2.97 m

POINT: 4

COORDONNEE: x = 0.50 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 1.35G+1.5Q+N $1*1.35+2*1.50+3*1.00$

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$

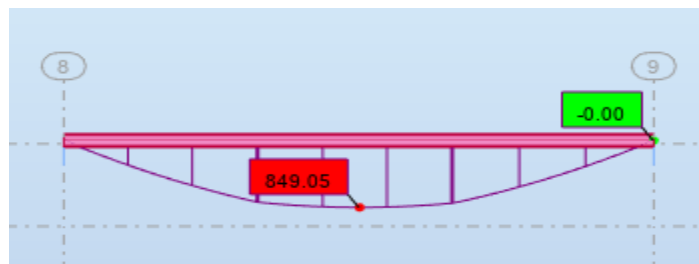


PARAMETRES DE LA SECTION: Panne IPE 160

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} = 700.7700 daN	My _{Ed} = 848.95 daN*m	Mz _{Ed} = 84.89 daN*m	Vy _{Ed} = -0.5153 daN
N _{c,Rd} = 55247.5000 daN	My _{Ed,max} = 849.05 daN*m		Mz _{Ed,max} = 84.90 daN*m
	Vy _{c,Rd} = 21799.3028 daN		
N _{b,Rd} = 55247.5000 daN	My _{c,Rd} = 3406.15 daN*m	Mz _{c,Rd} = 717.75 daN*m	Vz _{Ed} = 5.1529 daN
	MN _{y,Rd} = 3406.15 daN*m		MN _{z,Rd} = 717.75 daN*m
	Vz _{c,Rd} = 15330.9590 daN		
	Mb _{Rd} = 1042.77 daN*m		



Classe de la section = 1

Chapitre VIII : Vérification des éléments



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$ $M_{cr} = 1104.24 \text{ daN}\cdot\text{m}$ Courbe, LT - $X_{LT} = 0.31$
 $L_{cr,upp} = 6.00 \text{ m}$ $\lambda_{m,LT} = 1.76$ $f_{i,LT} = 2.11$ $X_{LT,mod} = 0.31$

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:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.25 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}) = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$
 $V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.81 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.95 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.95 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$

Profil correct !!!

VIII-4-2 Vérification des lisses de bardages.

➤ Lisses de bardages pignon

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 5 Lisse Pignon

PIECE: 467 Lisse02_467

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.00 \text{ L} =$

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 9 1.35G+1.5V2 1*1.35+5*1.50

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: LISSE PG UPN 80

$h = 8.0 \text{ cm}$ $g_{M0} = 1.00$ $g_{M1} = 1.00$
 $b = 4.5 \text{ cm}$ $A_y = 8.07 \text{ cm}^2$ $A_z = 4.87 \text{ cm}^2$ $A_x = 10.95 \text{ cm}^2$
 $t_w = 0.6 \text{ cm}$ $I_y = 105.91 \text{ cm}^4$ $I_z = 19.37 \text{ cm}^4$ $I_x = 1.95 \text{ cm}^4$
 $t_f = 0.8 \text{ cm}$ $W_{ely} = 26.48 \text{ cm}^3$ $W_{elz} = 6.35 \text{ cm}^3$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 1092.3091 \text{ daN}$ $M_{y,Ed} = 323.90 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $M_{z,Ed} = 14.86 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $V_{y,Ed} = 22.6375 \text{ daN}$
 $N_{c,Rd} = 30124.0500 \text{ daN}$ $M_{y,Ed,max} = 323.90 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $M_{z,Ed,max} = 15.41 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $V_{y,T,Rd} = 12809.2624 \text{ daN}$
 $N_{b,Rd} = 30124.0500 \text{ daN}$ $M_{y,c,Rd} = 728.11 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $M_{z,c,Rd} = 174.74 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $V_{z,Ed} = -440.7825 \text{ daN}$
 $V_{z,T,Rd} = 7734.1908 \text{ daN}$
 $M_{b,Rd} = 466.00 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $T_{t,Ed} = 0.08 \text{ daN}\cdot\text{m}$

Chapitre VIII : Vérification des éléments

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$

$M_{cr} = 1465.80 \text{ daN}\cdot\text{m}$

Courbe, LT - d

$X_{LT} = 0.64$

$L_{cr, upp} = 4.00 \text{ m}$

$\lambda_{m, LT} = 0.70$

$\phi_{i, LT} = 0.94$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zz} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.52 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$

$\sqrt{(\sigma_{x,Ed}/f_y)^2 + 3(\tau_{xy,Ed}/f_y)^2} = 0.52 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$

$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$

$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.70 < 1.00 \quad (6.3.2.1(1))$

$N_{Ed}/(X_y N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} M_{y,Ed,max}/(X_{LT} M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.77 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$

$N_{Ed}/(X_z N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} M_{y,Ed,max}/(X_{LT} M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.77 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$

Profil correct !!!

➤ Lisses de bardages long pan

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 6 Lisse Long-Pan

PIECE: 462 Lisse _462

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.00 \text{ L} = 0.00 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 1.35G+1.5V1 1*1.35+4*1.50

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 140

$h = 14.0 \text{ cm}$

$gM_0 = 1.00$

$gM_1 = 1.00$

$b = 6.0 \text{ cm}$

$A_y = 13.40 \text{ cm}^2$

$A_z = 10.10 \text{ cm}^2$

$A_x = 20.40 \text{ cm}^2$

$t_w = 0.7 \text{ cm}$

$I_y = 605.00 \text{ cm}^4$

$I_z = 62.70 \text{ cm}^4$

$I_x = 5.68 \text{ cm}^4$

$t_f = 1.0 \text{ cm}$

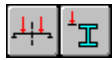
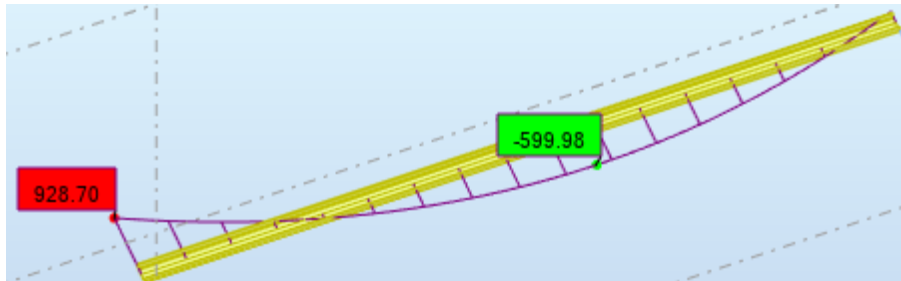
$W_{ely} = 86.43 \text{ cm}^3$

$W_{elz} = 14.79 \text{ cm}^3$

Chapitre VIII : Vérification des éléments

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 405.6535 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = 928.70 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 62.46 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 62.3385 \text{ daN}$
$N_{c,Rd} = 56100.0000 \text{ daN}$	$M_{y,Ed,max} = 928.70 \text{ daN}\cdot\text{m}$		$M_{z,Ed,max} = 69.71 \text{ daN}\cdot\text{m}$
	$V_{y,T,Rd} = 21268.1011 \text{ daN}$		
$N_{b,Rd} = 56100.0000 \text{ daN}$	$M_{y,c,Rd} = 2376.79 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 406.66 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -875.4058 \text{ daN}$
			$V_{z,T,Rd} = 16032.0754 \text{ daN}$
	$M_{b,Rd} = 1037.54 \text{ daN}\cdot\text{m}$		$T_{t,Ed} = 0.08 \text{ daN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 2107.05 \text{ daN}\cdot\text{m}$	Courbe, LT - d	$X_{LT} = 0.44$
$L_{cr,upp} = 6.00 \text{ m}$	$\lambda_{m,LT} = 1.06$	$f_{i,LT} = 1.39$	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zz} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.54 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$

$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{ty,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.54 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$

$\text{Tau}_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$

$\text{Tau}_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.90 < 1.00 \quad (6.3.2.1(1))$

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.97 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.97 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$

Profil correct !!!

VIII-4-3 Vérification des potelets

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 4 Potelet

PIECE: 403 Potelet _403

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 1.35G+1.5Q+N 1*1.35+2*1.50+3*1.00

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$

Chapitre VIII : Vérification des éléments

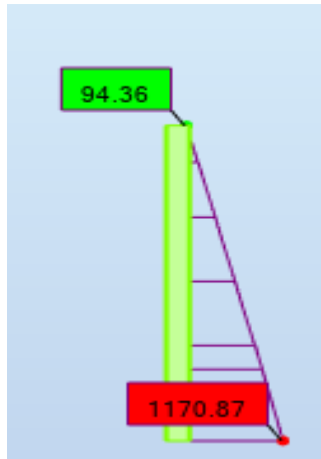


PARAMETRES DE LA SECTION: potelet IPE 220

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} = 2270.4431 daN	My _{Ed} = 1170.87 daN*m	Mz _{Ed} = -69.15 daN*m	Vy _{Ed} = -60.7191 daN
Nc,Rd = 91767.5000 daN	My _{Ed,max} = 1170.87 daN*m	Mz _{Ed,max} = -69.15 daN*m	
	Vy,T,Rd = 36298.5825 daN		
Nb,Rd = 48061.6657 daN	My,c,Rd = 7848.78 daN*m	Mz,c,Rd = 1598.03 daN*m	Vz _{Ed} = -298.3751 daN
	MN _{y,Rd} = 7848.78 daN*m	MN _{z,Rd} = 1598.03 daN*m	
	Vz,T,Rd = 25193.3783 daN		
			Tt _{Ed} = 0.50 daN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 3.44 m	Lam _y = 0.30
Lcr,y = 2.41 m	Xy = 0.98
Lamy = 26.42	kyy = 1.01



en z:

Lz = 3.44 m	Lam _z = 1.12
Lcr,z = 2.41 m	Xz = 0.52
Lamz = 97.18	kyz = 0.69

flambement par torsion:

Courbe,T=b	alfa,T=0.34
Lt=3.44 m	fi,T=0.97
Ncr,T=127177.2453 daN	X,T=0.69
Lam _T =0.85	Nb,T,Rd=63639.7518 daN

flambement en flexion-torsion

Courbe,TF=b	alfa,TF=0.34
Ncr,y=990773.1591 daN	fi,TF=0.56
Ncr,TF=990773.1591 daN	X,TF=0.96
Lam _{TF} =0.30	Nb,TF,Rd=88327.3826 daN

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.4.(1))
$My_{Ed}/MN_{y,Rd} = 0.15 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
$Mz_{Ed}/MN_{z,Rd} = 0.04 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
$(My_{Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (Mz_{Ed}/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.07 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
$Vy_{Ed}/Vy_{T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
$Vz_{Ed}/Vz_{T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (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:

$\lambda_{y,Ed} = 26.42 < \lambda_{y,max} = 210.00$	$\lambda_{z,Ed} = 97.18 < \lambda_{z,max} = 210.00$	STABLE
$N_{Ed}/\min(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.05 < 1.00$ (6.3.1)		

Chapitre VIII : Vérification des éléments

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.21 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.17 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

Profil correct !!!

VIII-4-4 Vérification des solives

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 7 SOLIVE

PIECE: 238 Poutre_238
3.00 m

POINT: 4

COORDONNEE: x = 0.50 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 1.35G+1.5Q+N 1*1.35+2*1.50+3*1.00

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa

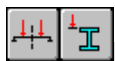
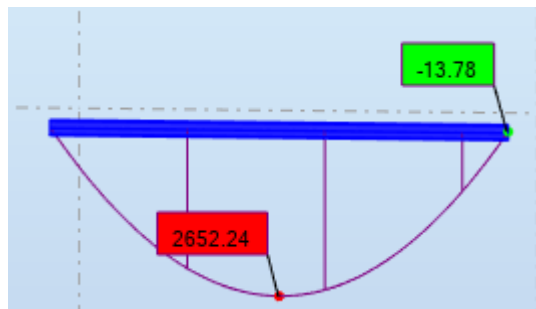


PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 220

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} = 13.8815 daN	M _{y,Ed} = 2652.24 daN*m	M _{z,Ed} = 0.13 daN*m	V _{y,Ed} = 7.6615 daN
N _{c,Rd} = 91767.5000 daN	M _{y,Ed,max} = 2652.24 daN*m		M _{z,Ed,max} = 23.11 daN*m
	V _{y,T,Rd} = 36340.8996 daN		
N _{b,Rd} = 91767.5000 daN	M _{y,c,Rd} = 7848.78 daN*m	M _{z,c,Rd} = 1598.03 daN*m	V _{z,Ed} = -0.5070 daN
	M _{N,y,Rd} = 7848.78 daN*m		M _{N,z,Rd} = 1598.03 daN*m
	V _{z,T,Rd} = 25212.2004 daN		
	M _{b,Rd} = 2702.36 daN*m		T _{t,Ed} = 0.05 daN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	M _{cr} = 3000.57 daN*m	Courbe, LT -	XLT = 0.34
L _{cr,upp} = 6.00 m	L _{am,LT} = 1.62	f _{i,LT} = 1.90	XLT,mod = 0.34

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:

Chapitre VIII : Vérification des éléments

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.34 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.11 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(\tau_{xy}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(\tau_{xz}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.98 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 1.00 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 1.00 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

VIII-4-5 Vérification des poutres maitresse

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 9 POUTRE MAITRESSE

PIECE: 234 Poutre_234
4.00 m

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 1.35G+1.5Q+N 1*1.35+2*1.50+3*1.00

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa

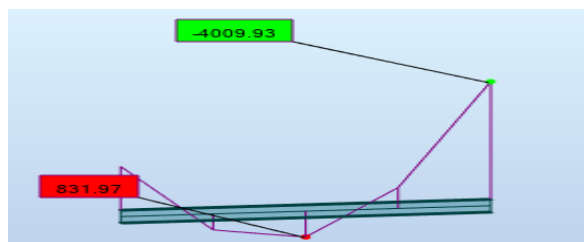


PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 270

$h=27.0$ cm	$g_{M0}=1.00$	$g_{M1}=1.00$	
$b=13.5$ cm	$A_y=31.46$ cm ²	$A_z=22.14$ cm ²	$A_x=45.95$ cm ²
$t_w=0.7$ cm	$I_y=5789.78$ cm ⁴	$I_z=419.87$ cm ⁴	$I_x=16.02$ cm ⁴
$t_f=1.0$ cm	$W_{ply}=484.00$ cm ³	$W_{plz}=96.95$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = -15375.2915$ daN	$M_{y,Ed} = -4009.93$ daN*m	$M_{z,Ed} = 30.28$ daN*m	$V_{y,Ed} = -35.1012$ daN
$N_{t,Rd} = 126362.5000$ daN	$M_{y,pl,Rd} = 13310.00$ daN*m		$M_{z,pl,Rd} = 2666.13$ daN*m
	$V_{y,T,Rd} = 48644.2438$ daN		
	$M_{y,c,Rd} = 13310.00$ daN*m		$M_{z,c,Rd} = 2666.13$ daN*m
	$V_{z,Ed} = -3356.8821$ daN		
	$M_{N,y,Rd} = 13310.00$ daN*m		$M_{N,z,Rd} = 2666.13$ daN*m
	$V_{z,T,Rd} = 34567.9123$ daN		
	$M_{b,Rd} = 9340.10$ daN*m		$T_{t,Ed} = 16.01$ daN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$ $M_{cr} = 15513.51$ daN*m Courbe, LT - $X_{LT} = 0.67$

Chapitre VIII : Vérification des éléments

Lcr,low=4.00 m

Lam_LT = 0.93

fi,LT = 1.04

XLT,mod = 0.70

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.30 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.43 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

VIII-4-6 Vérification des traverses

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 2 Traverse

PIECE: 43 Traverse _43

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 1.35G+1.5Q+N 1*1.35+2*1.50+3*1.00

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: Traverse IPE 450

h=45.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=19.0 cm

Ay=63.21 cm²

Az=50.84 cm²

Ax=98.82 cm²

tw=0.9 cm

Iy=33742.90 cm⁴

Iz=1675.86 cm⁴

Ix=67.18 cm⁴

tf=1.5 cm

Wply=1701.79 cm³

Wplz=276.38 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N_{Ed} = 13796.8128 daN

M_{y,Ed} = -27922.04 daN*m

M_{z,Ed} = 68.29 daN*m

V_{y,Ed} = 844.0322 daN

N_{c,Rd} = 271755.0000 daN

M_{y,Ed,max} = -27922.04 daN*m

M_{z,Ed,max} = 472.30 daN*m

V_{y,T,Rd} = 100019.6330 daN

N_{b,Rd} = 271755.0000 daN

M_{y,c,Rd} = 46799.23 daN*m

M_{z,c,Rd} = 7600.45 daN*m

V_{z,Ed} = 9205.1737 daN

M_{N,y,Rd} = 46799.23 daN*m

M_{N,z,Rd} = 7600.45 daN*m

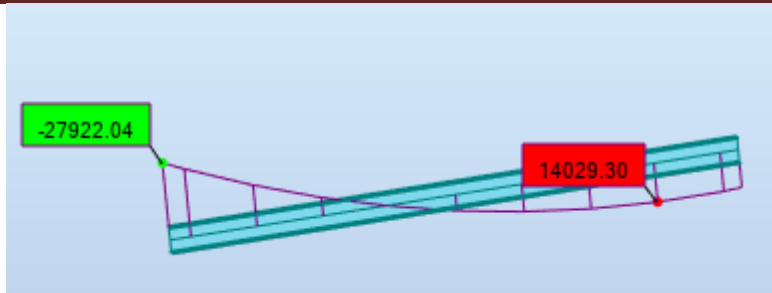
V_{z,T,Rd} = 80548.2058 daN

M_{b,Rd} = 36197.95 daN*m

T_{t,Ed} = 6.25 daN*m

Classe de la section = 1

Chapitre VIII : Vérification des éléments



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$ $M_{cr} = 73594.43 \text{ daN}\cdot\text{m}$ Courbe, LT - $X_{LT} = 0.73$
 $L_{cr,low} = 5.02 \text{ m}$ $\lambda_{m,LT} = 0.80$ $\phi_i, LT = 0.91$ $X_{LT,mod} = 0.77$

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:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.05 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.60 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^1 = 0.36 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.11 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(\phi_y \cdot \sqrt{3} \cdot g_{M0}) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(\phi_z \cdot \sqrt{3} \cdot g_{M0}) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.77 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.88 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.88 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

VIII-4-7 Vérification des poteaux plancher

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 10 POUTEAUX PLANCHER

PIECE: 217 Poteau_217

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.00 \text{ L} =$

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $11 \cdot 1.35G + 1.5 \cdot 0.9(Q + V1) \cdot (1+2+4) \cdot 1.35$

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 180

$h = 17.1 \text{ cm}$ $g_{M0} = 1.00$ $g_{M1} = 1.00$
 $b = 18.0 \text{ cm}$ $A_y = 37.93 \text{ cm}^2$ $A_z = 14.47 \text{ cm}^2$ $A_x = 45.25 \text{ cm}^2$
 $t_w = 0.6 \text{ cm}$ $I_y = 2510.29 \text{ cm}^4$ $I_z = 924.61 \text{ cm}^4$ $I_x = 14.86 \text{ cm}^4$

Chapitre VIII :Vérification des éléments

tf=0.9 cm

Wply=324.85 cm³

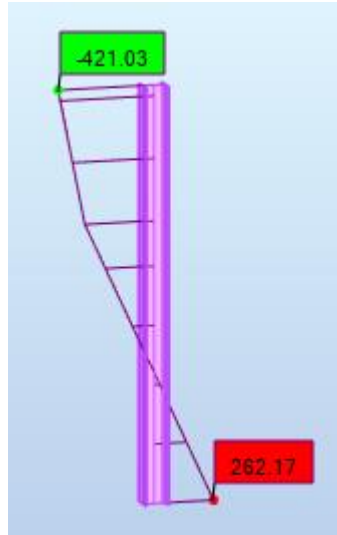
Wplz=156.49 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 4801.2152 \text{ daN}$ $M_{y,Ed} = 262.17 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $M_{z,Ed} = 1452.21 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $V_{y,Ed} = 1170.4642 \text{ daN}$
 $N_{c,Rd} = 124437.5000 \text{ daN}$ $M_{y,Ed,max} = -421.03 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $M_{z,Ed,max} = -1557.06 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $N_{b,Rd} = 85968.8270 \text{ daN}$ $V_{y,T,Rd} = 60207.5064 \text{ daN}$
 $M_{y,c,Rd} = 8933.38 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $M_{z,c,Rd} = 4303.48 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $V_{z,Ed} = -282.8206 \text{ daN}$
 $MN_{y,Rd} = 8933.38 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $MN_{z,Rd} = 4303.48 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $V_{z,T,Rd} = 22970.7275 \text{ daN}$

$T_{t,Ed} = 0.15 \text{ daN}\cdot\text{m}$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 2.96 \text{ m}$ $Lam_y = 0.46$
 $L_{cr,y} = 2.96 \text{ m}$ $X_y = 0.90$
 $Lam_y = 39.74$ $k_{zy} = 0.52$



en z:

$L_z = 2.96 \text{ m}$ $Lam_z = 0.75$
 $L_{cr,z} = 2.96 \text{ m}$ $X_z = 0.69$
 $Lam_z = 65.48$ $k_{zz} = 0.99$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.04 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/MN_{y,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/MN_{z,Rd} = 0.34 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/MN_{y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/MN_{z,Rd})^1 = 0.34 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}\cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}\cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_y = 39.74 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_z = 65.48 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.34 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.44 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

Chapitre VIII :Vérification des éléments

VIII-4-8 Vérification des poteaux

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 1 Poteau

PIECE: 41 Poteau 1_41

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 1.35G+1.5Q+N 1*1.35+2*1.50+3*1.00

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa

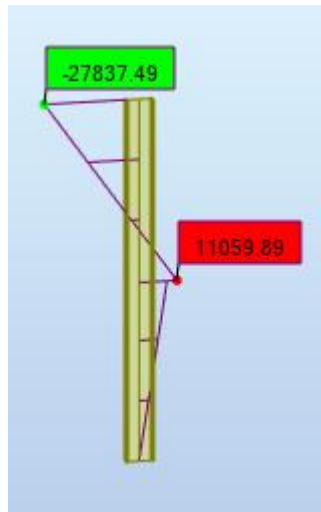


PARAMETRES DE LA SECTION: Poteau IPE 450

h=45.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=19.0 cm	Ay=63.21 cm ²	Az=50.84 cm ²	Ax=98.82 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=33742.90 cm ⁴	Iz=1675.86 cm ⁴	Ix=67.18 cm ⁴
tf=1.5 cm	Wply=1701.79 cm ³	Wplz=276.38 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 14809.7518 daN	M _{y,Ed} = -95.10 daN*m	M _{z,Ed} = -196.72 daN*m	V _{y,Ed} = -190.4784 daN
N _{c,Rd} = 271755.0000 daN	M _{y,Ed,max} = -27837.49 daN*m		M _{z,Ed,max} = -768.01 daN*m
	V _{y,T,Rd} = 100163.8518 daN		
N _{b,Rd} = 190232.8886 daN	M _{y,c,Rd} = 46799.23 daN*m	M _{z,c,Rd} = 7600.45 daN*m	
	V _{z,Ed} = 2801.9453 daN		
	MN _{y,Rd} = 46799.23 daN*m	MN _{z,Rd} = 7600.45 daN*m	
	V _{z,T,Rd} = 80622.8188 daN		
	M _{b,Rd} = 40019.38 daN*m		
		T _{t,Ed} = -3.64 daN*m	
		Classe de la section = 1	



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00	M _{cr} = 110111.27 daN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.81
L _{cr,low} = 3.00 m	Lam_LT = 0.65	f _{i,LT} = 0.79	XLT,mod = 0.86

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

L _y = 6.00 m	Lam _y = 0.19
L _{cr,y} = 3.00 m	X _y = 1.00



en z:

L _z = 6.00 m	Lam _z = 0.84
L _{cr,z} = 3.00 m	X _z = 0.70

Chapitre VIII : Vérification des éléments

Lamy = 16.24

kyy = 1.03

Lamz = 72.85

kyz = 1.27

flambement par torsion:

Courbe,T=b

alfa,T=0.34

Lt=3.00 m

fi,T=0.78

Ncr,T=661710.1260 daN

X,T=0.82

Lam_T=0.64

Nb,T,Rd=221760.9847

daN

Lam_TF=0.19

flambement en flexion-torsion

Courbe,TF=b

alfa,TF=0.34

Ncr,y=7770678.4014 daN

fi,TF=0.52

Ncr,TF=7770678.4014 daN

Nb,TF,Rd=271755.0000 daN

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.05 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))

$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.03 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.6-7)

$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y,Ed} = 16.24 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z,Ed} = 72.85 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE

$N_{Ed}/\min(N_{b,Rd}, N_{b,T,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.08 < 1.00$ (6.3.1)

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.70 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.90 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.57 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

VIII-4-9 Vérification des poutre au vent

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 11 POUTRE AU VENT

PIECE: 299 Barre_299

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

6.44 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 1.35G+1.5Q+N 1*1.35+2*1.50+3*1.00

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 110x10

h=11.0 cm

$g_{M0}=1.00$

$g_{M1}=1.00$

b=11.0 cm

$A_y=11.00$ cm²

$A_z=11.00$ cm²

$A_x=21.18$ cm²

tw=1.0 cm

$I_y=237.98$ cm⁴

$I_z=237.98$ cm⁴

$I_x=7.00$ cm⁴

tf=1.0 cm

$W_{ely}=29.97$ cm³

$W_{elz}=29.97$ cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 1037.6648$ daN

$M_{y,Ed} = 341.82$ daN*m

$M_{z,Ed} = 17.94$ daN*m

$V_{y,Ed} = -5.1304$ daN

$N_{c,Rd} = 58245.0000$ daN

$M_{y,Ed,max} = 341.82$ daN*m

$M_{z,Ed,max} = 17.94$ daN*m

$V_{y,T,Rd} = 17452.4196$ daN

$N_{b,Rd} = 10170.3565$ daN

$M_{y,c,Rd} = 824.24$ daN*m

$M_{z,c,Rd} = 824.24$ daN*m

$V_{z,Ed} = 160.8566$ daN

$V_{z,T,Rd} = 17452.4196$ daN

$T_{t,Ed} = -0.16$ daN*m

Classe de la section = 3

Chapitre VIII : Vérification des éléments



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 6.44 \text{ m}$
 $L_{cr,y} = 6.44 \text{ m}$
 $\lambda_{my} = 192.13$
 $\lambda_{my} = 2.21$
 $X_y = 0.17$
 $k_{yy} = 0.94$



en z:

$L_z = 6.44 \text{ m}$
 $L_{cr,z} = 6.44 \text{ m}$
 $\lambda_{mz} = 192.13$
 $\lambda_{mz} = 2.21$
 $X_z = 0.17$
 $k_{zz} = 0.93$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.44 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{my} = 192.13 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{mz} = 192.13 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.50 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.50 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

VIII-4-10 Vérification des palées de stabilité

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 7 STAB

PIECE: 311 Barre_311
0.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 1.35G+1.5Q+N 1*1.35+2*1.50+3*1.00

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 140x13

$h = 14.0 \text{ cm}$
 $b = 14.0 \text{ cm}$
 $t_w = 1.3 \text{ cm}$
 $g_{M0} = 1.00$
 $A_y = 18.20 \text{ cm}^2$
 $I_y = 638.54 \text{ cm}^4$
 $g_{M1} = 1.00$
 $A_z = 18.20 \text{ cm}^2$
 $I_z = 638.54 \text{ cm}^4$
 $A_x = 34.95 \text{ cm}^2$
 $I_x = 19.55 \text{ cm}^4$

Chapitre VIII :Vérification des éléments

tf=1.3 cm

Wely=63.35 cm³

Welz=63.35 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N_{Ed} = 3990.9945 daN

M_{y,Ed} = -159.22 daN*m

M_{z,Ed} = 177.04 daN*m

V_{y,Ed} = 55.2595 daN

N_{c,Rd} = 96112.5000 daN
daN*m

M_{y,Ed,max} = -159.22 daN*m

M_{z,Ed,max} = -291.85

V_{y,T,Rd} = 28877.0339 daN

N_{b,Rd} = 15813.1322 daN

M_{y,c,Rd} = 1742.05 daN*m

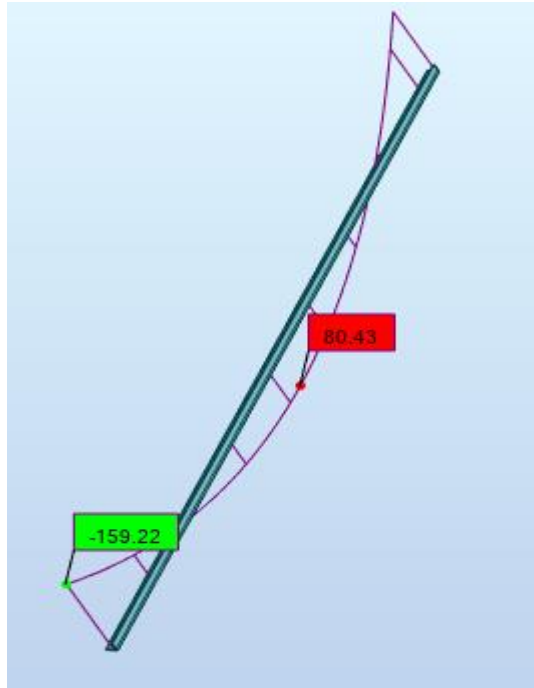
M_{z,c,Rd} = 1742.05 daN*m

V_{z,Ed} = 110.9585 daN

V_{z,T,Rd} = 28877.0339 daN

T_{t,Ed} = 0.32 daN*m

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

L_y = 8.49 m

Lam_y = 2.29

L_{cr,y} = 8.49 m

X_y = 0.16

Lam_y = 198.52

k_{yy} = 0.89



en z:

L_z = 8.49 m

Lam_z = 2.29

L_{cr,z} = 8.49 m

X_z = 0.16

Lam_z = 198.52

k_{zz} = 0.81

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.12 < 1.00$ (6.2.1(7))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)

$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y,Ed} = 198.52 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z,Ed} = 198.52 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.42 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.42 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

Chapitre VIII :Vérification des éléments

VIII-5 Conclusion

Après avoir terminer les differentes vérifications permettant de satisfaire les différentes conditions de stabilité et de résistance, on représente ci-dessous un tableau récapitulatif des différents éléments adopté :

Tableau VIII-3 : Récapitulatif des éléments adopté.

Eléments	Profilées
Pannes	IPE 160
Lisses de bardages	UPN 140
	UPN 80
Potelets	IPE 220
Solives	IPE 220
Poutres maitresses	IPE 270
Traverses	IPE 450
Poteaux plancher	HEA 180
Poteaux	IPE 450
Poutres au vent	CAE 110x10
Palées de stabilité	CAE 140x13

CHAPITRE IX

CALCUL DES

ASSEMBLAGES

IX-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 divers 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.

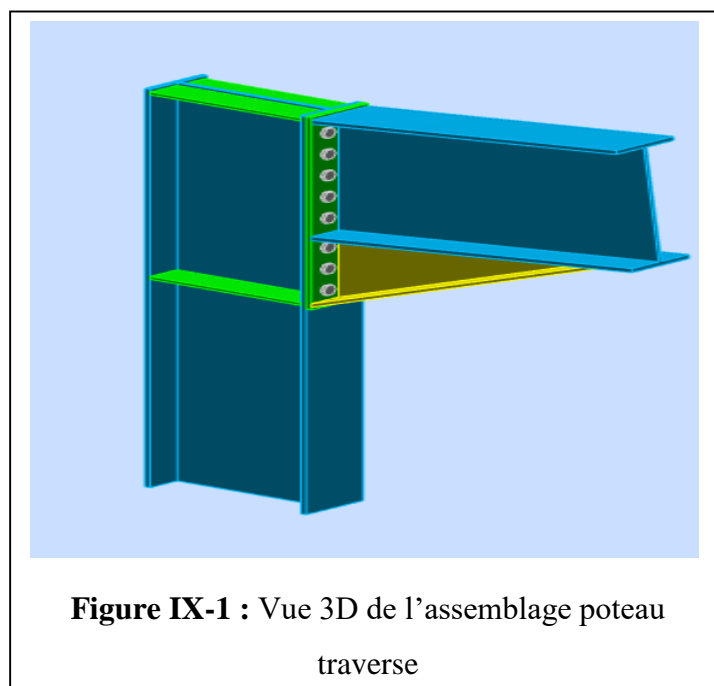
Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- 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 :

IX-2 Assemblage poteau traverse

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020</p> <p>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	<div data-bbox="1310 1070 1385 1144"></div> <div data-bbox="1310 1189 1385 1263">Ratio 0,84</div>
---	---	---



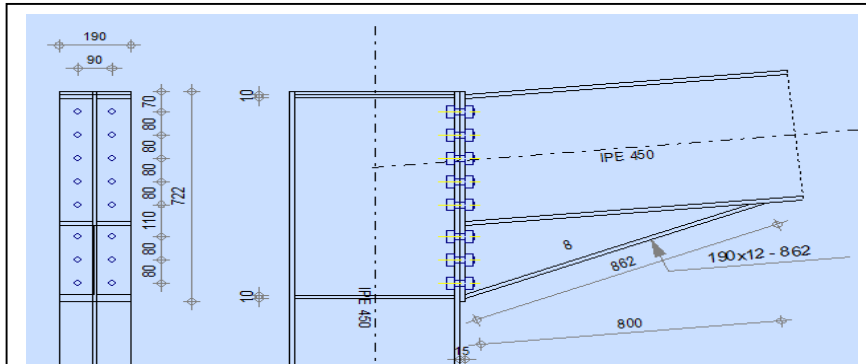


Figure IX-2 : Détail de l'assemblage poteau traverse

Général

Assemblage N°: 8

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Noeud de la structure: 234

Barres de la structure: 42, 44

Géométrie

Poteau

Profilé: IPE 450

Barre N°: 42

$\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 235

$f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

Poutre

Profilé: IPE 450

Barre N°: 44

$\alpha = 5,7$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 275

$f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance

Chapitre IX: Calcul des assemblages

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$F_{tRd} = 17640,0000$ [daN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 8$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 70$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 90$ [mm]

Entraxe $p_i = 80; 80; 80; 80; 110; 80; 80$ [mm]

Platine

$h_p = 722$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 190$ [mm] Largeur de la platine

$t_p = 15$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: S 235

$f_{yp} = 235,00$ [MPa] Résistance

Jarret inférieur

$w_d = 190$ [mm] Largeur de la platine

$t_{fd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile

$h_d = 250$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme

$l_d = 800$ [mm] Longueur de la platine

$\alpha = 22,5$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 235

$f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} = 421$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 90$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Chapitre IX: Calcul des assemblages

$h_{su} = 421$ [mm] Hauteur du raidisseur

Matériau: S 235

$f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 421$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 90$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: S 235

$f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Soudures d'angle

$a_w = 7$ [mm] Soudure âme

$a_r = 11$ [mm] Soudure semelle

$a_s = 7$ [mm] Soudure du raidisseur

$a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: $10: 1.35G+1.5Q+N$ $1*1.35+2*1.50+3*1.00$

$M_{b1,Ed} = 27758,82$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 10525,9631$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -12988,1438$ [daN] Effort axial dans la poutre droite

Résultats

Résistances de la poutre

$N_{b,Rd} = 271755,0000$ [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

$V_{cb,Rd} = 112480,5919$ [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,09 < 1,00$ **vérifié** (0,09)

$M_{b,pl,Rd} = 46799,23$ [daN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{cb,Rd} = 68422,68$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$F_{c,fb,Rd} = 99391,7635$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,wb,Rd,low} = 78375,0000$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistances du poteau

$V_{wp,Ed} = 53078,3743$ [daN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$V_{wp,Rd} = 63095,8306$ [daN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,84 < 1,00$ **vérifié** (0,84)

$F_{c,wc,Rd} = 80722,5241$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wc,Rd,upp} = 80824,5566$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'assemblage à la compression

$N_{j,Rd} = 156750,0000$ [daN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,08 < 1,00$ **vérifié** (0,08)

Résistance de l'assemblage à la flexion

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Chapitre IX: Calcul des assemblages

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	636	27409,5001	27409,5001	31143,3287	27430,8127	52592,3624	35280,0000	47555,1676
2	556	11746,4291	27013,2311	31143,3287	26567,9612	49637,5878	35280,0000	47555,1676
3	476	10055,5363	27013,2311	31143,3287	26567,9612	49637,5878	35280,0000	47555,1676
4	396	8364,6436	27013,2311	31143,3287	26567,9612	49637,5878	35280,0000	47555,1676
5	316	5519,7215	27013,2311	31143,3287	26567,9612	49637,5878	35280,0000	47555,1676
6	206	–	27013,2311	31143,3287	26567,9612	49637,5878	35280,0000	47555,1676
7	126	–	27013,2311	31143,3287	26567,9612	49637,5878	35280,0000	47555,1676
8	46	–	27883,3091	31143,3287	26567,9612	49637,5878	35280,0000	47555,1676

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 33790,77 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,82 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,82)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$V_{j,Rd} = 199024,2671 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,05 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

Résistance des soudures

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 203,53 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,57)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 195,41 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,54)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2} \quad 101,76 < 259,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,39)$$

Rigidité de l'assemblage

Chapitre IX: Calcul des assemblages

$S_{j,ini} = 11201371,21$ [daN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$S_j = 6373780,43$ [daN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 5640673,99$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 352542,12$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

Composant le plus faible:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

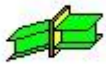
Remarques

Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre 8 [mm] < 9 [mm]

Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 12 [mm] < 15 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio $0,84$

IX-3 Assemblage des deux traverse au niveau de faîtage



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio
0,37

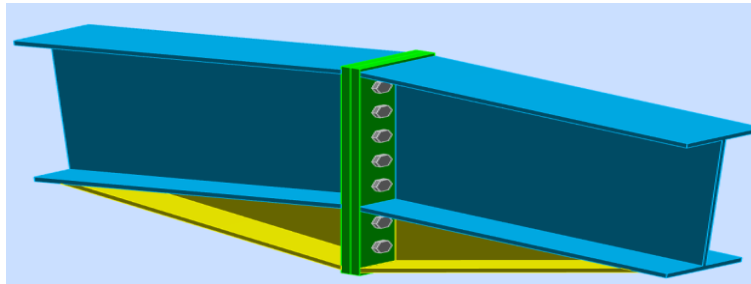


Figure IX-3 : Vue 3D de l'assemblage au niveau de faîtage

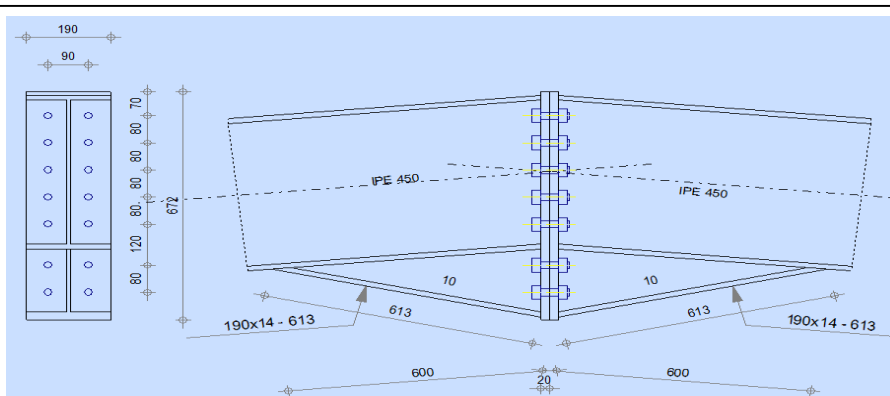


Figure IX-4 : Détail de l'assemblage au niveau de faîtage

Général

Assemblage N°: 32

Nom de l'assemblage : Poutre - poutre

Noeud de la structure: 327

Barres de la structure: 59, 60

Géométrie

Gauche

Poutre

Profilé: IPE 450

Barre N°: 59

$\alpha = -174,3$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 275

$f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance

Droite

Poutre

Profilé: IPE 450

Barre N°: 60

$\alpha = -5,7$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 275

$f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$F_{tRd} = 17640,0000$ [daN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 7$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 70$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 90$ [mm]

Entraxe $p_i = 80; 80; 80; 80; 120; 80$ [mm]

Platine

$h_{pr} = 672$ [mm] Hauteur de la platine

$b_{pr} = 190$ [mm] Largeur de la platine

$t_{pr} = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Chapitre IX: Calcul des assemblages

Matériau: S 235

$f_{ypr} = 235,00$ [MPa] Résistance

Jarret inférieur

$w_{rd} = 190$ [mm] Largeur de la platine

$t_{frd} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile

$h_{rd} = 200$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{wrd} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme

$l_{rd} = 600$ [mm] Longueur de la platine

$\alpha_d = 13,2$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 235

$f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Soudures d'angle

$a_w = 7$ [mm] Soudure âme

$a_r = 11$ [mm] Soudure semelle

$a_{rd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 10: $1.35G+1.5Q+N$ $1*1.35+2*1.50+3*1.00$

$M_{b1,Ed} = -16058,95$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = -0,0216$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -7369,9299$ [daN] Effort axial dans la poutre droite

Chapitre IX: Calcul des assemblages

$M_{b1,Ed} = -16058,95$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

Résultats

Résistances de la poutre

$N_{cb,Rd} = 271755,0000$ [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

$V_{cb,Rd} = 112480,5919$ [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)

$M_{b,pl,Rd} = 46799,23$ [daN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{cb,Rd} = 64463,78$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$F_{c,fb,Rd} = 101085,193$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,wb,Rd,low} = 91437,5000$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'assemblage à la compression

$N_{j,Rd} = 182875,0000$ [daN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,04 < 1,00$ vérifié (0,04)

Résistance de l'assemblage à la flexion

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	573	32635,7966	-	-	32635,7966	52235,4147	35280,0000	65144,0653
2	493	22437,7822	-	-	31987,4866	49637,5878	35280,0000	65144,0653
3	373	16972,5237	-	-	31987,4866	49637,5878	35280,0000	65144,0653
4	293	13329,0181	-	-	31987,4866	49637,5878	35280,0000	65144,0653
5	213	9685,5124	-	-	31987,4866	49637,5878	35280,0000	65144,0653
6	133	6024,5606	-	-	31987,4866	49637,5878	35280,0000	65144,0653

Chapitre IX: Calcul des assemblages

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
7	53	–	–	–	31987,4866	49637,5878	35280,0000	65144,0653

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 42828,57 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,37 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,37)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$V_{j,Rd} = 181277,8865 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Résistance des soudures

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 129,95 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,36)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 124,35 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,35)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 64,97 < 259,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,25)$$

Rigidité de l'assemblage

$$S_{j,ini} = 76137697,30 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 76137697,30 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 5640673,99 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 352542,12 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{RIGIDE}$$

Composant le plus faible:

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 14 [mm] < 15 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,37

IX-4 Assemblage des poutre maitresse –poteau au niveau des pignon de rive

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020</p> <p>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	 <p>Ratio 0,52</p>
--	---	---

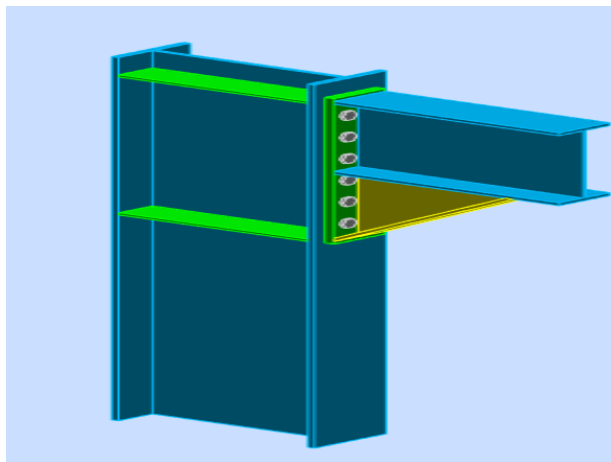
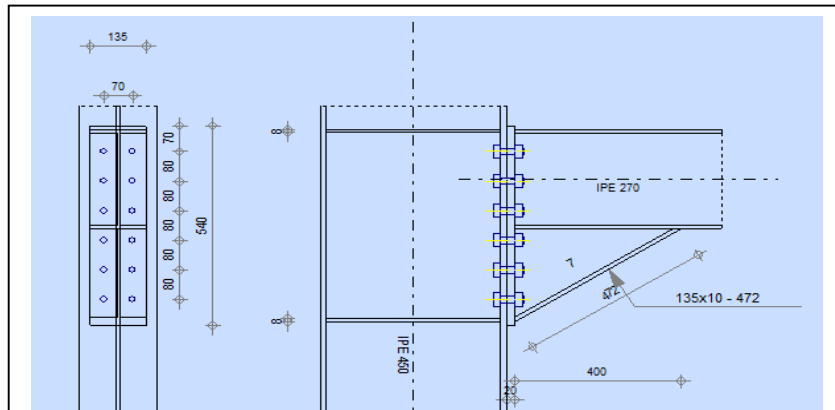


Figure IX-5 : Vue 3D de l'assemblage poteau poutre de rive



Général

Assemblage N°: 55

Nom de l'assemblage : Poutre - poteau

Noeud de la structure: 515

Barres de la structure: 42, 234

Géométrie

Poteau

Profilé: IPE 450

Barre N°: 42

 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 235

 $f_{yc} = 235,00 \text{ [MPa]}$ Résistance

Poutre

Profilé: IPE 270

Barre N°: 234

$\alpha =$ $-0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 275

Chapitre IX: Calcul des assemblages

$f_{yb} = 275,00$ [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

$F_{tRd} = 13824,0000$ [daN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 70$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 70$ [mm]

Entraxe $p_i = 80; 80; 80; 80; 80$ [mm]

Platine

$h_p = 540$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 135$ [mm] Largeur de la platine

$t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: S 235

$f_{yp} = 235,00$ [MPa] Résistance

Jarret inférieur

$w_d = 135$ [mm] Largeur de la platine

$t_{fd} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile

$h_d = 250$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{wd} = 7$ [mm] Epaisseur de l'âme

$l_d = 400$ [mm] Longueur de la platine

$\alpha = 32,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 235

$f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Raidisseur poteau

Supérieur

Chapitre IX: Calcul des assemblages

$h_{su} = 421$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 90$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: S 235

$f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 421$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 90$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: S 235

$f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Soudures d'angle

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme

$a_f = 8$ [mm] Soudure semelle

$a_s = 5$ [mm] Soudure du raidisseur

$a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 10: $1.35G+1.5Q+N$ $1*1.35+2*1.50+3*1.00$

$M_{b1,Ed} = 4560,12$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 3490,7144$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = 15405,0326$ [daN] Effort axial dans la poutre droite

Résultats

Résistances de la poutre

$N_{tb,Rd} = 126362,5000$ [daN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

$V_{cb,Rd} = 61354,3203$ [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,06 < 1,00$ **vérifié** (0,06)

$M_{b,pl,Rd} = 13310,00$ [daN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{cb,Rd} = 32179,81$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$F_{c,fb,Rd} = 63235,8206$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,wb,Rd,low} = 34360,2116$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistances du poteau

$V_{wp,Ed} = 16275,3456$ [daN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$V_{wp,Rd} = 63294,3993$ [daN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,26 < 1,00$ **vérifié** (0,26)

$F_{c,wc,Rd} = 72603,9127$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'assemblage à la traction

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	18444,8809	24265,3511	18444,8809	27381,5542	27203,4641	27648,0000	42799,6509
2	374	15701,1996	25996,9472	18444,8809	26973,4163	26280,7613	27648,0000	42799,6509
3	294	13338,8004	25996,9472	18444,8809	26973,4163	26280,7613	27648,0000	42799,6509
4	214	11555,5953	25996,9472	18444,8809	26973,4163	26280,7613	27648,0000	42799,6509
5	134	8855,1383	25996,9472	18444,8809	26973,4163	26280,7613	27648,0000	42799,6509

Chapitre IX: Calcul des assemblages

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
6	54	7170,2320	24265,3511	18444,8809	27492,2039	27453,6166	27648,0000	42799,6509

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION $N_{j,Rd}$

$$N_{j,Rd} = \sum F_{tj,Rd}$$

$$N_{j,Rd} = 75065,8465 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la traction} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,21 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,21)$$

Résistance de l'assemblage à la flexion

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	18444,8809	24265,3511	18444,8809	27381,5542	27203,4641	27648,0000	42799,6509
2	374	15701,1996	25996,9472	18444,8809	26973,4163	26280,7613	27648,0000	42799,6509
3	294	214,1311	25996,9472	18444,8809	26973,4163	26280,7613	27648,0000	42799,6509
4	214	–	25996,9472	18444,8809	26973,4163	26280,7613	27648,0000	42799,6509
5	134	–	25996,9472	18444,8809	26973,4163	26280,7613	27648,0000	42799,6509
6	54	–	24265,3511	18444,8809	27492,2039	27453,6166	27648,0000	42799,6509

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 14308,69 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,32 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,32)$$

Vérification de l'interaction M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,52 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,52)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$V_{j,Rd} = 125248,2807$ [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement

[Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,03 < 1,00$	vérifié	(0,03)
---------------------------------	---------------	---------	--------

Résistance des soudures

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$49,12 < 360,00$	vérifié	(0,14)
---	------------------	---------	--------

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$47,99 < 360,00$	vérifié	(0,13)
--	------------------	---------	--------

$\sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$24,56 < 259,20$	vérifié	(0,09)
---	------------------	---------	--------

Rigidité de l'assemblage

L'effort axial dans la poutre dépasse 5% de résistance $N_{pl,Rd}$. Conformément au point 6.3.1.(4), la rigidité de l'assemblage ne peut pas être calculée.

Composant le plus faible:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,52

IX-5 Assemblage de la poutre maitresse –poteau-plancher



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio
0,67

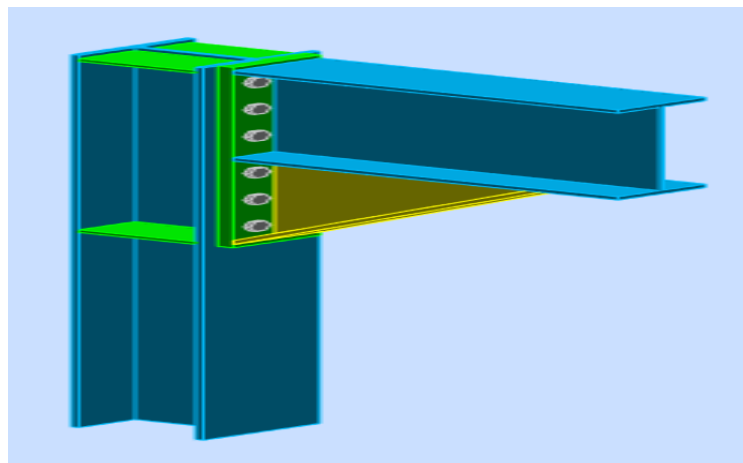


Figure IX-7 : Vue 3D de l'assemblage poutre maitresse –poteau-plancher

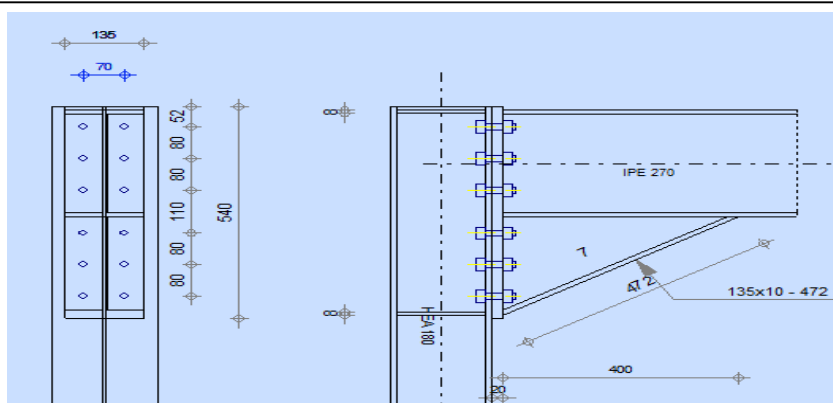


Figure IX-8 : Détail sur l'assemblage poutre maitresse –poteau-plancher

Général

Assemblage N°: 59

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Noeud de la structure: 507

Chapitre IX: Calcul des assemblages

Assemblage N°: 59

Barres de la structure: 222, 231

Géométrie

Poteau

Profilé: HEA 180

Barre N°: 222

$\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 275

$f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance

Poutre

Profilé: IPE 270

Barre N°: 231

$\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 275

$f_{yb} = 275,00$ [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

$F_{tRd} = 11304,0000$ [daN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 52$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 70$ [mm]

Entraxe $p_i = 80; 80; 110; 80; 80$ [mm]

Platine

$h_p = 540$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 135$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: S 235
 $f_{yp} = 235,00$ [MPa] Résistance

Jarret inférieur

$w_d = 135$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 250$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 7$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 400$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 32,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau: S 235
 $f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} = 152$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 87$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau: S 235
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 152$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 87$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau: S 235
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Soudures d'angle

Chapitre IX: Calcul des assemblages

$a_w =$	5	[mm]	Soudure âme
$a_r =$	8	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	5	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{rd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 10: $1.35G + 1.5Q + N$ $1 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.50 + 3 \cdot 1.00$

$M_{b1,Ed} = 2712,74$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 3013,5614$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = 15066,2799$ [daN] Effort axial dans la poutre droite

Résultats

Résistances de la poutre

$N_{tb,Rd} = 126362,5000$ [daN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

$V_{cb,Rd} = 61354,3203$ [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,05 < 1,00$ **vérifié** (0,05)

$M_{b,pl,Rd} = 13310,00$ [daN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{cb,Rd} = 32179,81$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$F_{c,fb,Rd} = 63235,8206$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,wb,Rd,low} = 39558,5862$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Chapitre IX: Calcul des assemblages

$$M_{b,pl,Rd} = 13310,00 \text{ [daN*m Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)]}$$

EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

Résistances du poteau

$$V_{wp,Ed} = 13,2203 \text{ [daN] Panneau d'âme en cisaillement}$$

[5.3.(3)]

$$V_{wp,Rd} = 21377,4316 \text{ [daN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement}$$

[6.2.6.1]

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$F_{c,wc,Rd} = 61466,5968 \text{ [daN] Résistance de l'âme du poteau}$$

[6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'assemblage à la traction

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	472	15594,0805	15594,0805	17825,8782	22608,0000	29699,5548	22608,0000	29568,1674
2	392	8733,1716	15594,0805	17825,8782	22608,0000	26280,7613	22608,0000	29568,1674
3	312	4215,9716	15594,0805	17825,8782	22608,0000	26280,7613	22608,0000	29568,1674
4	202	2234,4647	15594,0805	17825,8782	22608,0000	26280,7613	22608,0000	29568,1674
5	122	1111,4447	15594,0805	17825,8782	22608,0000	26280,7613	22608,0000	29568,1674
6	42	1033,3606	15594,0805	17825,8782	22608,0000	29197,1995	22608,0000	29568,1674

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION N_{j,Rd}

$$N_{j,Rd} = \sum F_{ij,Rd}$$

$$N_{j,Rd} = 32922,4938 \text{ [daN] Résistance de l'assemblage à la traction}$$

[6.2]

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,46 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,46)$$

Résistance de l'assemblage à la flexion

Chapitre IX: Calcul des assemblages

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	472	15594,0805	15594,0805	17825,8782	22608,0000	29699,5548	22608,0000	29568,1674
2	392	8733,1716	15594,0805	17825,8782	22608,0000	26280,7613	22608,0000	29568,1674
3	312	4215,9716	15594,0805	17825,8782	22608,0000	26280,7613	22608,0000	29568,1674
4	202	2234,4647	15594,0805	17825,8782	22608,0000	26280,7613	22608,0000	29568,1674
5	122	1111,4447	15594,0805	17825,8782	22608,0000	26280,7613	22608,0000	29568,1674
6	42	1033,3606	15594,0805	17825,8782	22608,0000	29197,1995	22608,0000	29568,1674

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 12722,50 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,21 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,21)$$

Vérification de l'interaction M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,67 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,67)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$V_{j,Rd} = 96266,2153 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

Résistance des soudures

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2}) \quad 28,74 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2}) \quad 30,14 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2} \quad 14,37 < 259,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

Rigidité de l'assemblage

L'effort axial dans la poutre dépasse 5% de résistance $N_{pl,Rd}$. Conformément au point 6.3.1.(4), la rigidité de l'assemblage ne peut pas être calculée.

Composant le plus faible:

AME DU POTEAU EN TRACTION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,67

IX-6 Encastrement en pieds de poteau



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio
0,68

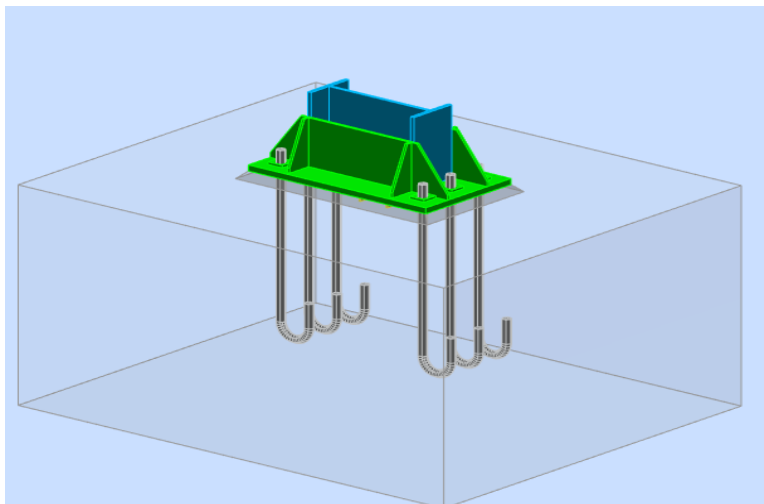


Figure IX-9 : Vue 3D de l'assemblage au niveau du pied de poteau

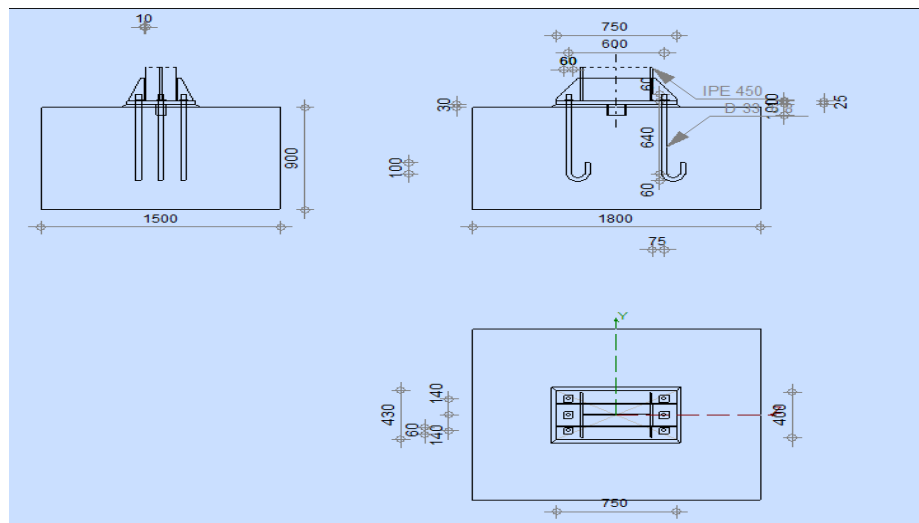


Figure IX-10 : Détail de l'assemblage au niveau du pied de poteau

Général

Assemblage N°: 46

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 346

Barres de la structure: 61

Géométrie

Poteau

Profilé: IPE 450

Barre N°: 61

$L_c = 6,00$ [m] Longueur du poteau

Matériau: S 235

Platine de prescelllement

$l_{pd} = 750$ [mm] Longueur

$b_{pd} = 430$ [mm] Largeur

$t_{pd} = 25$ [mm] Epaisseur

Matériau: S 275

$f_{ypd} = 275,00$ [MPa] Résistance

$f_{upd} = 430,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

Chapitre IX: Calcul des assemblages

$f_{ypd} = 275,00$ [MPa] Résistance

Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.8 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 480,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 600,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 33$ [mm] Diamètre du boulon

$n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 3$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 600$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 140$ [mm]

Bêche

Profilé: IPE 120

$l_w = 100$ [mm] Longueur

Matériau: S 235

$f_{yw} = 235,00$ [MPa] Résistance

Raidisseur

$l_s = 750$ [mm] Longueur

$w_s = 400$ [mm] Largeur

$h_s = 200$ [mm] Hauteur

$t_s = 10$ [mm] Epaisseur

$d_1 = 20$ [mm] Grugeage

$d_2 = 20$ [mm] Grugeage

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

Chapitre IX: Calcul des assemblages

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel

Semelle isolée

$L = 1800$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 1500$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 900$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe C20/25

$f_{ck} = 20,00$ [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

$a_p = 5$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 4$ [mm] Bêche

$a_s = 4$ [mm] Raidisseurs

Efforts

Cas: 10: $1.35G+1.5Q+N$ $1*1.35+2*1.50+3*1.00$

$N_{j,Ed} = -11120,0950$ [daN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = -2,2224$ [daN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = 7380,9674$ [daN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = -17427,43$ [daN*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = -0,32$ [daN*m] Moment fléchissant

Résultats

Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$c = 50$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$f_{jd} = 26,67$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$F_{c,Rd,n} = 642898,7533$ [daN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 188112,4600$ [daN] Résistance du béton à la flexion M_y [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 255557,6923$ [daN] Résistance du béton à la flexion M_z [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$M_{c,Rd,y} = 125731,81$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y} = 503$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,y} = 250041,4716$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$M_{c,Rd,z} = 54470,18$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,z} = 223$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,z} = 243790,0520$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd} = 642898,7533$ [daN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$

$F_{c,Rd,y} = 188112,4600$ [daN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$

$F_{c,Rd,z} = 243790,0520$ [daN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

Zone tendue

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

Chapitre IX: Calcul des assemblages

$F_{t,Rd,s1} = 25483,6800$ [daN] Résistance du boulon à la rupture

[Tableau 3.4]

$$F_{t,Rd,s} = F_{t,Rd,s1}$$

$F_{t,Rd,s} = 25483,6800$ [daN] Résistance du boulon à la rupture

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$F_{t,Rd,p} = 15245,5419$ [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement

EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p})$$

$F_{t,Rd} = 15245,5419$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

$F_{t,pl,Rd,y} = 40687,0142$ [daN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction

[6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = 30491,0838$ [daN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction

[6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$F_{T,Rd,y} = 40687,0142$ [daN] Résistance de la semelle dans la zone tendue

[6.2.8.3]

$$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$$

$F_{T,Rd,z} = 30491,0838$ [daN] Résistance de la semelle dans la zone tendue

[6.2.8.3]

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \text{ (6.24)}$$

$$0,02 < 1,00$$

vérifié

$$(0,02)$$

$M_{j,Rd,y} = 26722,77$ [daN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion

[6.2.8.3]

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \text{ (6.23)}$$

$$0,65 < 1,00$$

vérifié

$$(0,65)$$

Chapitre IX: Calcul des assemblages

$M_{j,Rd,z} = 13,81$ [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) $0,02 < 1,00$ **vérifié** (0,02)

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,67 < 1,00$ **vérifié** (0,67)

Cisaillement

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

$F_{1,vb,Rd,y} = 50678,5714$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z} = 50678,5714$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{2,vb,Rd} = 12152,0825$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$F_{f,Rd} = 3336,0285$ [daN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRÊT AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,y} = 18666,6667$ [daN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

$F_{v,Rd,wg,z} = 10266,6667$ [daN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 94915,1902$ [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)

$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$

Chapitre IX: Calcul des assemblages

$V_{j,Rd,z} = 86515,1902$ [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,09 < 1,00$ **vérifié** (0,09)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,09 < 1,00$ **vérifié** (0,09)

Contrôle des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_d = 7,06$ [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 71,31$ [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 66,34$ [MPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 115,11$ [MPa] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,42 < 1,00$ **vérifié** (0,42)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_d = 0,95$ [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 25,02$ [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 33,07$ [MPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 57,28$ [MPa] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,21 < 1,00$ **vérifié** (0,21)

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} = 32,04$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 32,04$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{yII} = -0,00$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

$\tau_{zII} = 4,55$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,80$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) $0,12 < 1,00$ **vérifié** (0,12)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1) $0,18 < 1,00$ **vérifié** (0,18)

Chapitre IX: Calcul des assemblages

$\sigma_{\perp} = 32,04$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_W \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,17 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,17)$$

Soudures verticales des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} = 0,00$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 0,00$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 140,91$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 0,00$ [MPa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0,80$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,68 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,68)$$

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} = 48,23$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 48,23$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 41,33$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 120,12$ [MPa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0,80$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,33 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,33)$$

Soudures horizontales des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} = 78,18$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 78,18$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 107,09$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 242,59$ [MPa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0,80$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

Chapitre IX: Calcul des assemblages

$\sigma_{\perp} = 78,18$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,56 < 1,00$ vérifié $(0,56)$

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} = 61,53$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 61,53$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 59,27$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 160,26$ [MPa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0,80$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,37 < 1,00$ vérifié $(0,37)$

Rigidité de l'assemblage

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$k_{13,y} = 20$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$k_{15,y} = 7$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$k_{16,y} = 3$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,y} = 0,35$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y} = 14328356,61$ [daN*m] Rigidité en rotation initiale [Tableau 6.12]

$S_{j,rig,y} = 35430045,00$ [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 $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = 35$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$k_{15,z} = 27$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$k_{16,z} = 3$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,z} = 1,55$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,z} = 18181380,18$ [daN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$S_{j,rig,z} = 1759653,00$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

Composant le plus faible:

RAIDISSEUR - SOUDURES VERTICALES

Remarques

Rayon de courbure de l'ancrage trop faible.

60 [mm] < 99 [mm]

Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court.

100 [mm] < 165 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,68

CHAPITRE X :

DIMENSIONNEMENT

DES FONDATIONS

X-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.

X-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)

X-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** »

X-3-1 Etude de ssemelle isolées:

Le pré dimensionnement est donné par le logiciel robot :

$$A = 1\text{m}$$

$$B = 1\text{m}$$

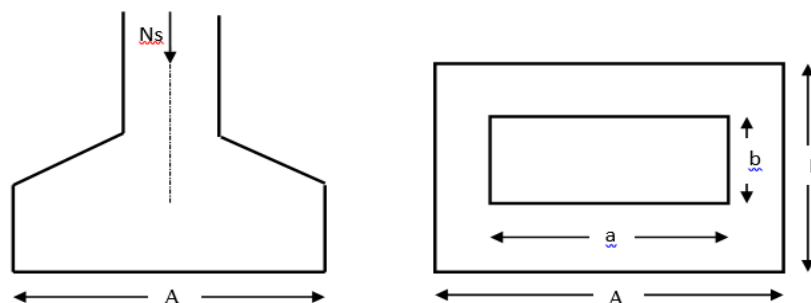


Figure X-1 : Dimension de la fondation

Chapitre X : Dimensionnement des 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 : $b = a = 0.45\text{m}$

$$\frac{1 - 0.45}{4} = 0.1375 \leq d \leq 1 - 0.45 = 0.55$$

$$0.1375 \leq d \leq 0.55$$

On prend **d=25cm**

Donc : **h = d + 5cm = 25 + 5 = 30 cm**

- **Détermination du poids de l'amorce poteau:**

$$P_{\text{amorce-poteau}} = a \times b \times H \times \rho$$

$$P_{\text{amorce-poteau}} = 0,45 \times 0,45 \times 0,30 \times 2500 = 151.875 \text{ Kg}$$

$$P_{\text{amorce-poteau}} = 1,51875 \text{ KN}$$

- **Détermination du poids de la semelle:**

$$P_{\text{semelle}} = A \times B \times H \times \rho$$

$$P_{\text{semelle}} = 1 \times 1 \times 0,30 \times 2500 = 750 \text{ KG}$$

$$P_{\text{semelle}} = 7.50 \text{ KN}$$

X-3-2 Vérification des contraintes à L'ELS

La répartition des contraintes sous la fondation ne doit pas provoquer de traction dans le sol. Le diagramme 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 :

$$e_0 \leq \frac{B}{6}$$

$$e_0 = 0 \leq \frac{B}{6} = \frac{1}{6} = 0.16 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

→ Il n'existe aucune traction dans le sol.

$$\text{On à : } N = N_{sd} + P_{\text{semelle}} = 250.0186 + 7.5 = 257.82 \text{ KN}$$

Avec : $N_{sd} = 250.0186 \text{ KN}$ (à L'ELS)

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left[1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right]$$

$$\sigma_{\max} = \frac{257.82}{1 \times 1} \left[1 + \frac{6 \times 0}{1} \right] = 257.82 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 257.82 \text{ KN/m}^2 > \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

Dans ce cas on augmente la section de la semelle

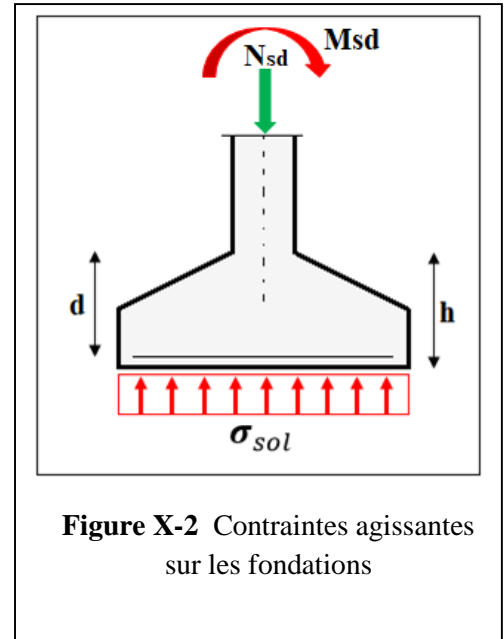


Figure X-2 Contraintes agissantes sur les fondations

→ $A=B= 1,2m$

$$\sigma_{\max} = \frac{257.82}{1.2 \times 1.2} \left[1 + \frac{6 \times 0}{1.2} \right] = 179.042 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_{\max} = 179.042 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Conclusion

On conclut que les contraintes dans le sol sont vérifiées à l'état limite de service

X-3-3 Vérification des contraintes à L'ELU:

$$e_0 \leq \frac{B}{6}$$

$$e_0 = 0 \leq \frac{B}{6} = \frac{1}{6} = 0.16 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

→ Il n'existe aucune traction dans le sol.

$$N_{\text{on}} = N = N_{\text{sd}} + 1.35 P_{\text{semelle}} = 3 \times 12.242 + 1.35 \times 7.5 = 322.4 \text{ KN}$$

Avec : $N_u = 312.242 \text{ KN}$ (à L'ELU)

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left[1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right]$$

$$\sigma_{\max} = \frac{322.4}{1.2 \times 1.2} \left[1 + \frac{6 \times 0}{1.2} \right] = 223.88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_{\max} = 223.88 \text{ KN/m}^2 < 1.5 \times \sigma_{\text{sol}} = 300 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Conclusion

On conclut que les contraintes dans le sol sont vérifiées à l'état limite ultime

X-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)

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \approx 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{322.4 \times (1.2 - 0.45)}{8 \times (0.30 - 0.05) \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

Chapitre X : Dimensionnement des fondations

Nous allons opter pour un ferrailage de **5HA12 (5.65cm²)** → **Armature longitudinale**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Armatures de répartition}$$

X-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 = 312.242 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)

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{312.242}{12} = 26.86 \text{ KN}$$

$F = 26.02 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN}$condition vérifiée

X-5-1 Pré-dimensionnement de la longrine selon l'RPA99 version 2003

➤ $h \geq 30 \text{ cm}$

➤ $b \geq 20 \text{ cm}$

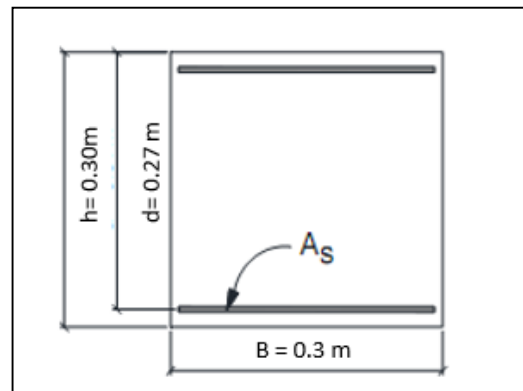
➤ $\frac{h}{b} < 4$

On opte pour :

$h = 30 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$

➔ $\frac{h}{b} = 1 < 4$condition vérifiée



X-5-2 Calcul du ferrailage

• A'ELU

$$\frac{N_u}{\alpha} = \frac{312.242}{12} = 26.02 \text{ KN}$$

• A'ELS

$$\frac{N_{sd}}{\alpha} = \frac{250.0186}{12} = 20.83 \text{ KN}$$

➔ $F = \max (26.02 \text{ KN}; 20.83 \text{ KN}; 20 \text{ KN}) = 26.02 \text{ KN} \rightarrow F = 26.02 \text{ KN}$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{260.2}{348} = 0.75 \text{ cm}^2$$

l'RPA99 version 2003 exige une section minimale :

Selon le **RPA 99 version 2003**, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 25 cm × 30 cm.

$$A_{min} = 0.6\% B = 0.6\% (25 \times 30) = 4.5 \text{ cm}^2$$

Chapitre X : Dimensionnement des fondations

On prend $A_{st} = 6,15 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA}\emptyset 14$

- **Vérification de condition de non-fragilité**

La condition est la suivante :

$$A_{st} \leq 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{c28}}{F_e}$$

$$A_{st} = 6,15 \text{ cm}^2 \leq 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{25}{400} = 11.64 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

X-5-2 Calcul d'armatures transversales

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{B}{10}; \varphi_{\min}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; \frac{300}{10}; 10\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(8.57; 30; 10)$$

\rightarrow On opte pour $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

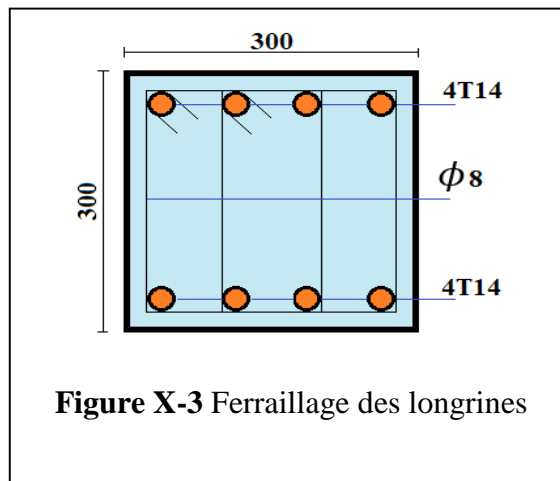
X-5-3 Calcul d'espacement des cadres

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 $s_t = 10 \text{ cm}$



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.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUE

Références bibliographique

- 1.** Calcul des Eléments de construction Métallique de Lahlou DAHMANI. Selon l'Eurocode3, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2012.
- 2.** Ministre de l'habitat « Règlement neige et vent (version 2013) », D.T.R .C2-47 CNERIB 2014.
- 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'exploitations » 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

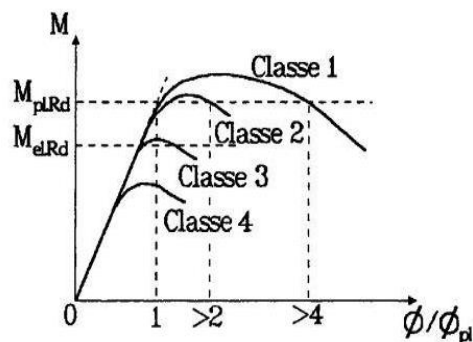
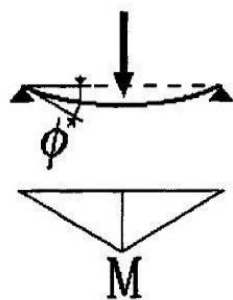
ANNEXE 02

Principe de classification des sections (cas de la flexion simple)

(1) Quatre classes de sections transversales sont définies:

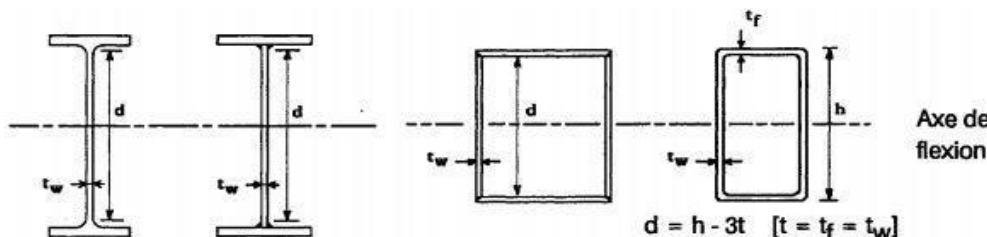
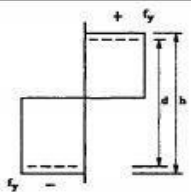
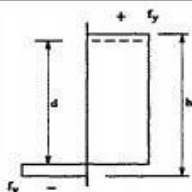
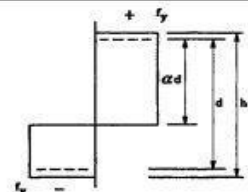
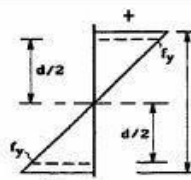
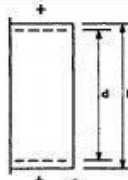
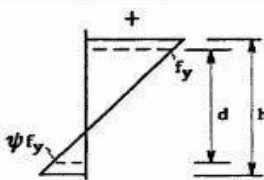
- Classe 1 - Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
- Classe 2 - Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.
- Classe 3 - Sections transversales 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

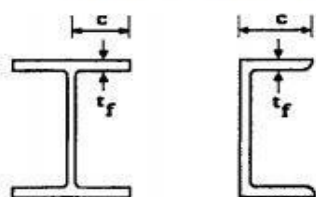
Rapports largeur maximaux pour parois comprimées

Tableau 5.3.1 (Feuille 1)		Rapports largeur maximaux pour parois comprimées			
(a) <u>Ames</u> : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)					
<div></div>					
Classe	Ame fléchie	Ame comprimée	Ame en flexion composée		
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	$d/t_w \leq 72 \varepsilon$	$d/t_w \leq 33 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \varepsilon / \alpha$		
2	$d/t_w \leq 83 \varepsilon$	$d/t_w \leq 38 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \varepsilon / \alpha$		
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	$d/t_w \leq 124 \varepsilon$	$d/t_w \leq 42 \varepsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \varepsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \varepsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$		
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	235	275	355	
	ε	1	0,92	0,81	

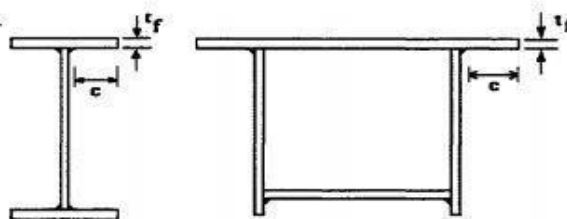
ANNEXE04

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

(b) Parois semelles en console :



Sections laminées

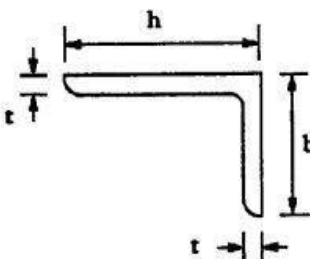
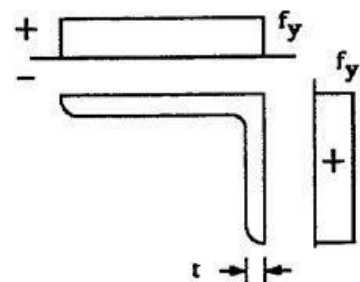
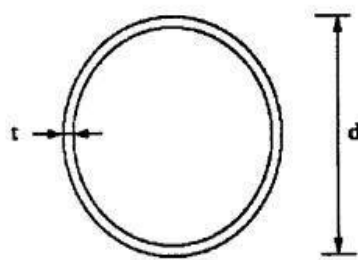


Sections soudées

Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées soudées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$ $c/t_f \leq 9 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	laminées soudées	$c/t_f \leq 11 \varepsilon$ $c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées soudées	$c/t_f \leq 15 \varepsilon$ $c/t_f \leq 14 \varepsilon$	$c/t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ $c/t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ Pour k_σ voir tableau 5.3.3		
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$		$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	235	275	355
		ε	1	0,92	0,81

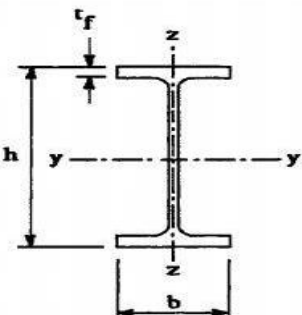
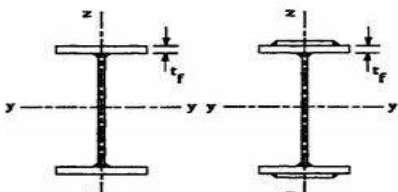
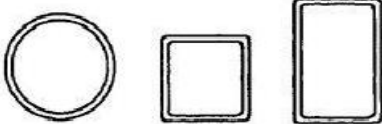
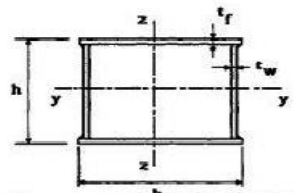
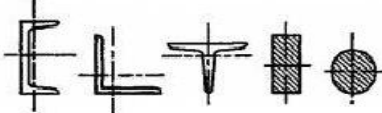
ANNEXE05

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

d) <u>Cornières</u>				(Ne s'applique pas aux cornières en contact continu avec d'autres composants)	
Se référer aussi à (c) "Parois de semelles en console" (voir feuille 3)					
Classe	Section comprimée				
Distribution de contraintes dans la section (compression positive)					
(e) <u>Sections tubulaires</u>					
Classe	Section fléchie et/ou comprimée				
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$				
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$				
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$				
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355	
	ϵ	1	0,92	0,81	
	ϵ^2	1	0,85	0,66	

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 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	a b b c
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud formées à froid - en utilisant $f_{yb}^*)$ formées à froid - en utilisant $f_{ya}^*)$	quel qu'il soit quel qu'il soit quel qu'il soit	a b c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous) Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	quel qu'il soit $y - y$ $z - z$	b c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

ANNEXE07

Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe a

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

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

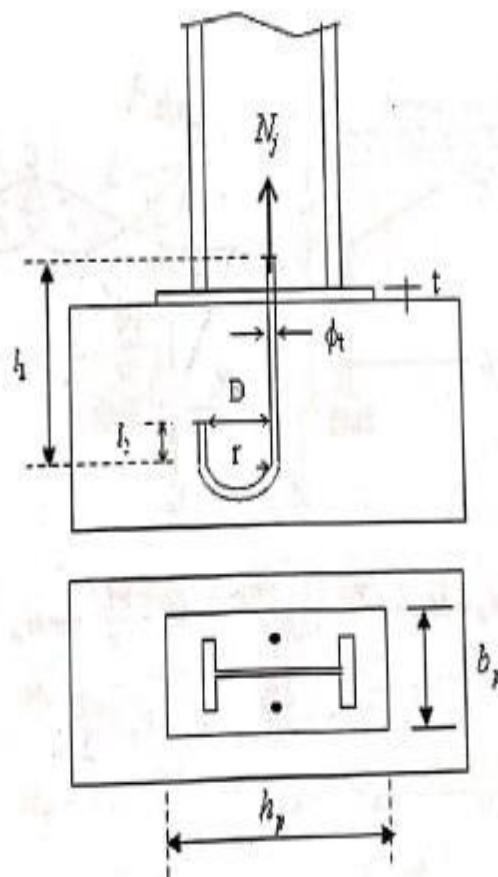
Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	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_f	D	l_1	l_2	l_f	N_j^{\max}
16	40	280	25	120	2170
20	50	280	32	120	3040
20	50	480	32	120	4420
24	70	500	40	160	6070
30	90	500	50	160	8580
33	100	700	55	160	12260

l_f : longueur filetée.



Poteau articulé

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

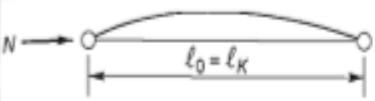
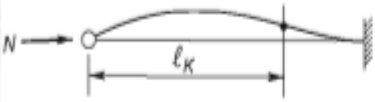
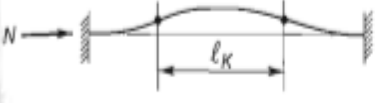
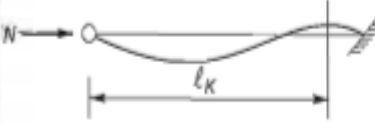



Boulons	Valeurs usuelles (mm)			Valeurs minimales (mm)		
	P_1, P_2	e_1	e_2	P_1, P_2	e_1	e_2
M 12	40	25	20	35	20	15
M 16	50	35	25	40	25	20
M 20	60	40	30	45	30	25
M 24	70	50	40	55	35	30
M 27	80	55	45	65	40	35

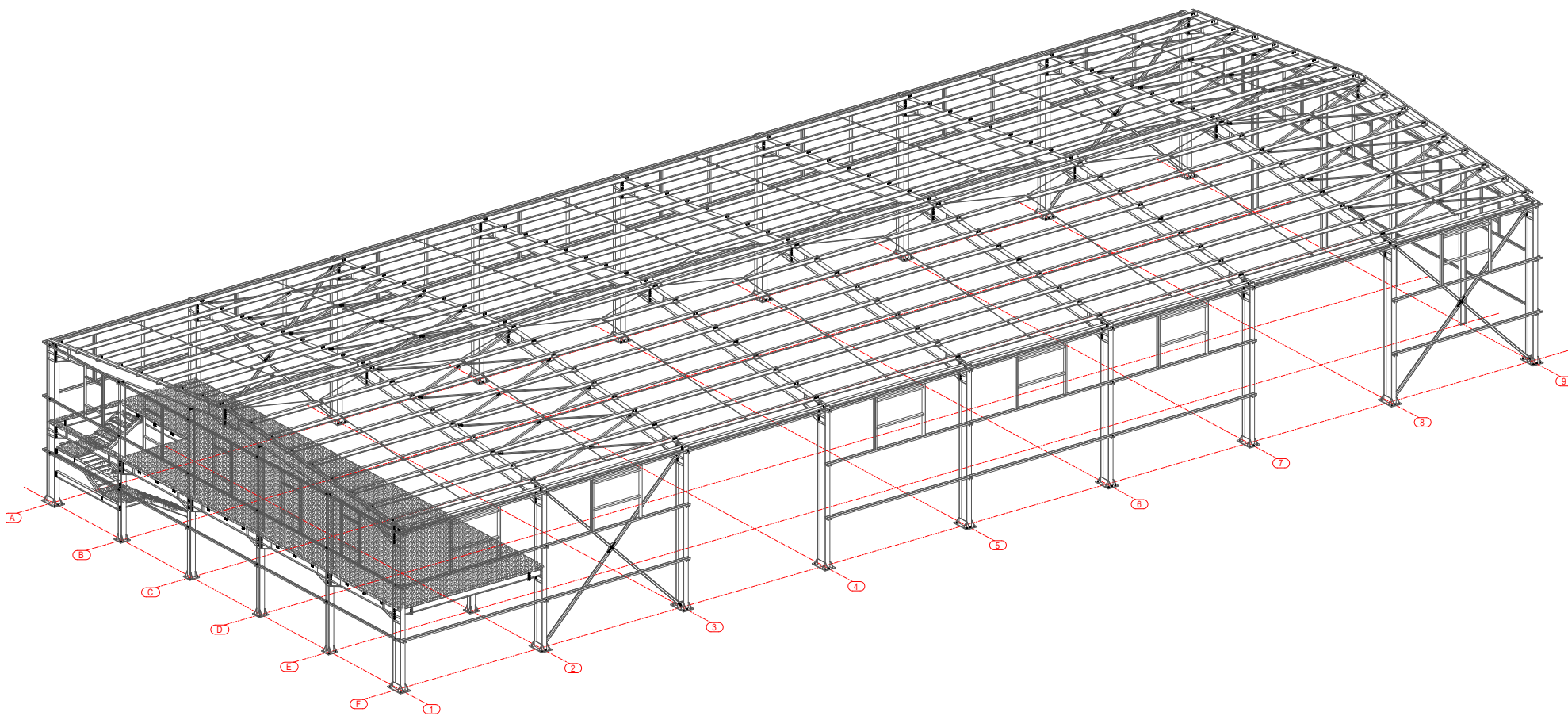
Tableau : entraxe des boulons et pincés

Diamètre nominal d_b (mm)	Aire nominale A (mm ²)	Aire résistante A_s (mm ²)
14	154	115
16	201	157
18	254	192
22	314	245
22	380	303
24	452	353

ANNEXE12

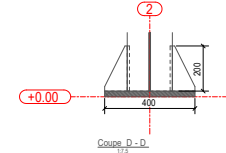
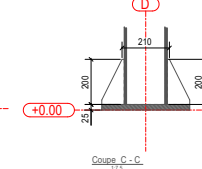
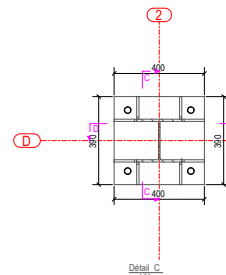
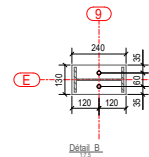
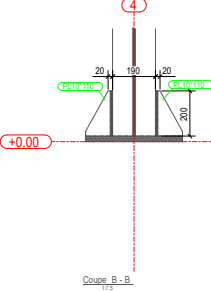
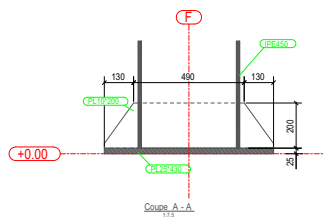
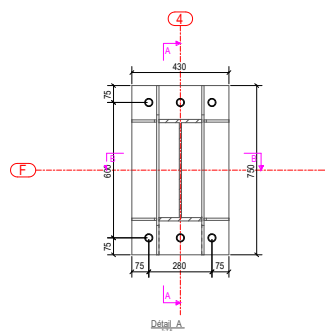
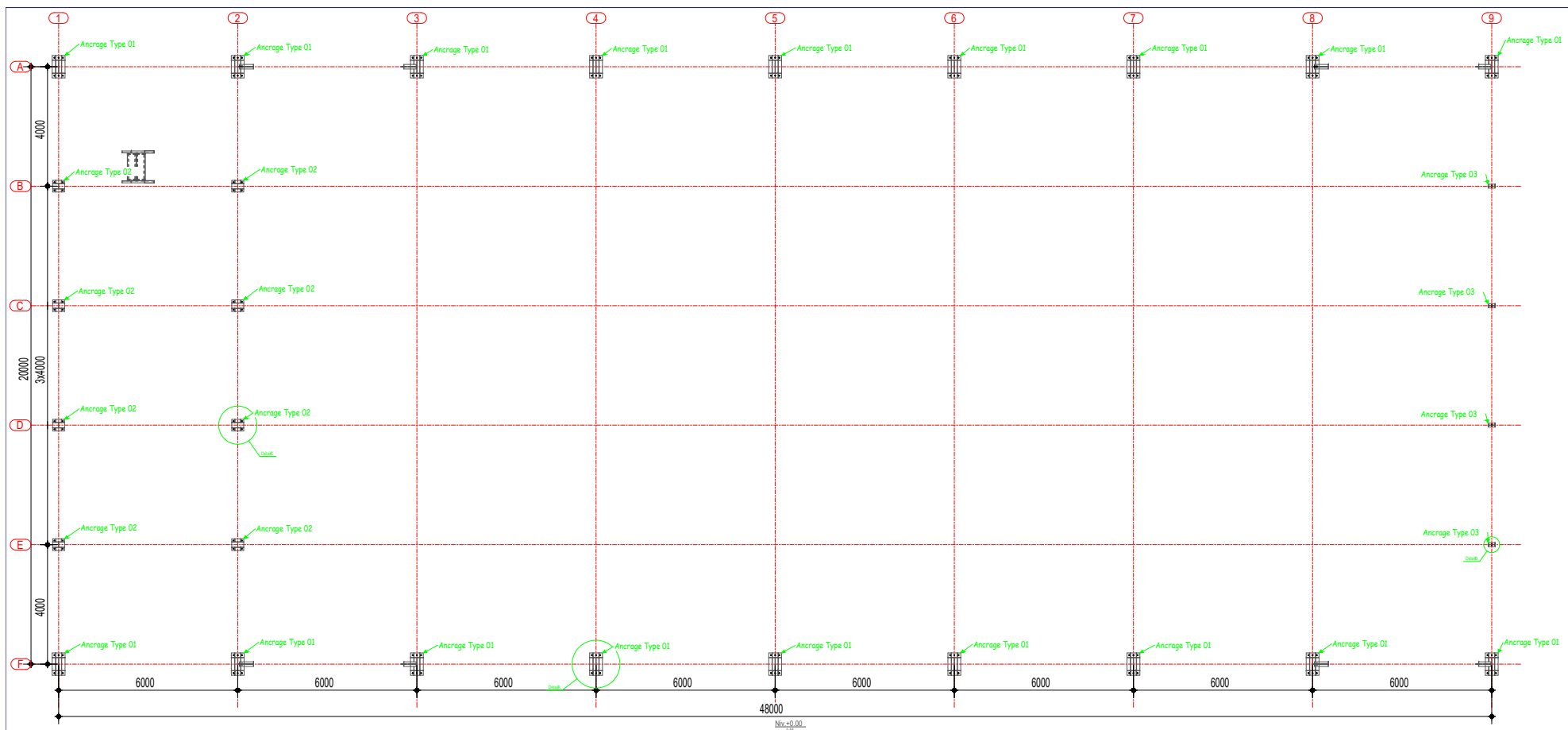
Valeur de longueur de flambement en fonction de longueur d'appuis

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
	$m < \frac{1}{4}$	$> 2 \ell_0$

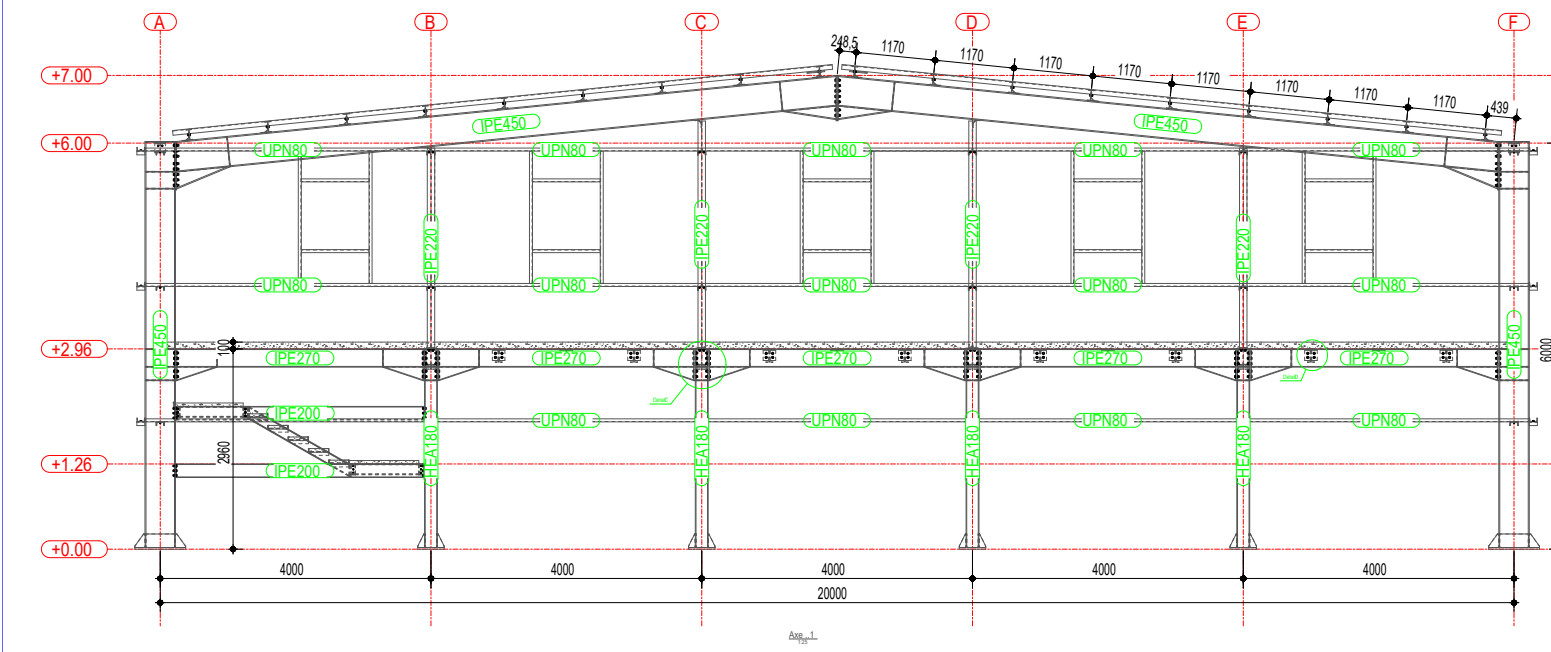
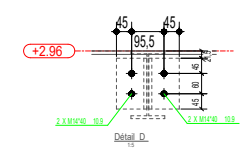
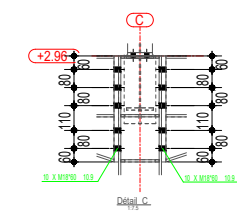
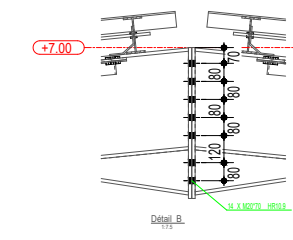
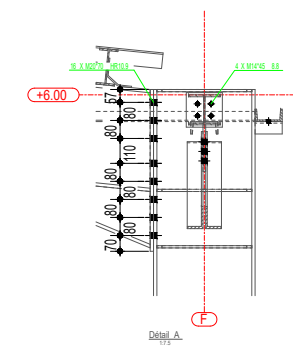
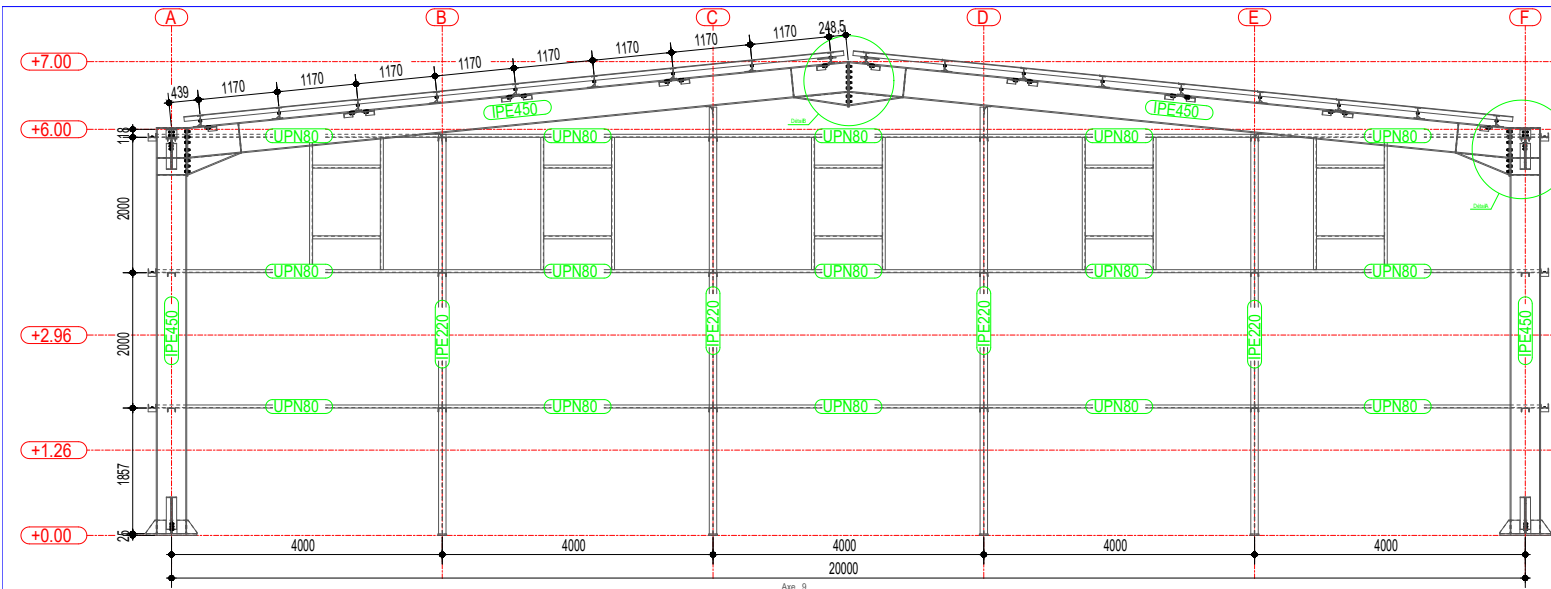


Implémentation

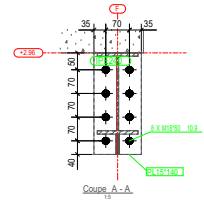
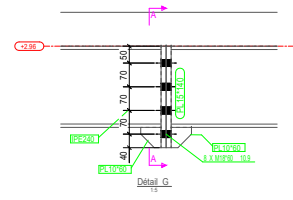
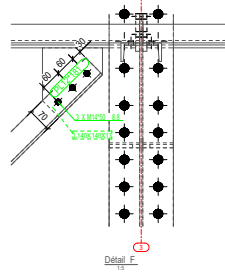
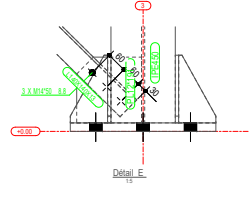
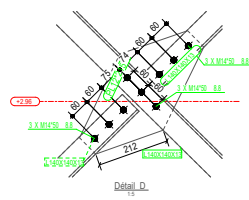
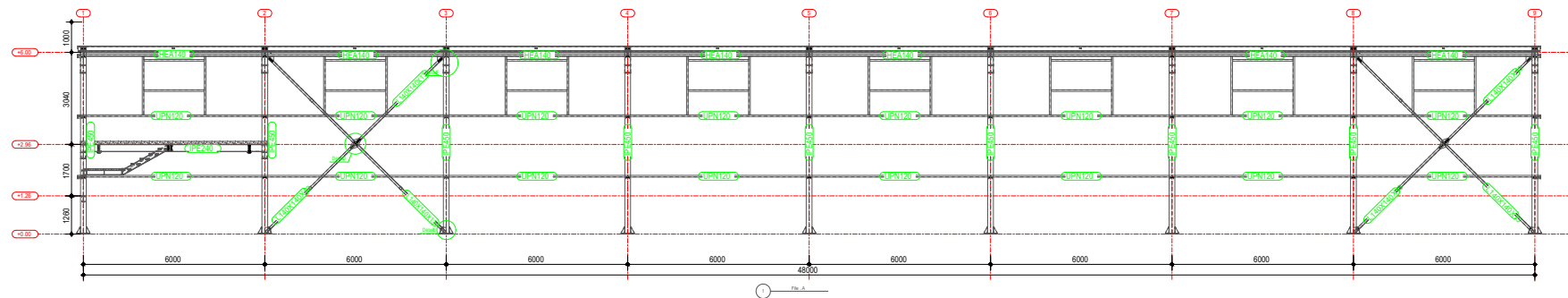
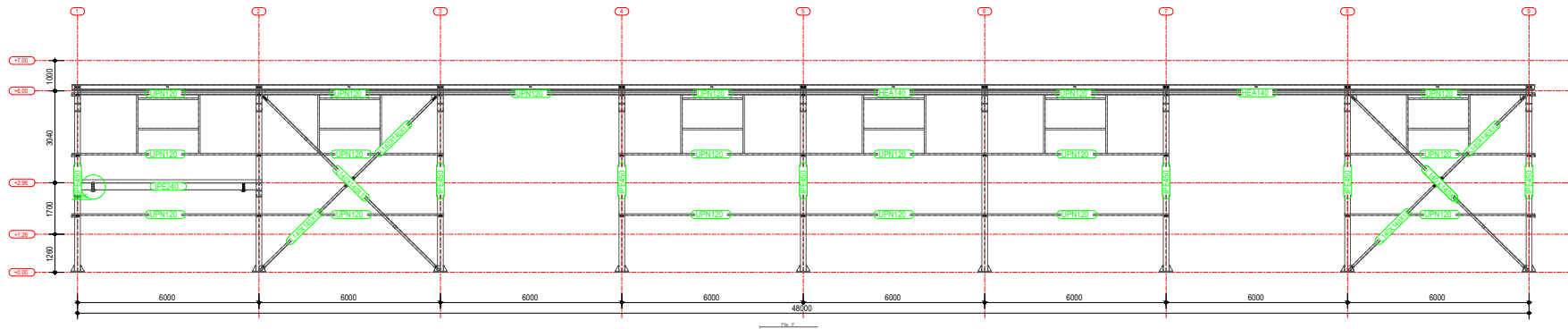
Index	Description	Date de révision
	<div> <div>POWERED BY</div> <div>  TEKLA A TRIMBLE COMPANY www.tekla.com </div> </div>	Numéro d'affaire: 1 Nom d'affaire: Mémoire Fin D'étude
Numéro de plan: [6] Index:	Destinataire: Belkacemi Rafik & Seddi Ahmed Date: 05.12.2021	Echelle: 1:45 Format: A0+
---Perspective---		
<div> <div> TEKLA s.a.r.l <small> 02 Chemin d'acier 58010 ENNETEN 58010 ENNETEN Tél: 03 25 85 85 11 Fax: 03 25 85 85 12 </small> </div> <div> <small> 05 rue du Centre 58010 ENNETEN Tél: 03 25 85 85 11 Fax: 03 25 85 85 12 </small> </div> </div> <div>support@tekostructures@fr.tekla.com</div>		



—Plan d'implantation—				
Client	Mémoire P.M. D'usage	Date	18.11.2023	Format
Niveau d'usage	1	Échelle	1:7.5	1:45
Revisé par	Revisé par	Revisé par	Revisé par	Revisé par
Revisé par	Revisé par	Revisé par	Revisé par	Revisé par



—Plan Pignon —			
Projet	Mémoire Pn D'usage	Date	18.11.2023
Niveau d'usage		Échelle	1:5 1:7.5
Version		Version	
Niveau de plan	1/0		



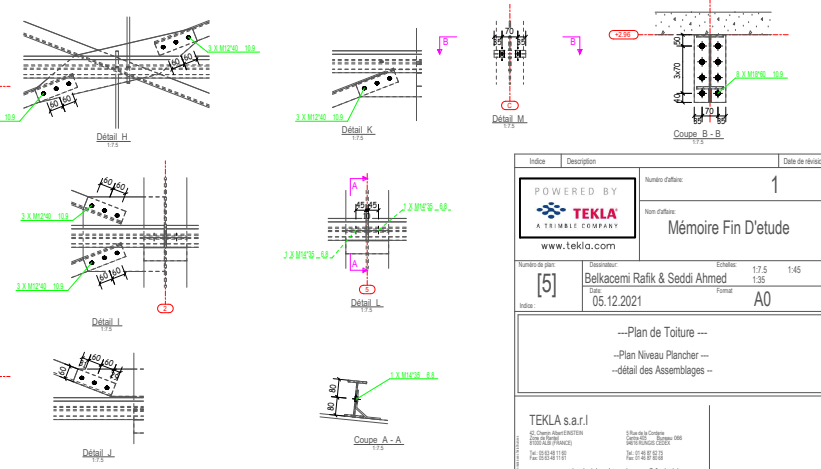
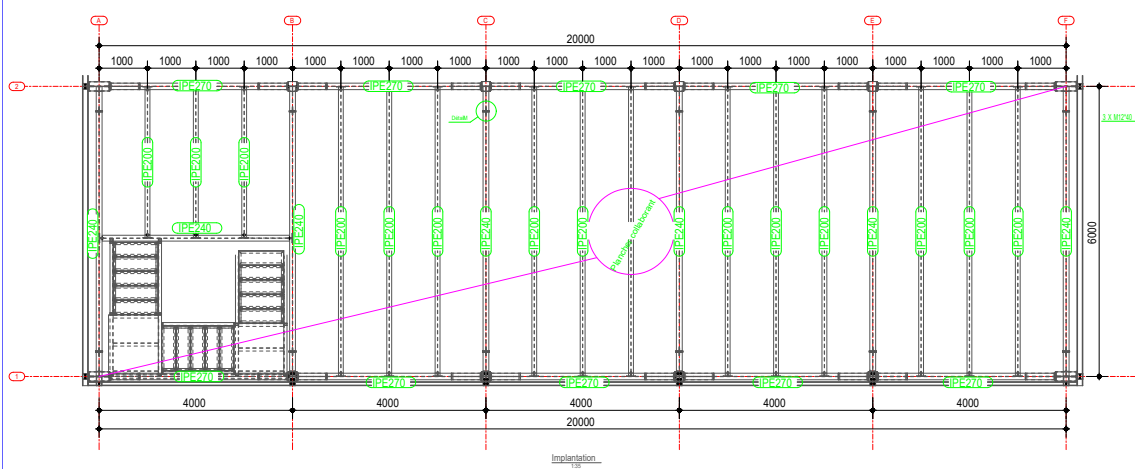
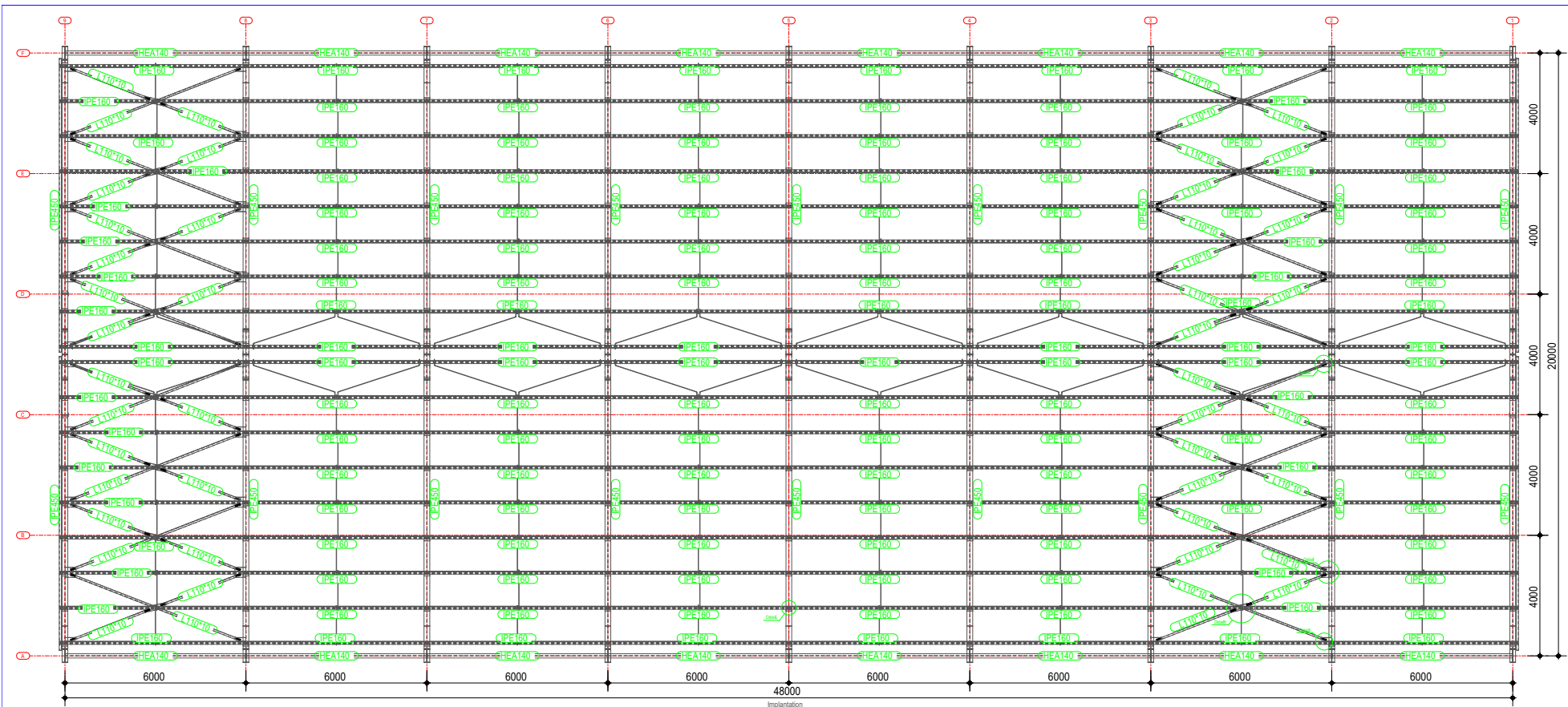
Index	Description	Date de révision
1	1	

POWERED BY
TEKLA
 A TRIMBLE COMPANY
www.tekla.com

Numéro de plan: [4]
 Dessinateur: Belkacemi Rafik & Seddi A hmed
 Date: 21.11.2021
 Echelle: 1:5
 Format: A0

---Plan Long-Pan---
 ---détail des Assemblages ---

TEKLA s.a.r.l.
 11, Avenue de l'Industrie
 13000 Marseille
 France
 support@teklstructures.fr



Index	Description	Nombre d'index	Date de révision
1	POWERED BY TEKLA A TRIMBLE COMPANY www.tekla.com	1	
Non-contraint		Mémorial Fin d'Etude	
Nombre de plan	Projeteur	Echelle	
[5]	Belkacemi Rafik & Seddi Ahmed	1:75	1:40
Date	05.12.2021	Format	A0
---Plan de Toiture --- ---Plan Niveau Plancher --- ---détail des Assemblages ---			
TEKLA s.a.r.l. 22 Avenue des Entrepreneurs 91000 Evry-Courcouronnes Tél: 01 69 10 00 00 support@teklstructures.fr		22 Avenue des Entrepreneurs 91000 Evry-Courcouronnes Tél: 01 69 10 00 00 support@teklstructures.fr	