

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique



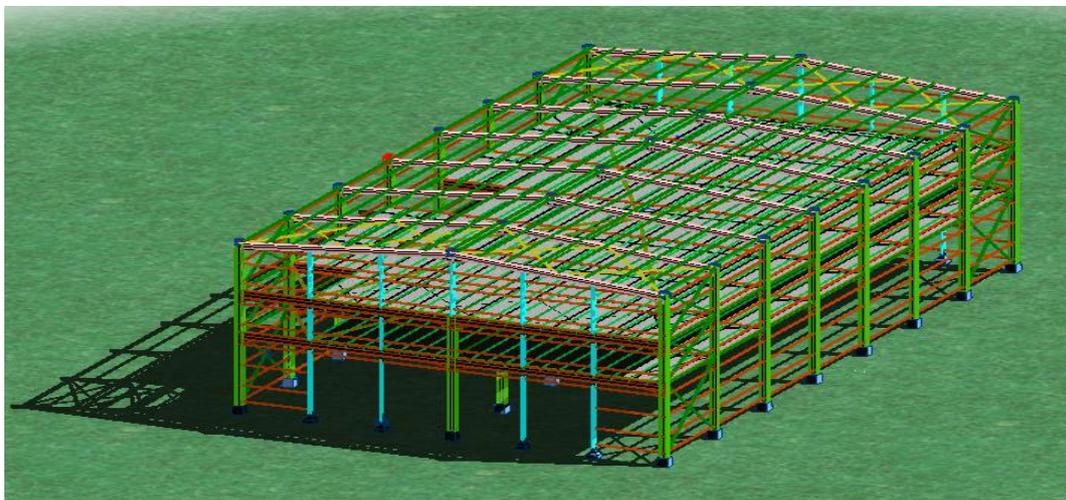
Université A. MIRA, - Bejaïa –
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En vue de l'obtention du diplôme de Master II
Option : Construction métallique*

THÈME

ETUDE D'UN BATIMENT INDUSTRIEL(R+2)



Réalisé par :

**OUNZAB Tarik
BENAMAR Mehidine**

Encadré par :

M^m. OUARI .N

**Promotion
2014-2015**



Remerciements

Nous remercions DIEU qui nous a donné la force et la patience pour terminer ce travail.

Nous exprimons nos sincères remerciements :

A nos parents pour leur contribution pour chaque travail que nous avons effectué.

A notre promotrice OUARTI-N pour son aide.

A l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil et spécialement ceux de la Construction métallique.

Sans oublier ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail et ceux qui ont fait l'honneur de jurer ce mémoire.



Dédicaces



Je dédie ce modeste travail

♠ *A mes très chers parents au nom de reconnaissance envers tous ce qu'ils ont pu m'offrir, et qui souhaitent me voir réussir dans mes études*

♠ *A mes frères et sœurs qui n'ont jamais cessés de m'encourager dans la poursuite de mes études en m'apportant soutien moral, et financier*

♠ *A toute ma famille, petits et grands.*

♠ *A tous mes amis(es) ; Abbas, Halim, Samir, Tahar, Lounis, et toute la spécialité CM... et a toutes les personnes que je porte dans mon cœur et qui ont, sans le savoir, participés de manière considérable à ma réussite,*

♠ *A ceux que ma plume a oubliés....*

TARIK-O





Dédicaces

Je dédie ce travail

À ma très chère épouse Lynda, qui ma soutenue tout au long de mes études.

À ma très chère belle-famille : «BENAMAR»

À mes chers parents, ma chère sœur et belles-sœurs et à mes chers frères

À tous mes cousins et cousines.

À la mémoire de mes grands-parents, que Dieu ait leurs âmes et les accueille dans son vaste paradis.

À tous mes ami(e)s : djef, sofiane, hakim, yanis, moh^d, ahcen, lounis, louhab, loures, houas, ghilas et à mon collègue tarik.

À toute la promotion construction métallique 2015

En fin à toute personne qui m'est chère au cœur et qui m'a aidé de près ou de loin.

B. Mahidinelynda



Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	1
-----------------------------	---

Chapitre I : Généralités.

I.1 Introduction.....	2
I.2 Situation du projet.....	2
I.3 Caractéristiques.....	3
I.4 Etude de sol.....	3
I.5 Ossature et stabilité de la structure	3
I.7 Toiture.....	4
I.8 L'escalier	4
I.9 Conception du système de fondation.....	4
I.10 Matériaux utilisé.....	5

Chapitre II : Etude climatique.

I-1 Introduction	10
II-2 Etude au Vent	10
II.2.1 Introduction.....	10
II.2.2 Principes de calcul	10
II.2.3 Présentation Générale	10
II.2.4 Coefficient de calcul	12
II.2.5 Détermination du Coefficient Dynamique.....	12
II.2.6 Détermination de la pression dynamique q_{dyn}	13
II.2.7 Valeurs des pressions dynamiques q_{dyn}	14
II.2.8 Détermination de la pression statique due au vent	15
II-3 Force de frottement.....	30
II.3.1 Action d'ensemble	30
II.3.2 Direction du vent V1 (Vent \perp Lang-pan).....	31

II.3.3 Direction du vent V2 (Vent \perp pignon)	31
II-4 Action de la neige	36
II.4.1 Calcul de la charge de neige sur le sol.....	36
II.4.2 Neige sur la toiture.....	37

Chapitre III : Pré dimensionnement des Eléments.

III.1 Etude des pannes	38
III.1.1 Définition	38
III.1.2 Détermination des charges et surcharges	38
III.1.2.1 Les charges permanentes	38
III.1.2.2 Surcharge d'entretien P.....	39
III.1.2.3 Surcharge climatique due au vent	40
III.1.2.4 Surcharge climatique de la neige.....	40
III.1.3 Etude de la panne	40
III.1.3.1 Combinaisons de charge les plus défavorables	40
III.1.3.2 Décomposition de charges	40
III.1.3.3 Combinaisons d'actions	41
III.1.3.4 Prés dimensionnement	42
III.1.3.5 Dimensionnement des pannes	43
III.2 Calcul des liernes	49
III.2.1 Introduction	49
III.2.2 Calcul des réactions.....	51
III.3 Calcul de l'échantignolle	52
III.3.1 Introduction	52
III.3.2 Dimensionnement de l'échantignolle	53
III.3.3 Détermination des sollicitations	54
III.3.3.1 Calcul des réactions	54
III.3.3.2 Moment de renversement	55
III.3.3.1 Epaisseur de l'échantignolle	56

Chapitre IV : Étude des éléments secondaires.

IV.1 Calcul des lisses de bardage	57
IV.1.1 Introduction	57
IV.1.2 Calcul des charges et surcharges revenants à la lisse la plus chargée	57

IV.1.3 Calcul des moments	58
IV.1.4 Dimensionnement de la lisse à la condition de la flèche	58
IV.1.5 Vérification a la flèche avec les charges non pondérées	59
IV.1.6 Détermination de la section du lierne.....	60
IV.2 Calcul des potelets	62
IV.2.1 Introduction	62
IV.2.2 Calcul des charges et surcharge revenants au potelet le plus charge	63
IV.2.2.1 charges permanentes G :(verticale concentrée)	63
IV.2.2.2 Surcharge climatique W.....	63
IV.2.3 Le pré dimensionnement du potelet	64
IV.2.3.1 Vérification de la stabilité au flambement flexion sous N et M à l'ELU	64
IV.2.3.2 Vérification de la stabilité au déversement sous N_{csd} et de M_{sdy} à l'ELU	66
.....	66
IV.3 Etude des escaliers	69
IV.3.1 Définitions	70
IV.3.2 Choix des dimensions	71
IV.3.3 : Pré dimensionnement de l'escalier de RDC.....	71
IV.3.4 Évaluation des charges	72
IV.3.5 Pré dimensionnement de la Cornière	73
IV.3.5.1 Combinaison de charge.....	73
IV.3.5.2 Condition de flèche	73
IV.3.5.3 Vérification en tenant compte du poids du profilé	74
IV.3.6 Pré dimensionnement du limon.....	75
IV.3.6.1 Evaluation de charges	75
IV.3.6.2 Condition de flèche	76
IV.3.6.3 Vérification en tenant compte du poids du profilé	77
IV.3.7 Etude de la poutre palière.....	79
IV.3.7.1 Evaluation de charges	79
IV.3.7.2 Condition de flèche.....	79

IV.3.7.3 Vérification en tenant compte le poids du profilé.....	79
IV.3.8 Pré dimensionnement de la console	80
IV.3.8.1 Evaluation de charges	80
IV.3.8.2 Condition de flèche	81
IV.3.8.3 Vérification en tenant compte du poids du profilé	81
<u>Chapitre V</u> : Etude du plancher mixte.	
V Calcul de plancher mixte	83
V.1 Introduction	83
V.2 Disposition des poutrelles	83
V.3 Caractéristique des éléments constructifs	84
V.3.1 L'acier	84
V.3.2 Le béton	84
V. 4 Méthode de calcul	85
V.4.1 Phase de construction	85
V4.2 Phase finale	85
V.5 Vérification des solives au stade de montage	85
V.5.1 Evaluation des charges	85
V.5.1.1 Les charges permanentes	85
V.5.1.2 Les charges variables	85
V.5.2 Combinaison des charges	86
V.5.3 Condition de la flèche	86
V.5.4 Vérification à la résistance	86
V.5.4.1 Vérification au cisaillement	86
V.5.4.2 Vérification au moment fléchissant	86
V. 6 Vérification au stade finale :(Après durcissement du béton)	87
V.6.1 Evaluation des charges	87
V.6.1.1 Les charges permanentes	87
V.6.1.2 Les charges variables.....	87
V.6.2 Combinaison des charges.....	87

V. 6.3 Calcul de largeur efficace du béton	88
V.6.4 La position de l'axe neutre.....	88
V.6.6 Le moment d'inertie de la section mixte.....	89
V.6.7 Moment fléchissant maximal dans la section mixte	89
V. 6.8 Contrainte de flexion simple.....	89
V.6.8.1 Contrainte dans la poutre d'acier.....	89
V.6.9 Vérification de la flèche.....	90
V.6.10 Vérifications à la résistance	90
V.6.10.1 Vérification au moment fléchissant:(résistance)	90
V.6.10.2 Vérification au l'effort tranchant:(cisaillement)	91
V.6.11 Contraintes additionnelles de retrait	91
V.6.12 vérification des Contraintes finale	92
V.7 Calcul de la poutre principale (sommier)	92
V.7.1 Caractéristiques du plancher	92
V.7.2 Vérification de la flèche	92
V.7.3 Pré dimensionnement	93
V.7.4 Vérifications de la résistance	93
V.7.4.1 Détermination de la classe de la section	93
V.7.4.2 Vérification au moment de flexion.....	94
V.7.4.3 Vérification au Cisaillement	94
V.8 Calcul de la poutre secondaire	95
V.8.1 Caractéristiques de la poutre secondaire	95
V.8.2 Pré dimensionnement.....	95
V.8.3 Vérifications de la résistance	95
IV.3.8.1 Détermination de la classe de la section.....	95
V.8.3.2 Vérification au moment de flexion	96
V.8.3.3 Vérification au Cisaillement	97
V.9 Calcul et dimensionnement des connecteurs	97
V.9.1 Nombre de connecteurs	97
V.9.2 Capacité de déformation des connecteurs	97

V.9.3 Effort de cisaillement longitudinal	98
V.9.4 Résistance de calcul des connecteurs	98
V.9.5 Calcul des goujons	99
V.9.5.1 Déterminer le Nombre de goujon	99
V.10 Ferrailage de la dalle du plancher	100
V.10.1 Combinaisons d'actions	100
V.10.2 Moment en travée et en appuis	100
V.10.3 Calcul des armatures en travée	101
V.10.4 Calcul des armatures en appuis	101
V.10.4.1 Espacement des barres	101
V.10.5 Vérification de l'effort tranchant	102
V.10.6 Conclusion	102

Chapitre VI : Etude des systèmes de contreventement.

VI.1 Introduction	103
VI.2 Calcul des contreventements de toiture (Poutre au vent)	103
VI.2.1 Force horizontales dues au vent (un seul versant $\alpha=5,71$)	103
VI.2.2 Vérification des éléments	104
VI.2.3 Vérification des pannes (montants de la toiture au vent)	105
VI.2.4 Vérification de la panne intermédiaire	105
VI.2.5 Vérification de la panne intermédiaire au flambement	106
VI.2.6 Vérification de la panne sablière	109
VI.2.7 Vérification de la panne sablière à la flexion déviée	109
VI.3 Contreventements verticaux	110
VI.3.1 Calcul de palées de stabilité	110

Chapitre VII : Etude sismique.

VII : Etude sismique	112
VII.1 Introduction	112
VII.2 Analyse de la structure	112

VII.2.1 Type d'analyse	112
VII.3 Méthodes de calcul	112
VII.3.1 La méthode statique équivalente.....	113
VII.3.1.1 Principe de la méthode	113
VII.3.1.2 Calcul de la force sismique totale	113
VII.3.2 Principe de la méthode spectrale	116
VII.3.2.1 Spectre de repense de calcul.....	116
VII.3.2.2 Nombre de modes de vibrations à considérer	117
VII.3.2.3 Résultat de calcul.....	117
VII.3.2.4 Analyse des résultats	120
VII.3.2.5 Vérification des déplacements	122
VII.4 Effet de deuxième ordre.....	125
VII.4.1 Définition.....	125

Chapitre VIII : Vérification de l'ossature.

VIII vérification de l'ossature.....	128
VIII.1 Introduction	128
VIII.2 Vérification des traverses IPE400	128
VIII.2.1 Vérification de la section à la résistance	128
VIII.2.2 Vérification de l'élément aux instabilités	130
VIII.3 Vérification des poteaux HEA450.....	135
VIII.3.1 Vérification à la résistance	136
VIII.3.2 Vérification de l'effort tranchant	136
VIII.3.3 Vérification à l'effort normal	136
VIII.3.4 Vérification au moment fléchissant	136
VIII.3.5 Vérification de l'élément aux instabilités	137
VIII.3.5.1 Flexion composée avec risque de flambement	137
VIII.4 Vérification de la poutre auvent CAE 80*80*8	140
VIII.5 Vérification des palées de stabilités de long pan 2CAE 80*80*8	141
VIII.6 Résumé des résultats obtenus	142

Chapitre IX : Etude des assemblages.

IX.1	Introduction	143
IX.2	Fonctionnement des assemblages	143
IX.3	Rôle des assemblages	144
IX.4	Calcul d'assemblages	146
IX.4.1	Assemblage traverse – traverse	146
IX.4.2	Assemblage poteau - traverse	149
IX.4.2.1	Assemblage poteau platine	150
IX.4.2.2	Assemblage platine poutre	155
IX.4.3	Assemblage poteau-poutre maîtresse	156
IX.4.3.1	Assemblage poteau platine	157
IX.4.3.2	Assemblage platine poutre	159
IX.4.4	Assemblage de l'échantignolle.....	160
IX.4.5	Assemblage du contreventement (Palées de stabilités).....	162
IX.4.6	Assemblage des éléments de la Poutre au vent	166
IX.4.6	Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale) :.....	170
IX.4.7	Calcul de Pied de poteau	174
IX.4.8	Calcul de Pied de potelet	178

Chapitre X : Etude de l'infrastructure.

X	Introduction	181
X.1	Choix du type de fondation	181
X.2	Calcul des fondations	181
X.2.1	Détermination des sollicitations.....	181
X.2.2	Pré dimensionnement de la semelle de poteau	182
X.2.3	Dimensionnement de la semelle	183
X.2.4	Vérification des contraintes	185
X.2.5	Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5).....	186

X.2.6 Détermination des armatures de la semelle	186
X.2.7 Dimensionnement de la semelle de potelet.....	192
X.2.8 Calcul des armatures	193
X.3 Calcul des longrines	194
X.3.1 Introduction.....	194
X.3.2 Pré dimensionnement.....	194
X.3.3 Ferrailage	194
X.4 Ferrailage des futs	196

Chapitre XI : Vérification d'ensemble.

XI. Vérification de la stabilité d'ensemble	199
XI.1 Introduction	199
XI.2 Détermination des moments renversants (M_R)	199
XI.2.1 Cas du vent	199
XI.2.2 Cas du séisme	204

Tables Des Figures

Figure 1. 1: Présentation de l'ouvrage.....	2
Figure 1. 2: Composition d'une dalle mixte.....	4
Figure 1. 3: Diagramme effort /déformation de l'acier.....	5
Figure II. 1: Données géométriques.....	11
Figure II. 2: Les directions principales du vent.....	11
Figure II. 3: Valeurs de Cd pour les structures métalliques[RNV 99].....	12
Figure II. 4: Répartition de la pression dynamique.....	15
Figure II. 5: Vue en élévation des zones de pression sens du vent V1.....	16
Figure II. 6: Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales sens du vent V1.....	18
Figure II. 7: Les Valeurs de C_{pe} pour le versant de toiture à la direction du vent V1.....	18
Figure II. 8: Présentation des pressions sur les parois vertical sens du vent V1, $C_{pi}=-0.5$	20
Figure II. 9: Présentation des pressions sur la toiture sens du vent V1, à $C_{pi}=-0.5$	21
Figure II. 10: Présentation des pressions sur la toiture sens du vent V1, à $C_{pi}=0.8$	21
Figure II. 11: Présentation des pressions sur la toiture sens du vent V1, à $C_{pi}=0.8$	22
Figure II. 12: Vue en plan des zones de pression sens du vent V2.....	23
Figure II. 13 : Vue en élévation des zones de pression sens du vent V2.....	23
Figure II. 14 : $C_{pe,10}$ correspondant à chaque zone de parois verticales sens V2.....	24
Figure II. 15: Répartition des zones de pression sur la toiture sens V2.....	24
Figure II. 16: Valeurs de C_{pe} pour la toiture sens du vent V2.....	25
Figure II. 17: Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales au sens du vent V2, $C_{pi}=-0.5$	27
Figure II. 18: Présentation des pressions sur la toiture direction du vent V2, $C_{pi}=-0.5$	28
Figure II. 19: Présentation des pressions sur la toiture direction du vent V2, à $C_{pi}=0.8$	28
Figure II. 20 : Présentation des pressions sur les parois verticale sens du vent V2 $C_{pi}=0.8$	29
Figure II. 21 : Présentation des pressions sur la toiture direction du vent V2.....	29
Figure II. 22: force résultante R.....	31
Figure II. 23: Représentation des surfaces sens du vent V1.....	33
Figure II. 24: Représentation des surfaces sens du vent V2.....	34
Figure II. 25: Représentation des versants de la toiture.....	37

Figure III. 1: Type de panne.....	38
Figure III. 2: Schéma statique sous charge d'entretien	39
Figure III. 3: Moment due à la charge d'entretien.	39
Figure III. 4: Schéma de la panne incliné.	41
Figure III. 5: presentation des liernes	50
Figure III. 6: les schémas statiques des liernes.	50
Figure III. 7: : représentation des efforts.....	51
Figure III. 8: Echantignole	53
Figure III. 9: schéma statique des charges appliquées	53
Figure III. 10: Schéma statique de l'échantignolle.	55
Figure III. 11: Dimensions de l'échantignolle	56
Figure IV. 1: disposition des lisses.....	57
Figure IV. 2: les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.	58
Figure IV. 3: Schéma statique du potelet.	63
Figure IV. 4: Vue de l'escalier	70
Figure IV. 5: Inclinaison d'escaliers	72
Figure IV. 6: Vue en plan de l'escalier.	72
Figure IV. 7: Schémas statique de la cornière.....	73
Figure IV. 8: charges appliqué sur un limon	75
Figure IV. 9: Schéma statique de la poutre palière.	79
Figure IV. 10: schéma statique de la console.....	80
Figure V. 1: éléments constructifs de plancher.	83
Figure V. 2 : Schéma de la trame supportant les planchers.....	84
Figure V. 3: Largeur de la dalle effective	88
Figure V. 4: position de l'axe neutre plastique qui passe par la dalle.	89
Figure V. 5: Diagramme des contraintes de flexion simple.	90
Figure V. 6: Schéma statique du sommier.....	93
Figure V. 7: Sommier sous charge équivalente..	93
Figure V. 8: Schéma statique de la poutre secondaire.....	95
Figure V. 9: Schéma de position des connecteurs.	97

Figure VI. 1: Schéma des contreventements sous versant les plus sollicités.....	104
Figure VI. 2 : chargement de la panne sablière	109
Figure VI. 3: palée de stabilité long pan	111
Figure VII. 1: Schéma du spectre de réponse suivant X.	118
Figure VII. 2: Schéma du spectre de réponse suivant Y.	118
Figure VII. 3: Mode1 Translation suivant Y-Y, T=0.61s ,masse94.86%.....	119
Figure VII. 4: Mode2 Translation suivant X-X ,T=0.48s ,masse 92.6%.....	120
Figure VII. 5: Mode3 Rotation autour de Z-Z , période T = 0.41 s.	120
Figure VIII.1: Illustration du poteau le plus sollicité.....	128
Figure VIII.2: Illustration du poteau le plus sollicité.....	135
Figure VIII.3: Illustration de la barre la plus sollicité.	140
Figure VIII.4: Illustration De la barre la plus sollicité.....	141
Figure IX. 1: Représentation de l'assemblage traverse-traverse.	146
Figure IX. 2 : Vue de l'assemblage Traverse – Traverse	149
Figure IX. 3: Représentation de l'assemblage poteau-traverse..	149
Figure IX. 4: Vue de l'assemblage poteau – Traverse.	156
Figure IX. 5: Représentation de l'assemblage poteau - poutre maitresse..	156
Figure IX. 6: Vue de l'assemblage poteau – poutre maitresse.....	160
Figure IX. 7: Vue de face de l'échantignole..	161
Figure IX. 8: Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.....	162
Figure IX. 9: : Vue de l'assemblage gousset –diagonale.	164
Figure IX. 10: Représentation de l'assemblage palée de stabilités..	165
Figure IX. 11: Représentation de l'assemblage poutre au vent.....	166
Figure IX. 12: Vue de soudure poutre au vent.	169
Figure IX. 13: Vue de l'assemblage poutre au vent.	170
Figure IX. 14: Représentation de l'assemblage poutre maitresse - solive..	170
Figure IX. 15: Vue de l'assemblage poutre maitresse - solive.....	173
Figure IX. 16: Tige d'encrage du pied du poteau.....	174

Figure IX. 17: Dispositions constructives.	175
Figure IX. 18: Disposition des tiges d'encrages.....	176
Figure IX. 19: pied de poteau articulé.....	178
Figure 9. 20: Disposition des tiges d'encrages	180
Figure X. 1: Dimension de la semelle.	182
Figure X. 2: Schéma de ferrailage de la semelle.	191
Figure X. 3: Schéma de la semelle de potelet.....	194
Figure X. 4: Schéma de ferrailage des longrines.....	196
Figure X. 5: Section du fut à ferrailer.....	196
Figure X. 6: Schéma de ferrailage des futs.....	198
Figure 11. 1: Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V1.	201
Figure 11. 2: Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V2.	203

Liste Des Tableaux

Tableau 1. 1: Valeurs recommandées pour les flèches verticales.....	9
Tableau II. 1: Les valeurs de C_r	14
Tableau II. 2: Les valeurs de C_e	14
Tableau II. 3: Les valeurs de la pression dynamique.....	15
Tableau II. 4: Les coefficients de pression extérieure (C_{pe}).....	16
Tableau II. 5: Valeur de C_{pe} pour la toiture sens V1.....	18
Tableau II. 6: Valeurs des pressions q_j pour le RDC sens V1.....	19
Tableau II. 7: Valeurs des pressions q_j pour le niveau1 sens V1.....	19
Tableau II. 8: Valeurs des pressions q_j pour le niveau2 sens V1.....	19
Tableau II. 9: Valeurs des pressions q_j pour la toiture sens V1.....	20
Tableau II. 10: $C_{pe,10}$ correspondant à chaque zone de parois verticales sens V2.....	23
Tableau II. 11 : Valeur de C_{pe} pour la toiture sens V2.....	25
Tableau II. 12: Valeurs des pressions q_j pour le RDC sens V2.....	26
Tableau II. 13: Valeurs des pressions q_j pour le Premier étage sens V2.....	26
Tableau II. 14: Valeurs des pressions q_j pour le Deuxième étage sens V2.....	26
Tableau II. 15: Valeurs des pressions q_j pour la Toiture sens V2.....	27
Tableau II. 16: Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V1.....	33
Tableau II. 17: Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V2.....	35
Tableau VI. 1: Les forces horizontales dues au vent.....	104
Tableau VII. 1: Pénalité de vérification.....	115
Tableau VII. 2: Pourcentage de participation de masse.....	118
Tableau VII. 3: Combinaisons de calcul.....	121
Tableau VII. 4: Vérification de l'effort tranchant à la base.....	122
Tableau VII. 5: Vérification de l'effort tranchant à la base.....	122
Tableau VII. 6: Déplacement max en situation durable.....	123
Tableau VII. 7: Déplacement selon le sens X-X.....	124
Tableau VII. 8: Déplacement selon le sens Y-Y.....	124
Tableau VII. 9: Effet P- Δ suivant X-X.....	127

Tableau VII. 10: Effet P- Δ suivant Y-Y.....	127
Tableau VIII. 1: les sollicitations sur le poteaux	135
Tableau VIII. 2: liste des éléments et de leurs sections choisies.....	142
<i>Tableau IX. 1: Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier.</i>	<i>143</i>
<i>Tableau IX. 2 : Valeur du coefficient de frottement μ selon la surface.</i>	<i>144</i>
<i>Tableau IX. 3: Principales caractéristiques géométrique.....</i>	<i>145</i>
Tableau IX. 4 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	162
Tableau X. 1: Les sollicitations à la base des poteaux HEA450.....	182
Tableau X. 2: Les sollicitations à la base de la semelle.	185
Tableau X. 3: Vérification des contraintes dans le sol.....	186
Tableau X. 4: Les armatures des semelles.	191
Tableau XI. 1: Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V1 et coordonnées des points d'application.	200
Tableau XI. 2: Valeurs des forces horizontales et verticales dans le sens V2 et coordonnées des points d'application.....	202
Tableau XI. 3: Réaction à la base due aux effets sismiques.	204
Tableau XI. 4: Vérification au renversement sous l'effet du séisme.....	205

INTRODUCTION GENERALE

La construction métallique est un domaine, qui répond aux besoins actuels de la construction. Ce dernier a subi une grande progression, fruit de développement et de recherche de nouvelles méthodes de calcul permettant une meilleure optimisation.

Selon la destination, la construction métallique se divise en deux grandes catégories: la charpente métallique (bâtiments, halls, ponts, tours, etc.), et la chaudronnerie (réservoirs, cuves, etc.). Une telle construction est maintenue par une ossature métallique, résultante de l'assemblage des différents composants, cet assemblage doit être conçu globalement de manière à assurer que la structure réalisée réponde à son usage, c'est-à-dire respecter ultérieurement et tout au long du processus de l'étude, la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de toutes les actions qui lui sont appliquées; assurer la cohérence des déformations relatives des systèmes structurels.

La réalisation des structures se fait avec des matériaux et chacun d'entre eux a ses spécificités, tant sur le plan conceptuel que technique et mécanique.

Matériau de structure, mais aussi de plancher, de façade, de couverture, de cloisonnement, d'aménagement, l'acier peut être présent partout dans un édifice, et ce à des degrés très divers, en gros œuvre comme en second œuvre, suivant le désir des concepteurs et des clients. Il représente un choix déterminant dès la conception, structurel notamment, qui exige rigueur et précision; mais qui donne maîtrise du projet, liberté de création et choix de solutions adaptées.

L'acier est un matériau dont la préparation et la mise en forme se fait en grande partie en usine et dont les éléments arrivent sur le chantier finis et prêts à être montés et associés à d'autres matériaux formant ainsi l'ouvrage. La logique de la construction avec l'acier est une logique d'assemblage, où l'ossature se fait par points porteurs de type poteaux-poutres, sur lesquels viennent se greffer les éléments de planchers, d'enveloppe et de partitions. Là aussi, l'anticipation des choix techniques permet de tirer parti au mieux des possibilités architecturales du matériau.

Dans ce contexte, notre choix de projet de fin d'étude de Master s'est porté sur l'étude d'un ouvrage en ossature métallique. Cet ouvrage est un hangar constitué d'un rez-de-chaussée et de deux étages, implanté à bouzaroual Akbou wilaya de Bejaia.

I.1. Introduction

La présente étude consiste à dimensionner par calcul et vérification, la stabilité d'un bâtiment R+2 à usage de production et stockage avec toiture à deux versants, et ossature en charpente métallique ainsi que des planchers mixte acier-béton, dont l'ossature est formée par un système de barres constitué essentiellement de poutres, poteaux et portique. (Voir les plans en l'annexe)

I.2 Situation du projet

L'ouvrage sera implanté dans la région d'Akbou, (Bejaia) qui est classée selon le règlement parasismique algérien 1999 version 2003 comme zone de moyenne sismicité, zone IIa.

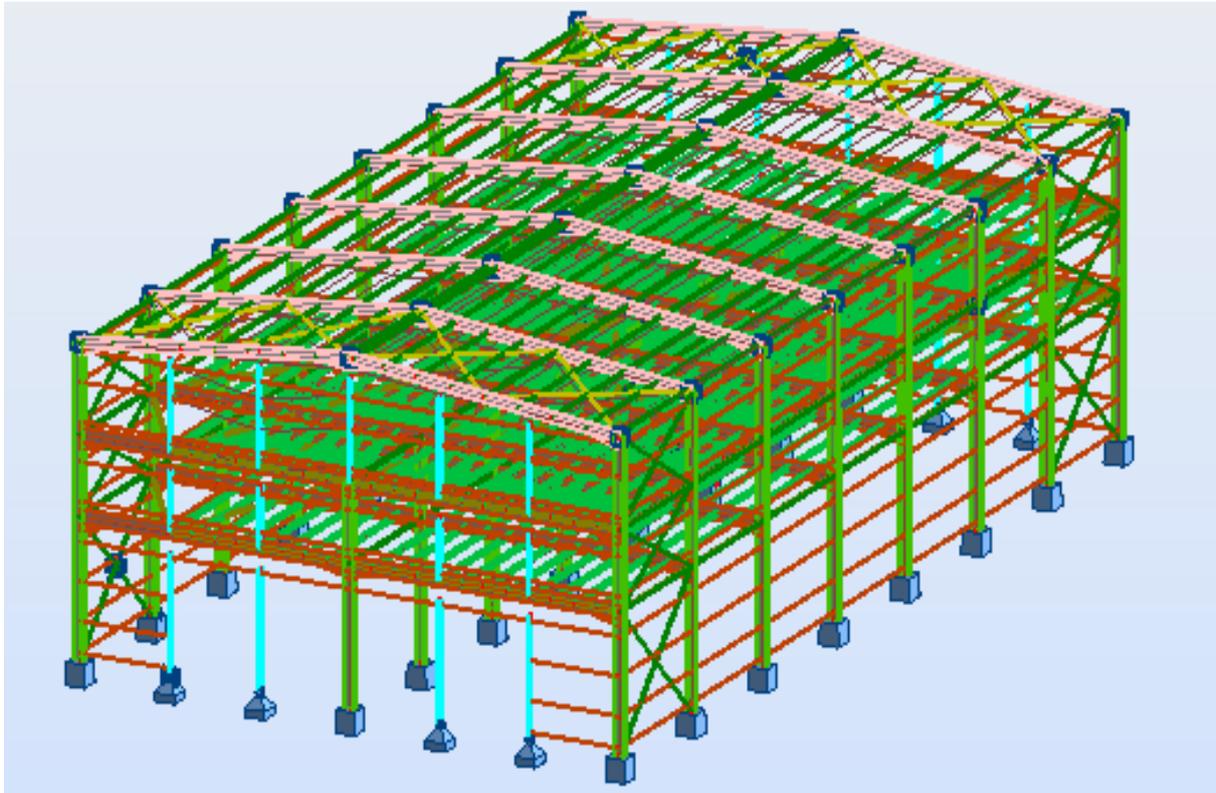


Figure 1. 1: Présentation de l'ouvrage

I.3. Caractéristiques

❖ Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

- Longueur totale du bâtiment : 42m
- Largeur totale du bâtiment : 24m
- Surface totale du hangar : 2880 m²
- Hauteur totale du bâtiment : 13.2m
- Hauteur du premier étage : 3.07m
- Hauteur du deuxième étage: 3.49m
- Hauteur du rez-de-chaussée :5.44m
- Hauteur de la toiture : 1.2m

I.4. Etude de sol

Les études faites sur le sol où le projet sera implanté nous renseignent sur

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance : $\sigma_{adm} = 2 \text{ bar}$
- La description des couches du sol nous montre que le terrain est d'agressivité chimique nulle (absence de sulfates).
- un système de fondation en semelles superficielles à une profondeur d'ancrage de 2.00m.

I.5 Ossature et stabilité de la structure

La structure est constituée de deux portiques à deux travées. Ces portiques assurent la stabilité transversale de l'ossature. La stabilité longitudinale est assurée par des palées de stabilités.

I.6 Plancher

La structure comporte un plancher collaborant (figure I-1) constitués de :

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

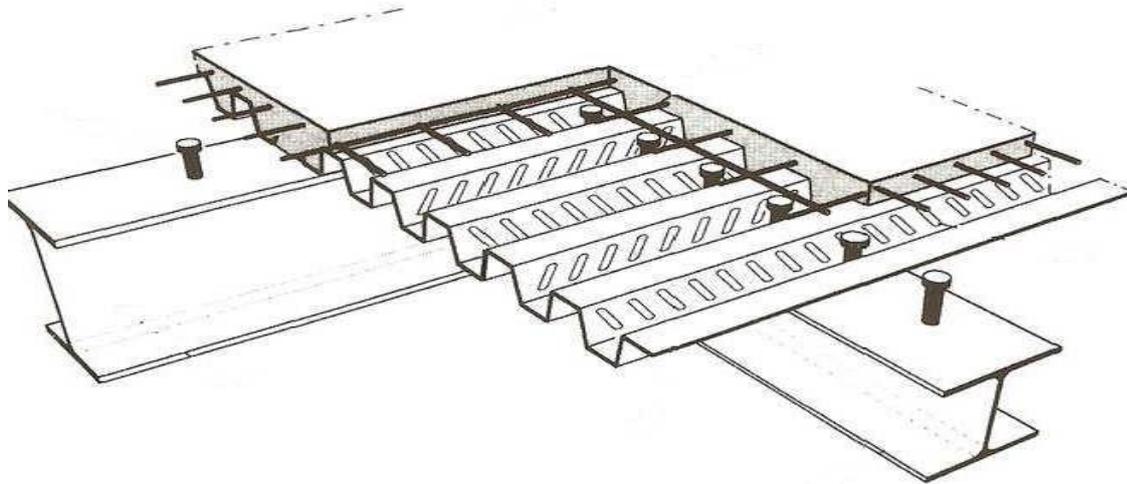


Figure I-2:Composition du plancher mixte.

I.7 Toiture

La toiture est en charpente métallique à quatre versants. Elle est constituée de bacs de couverture en panneaux sandwichs reposant sur des pannes en IPE, et de poutres au vent.

Les panneaux sandwichs nous offre plusieurs avantages on site :

- L'isolation et l'étanchéité
- Une bonne capacité portante
- Un gain de temps appréciable au montage.
- La rapidité d'exécution

I.8 L'escalier

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, dans notre cas elles sont réalisées avec des éléments métallique.

I.9 Conception du système de fondation

Conformément aux recommandations de l'étude de sol, Le système de fondations choisi sera de type fondations superficielles en semelles isolées.

I.10 Matériaux utilisé

a) Acier

L'acier est constitué d'au moins deux éléments, le fer ; très majoritaire, et le Carbone dans les proportions comprises entre 0.1% pour l'acier doux a 0.85% pour l'acier dur.

Outre le fer et le Carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés soit :

➤ Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont les impuretés qui altèrent les propriétés des aciers.

➤ Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome...etc. ces derniers ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (Résistance à la rupture, dureté, ductilité, résistance vis-à-vis de la corrosion,...).

❖ Propriété de l'acier

1. Résistance

Les nuances d'aciers et leurs résistances limites sont citées dans les **Eurocodes 03 et 04** ainsi que le **DTR CCM97** et ce, conformément à la norme **EN 10 025**. Pour notre ouvrage; notre choix s'est porté sur la **nuance S235** qui présente les meilleurs propriétés de ductilité.

2. Ductilité

L'acier de construction choisi doit satisfaire les conditions suivantes :

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

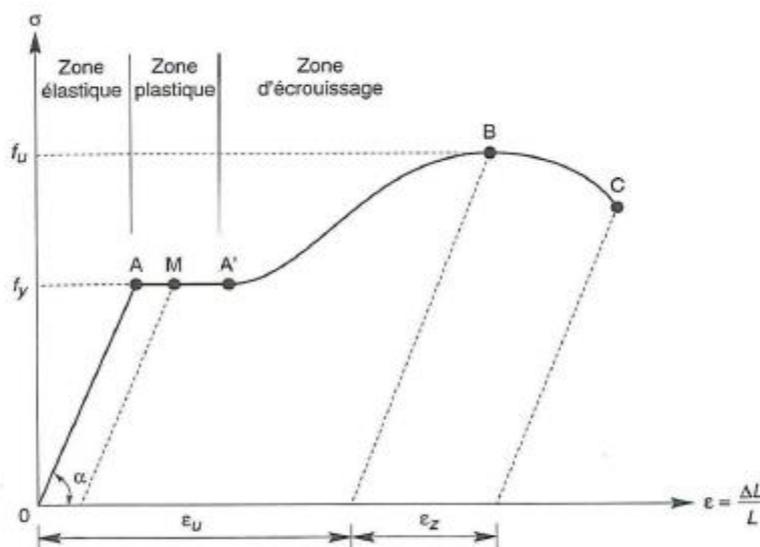


Figure 1. 2: Diagramme effort /déformation de l'acier.

3. Propriétés mécaniques

- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg} / \text{m}^3$
- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité transversale : $G = E/2(1 + \nu)$
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12.10^{-6} / ^\circ\text{C}$

b) Le béton

Le béton est un mélange de matériaux « granulats » (sable, graviers), liants hydrauliques (ciment) ; de l'eau et éventuellement des adjuvants. Le mélange ainsi obtenu est appelé 'Béton frais' celui-ci commence à durcir après quelques heures et à atteindre progressivement sa résistance caractéristique.

❖ Propriétés du béton :

Le béton utilisé sera de classe C25 avec :

- Une résistance à la compression à 28 jours : $F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance à la traction à 28 jours : $F_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- Le poids spécifique : $\rho = 25 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Coefficient de retrait : $\varepsilon = 4.10^{-6}$

4. Règlements Utilisés

- **RNV A99** : l'étude climatique se fera selon le règlement neige et vent Algérien 1999.
- **CCM97** et **Eurocode 3** : l'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se feront conformément aux CCM97 et à l'Eurocode 3.
- **RPA 99 V2003** : l'étude sismique se fera suivant le règlement parasismique Algérie RPA2003 version 2003.
- **DTR B.C.2.2** : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **C. B. A 93** ou **B.A.E.L91** : les éléments en béton armé seront calculés aux états limites conformément aux C. B. A 93 ou **B.A.E.L91**.
- **Eurocode 4** pour le calcul des planchers.
- **DTU 13.12** également de calcul des fondations superficielles

5. Les Actions agissant sur la structure :

Ce sont l'ensemble des forces et des couples dus aux charges auxquelles l'ouvrage sera soumis :

- Charges Permanentes : G
- Charges d'exploitations : Q
- Charges climatiques : le vent W et la neige S.
- Charges Sismiques : E.

6. Les situations de projet

L'ouvrage sera étudié aux états limites selon deux situations de projets :

- En situation durable : les actions à considérer seront les actions permanentes, d'exploitation, et climatiques.
- Situation accidentelle : (en cas de séisme) : les actions à considérer dans ce cas seront les actions permanentes, d'exploitation, et les actions sismiques.

7. Les Combinaisons d'actions

7.1. Situation durable

a) Etat Limite Ultime

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

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

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

Avec :

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

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

Q : La surcharge d'exploitation.

b) Etat Limite de Service

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

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

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

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

7.2. Situations accidentelles « RPA 99 version 2003 article 5.2 »

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

- l'action sismique notée E
- le choc, l'incendie, l'explosion, etc....

Pour la détermination des sollicitations de calcul en situation accidentelle, les combinaisons d'actions à considérer sont celles mentionnées dans le RPA 99 article 5.2 ; Elles sont comme suit :

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

8. Limites des flèches et des déplacements :

Les structures en acier et leurs composants doivent être dimensionnés de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagée du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés

Les valeurs limites recommandées pour les flèches verticales sont résumées dans le Tableau

4.1 du CCM97 comme suit:

Tableau 1. 1: Valeurs recommandées pour les flèches verticales.

Conditions	δ_{max}	δ_2
Toitures en général	L/200	L/250
Toiture supportant fréquemment du personnel autre que le personnel d'entretien	L/250	L/300
Planchers en général	L/250	L/300
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autre matériaux fragiles ou rigides	L/250	L/300
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime	L/400	L/500
Cas où δ_{max} peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250	/

II.1. Introduction

Ce chapitre a pour but la détermination des différentes sollicitations agissant sur notre structure, qui est produites par les actions dû au vent d'un côté, et aussi par la charge due à la neige d'un autre côté sur un bâtiment industriel en construction métallique. Le règlement utilisé est le RNV99, et les charges de base sont tirées du DTR Algérien.

II.2 Etude au Vent :**II.2.1 Introduction :**

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles dont le calcul est mené conformément au règlement neige et vent RNVA99.

Les valeurs de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs de:

- La région.
- Site d'implantation.
- La hauteur de la construction.
- La forme géométrique de la construction.
- La rigidité de la construction.

II.2.2 Principes de calcul

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

II.2.3 Présentation Générale

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur le bâtiment industriel en structure métallique présenté sur la figure (I.1), pour un vent perpendiculaire :

- Au long-pan (sens **V1** du vent).
- Au pignon (sens **V2** du vent).

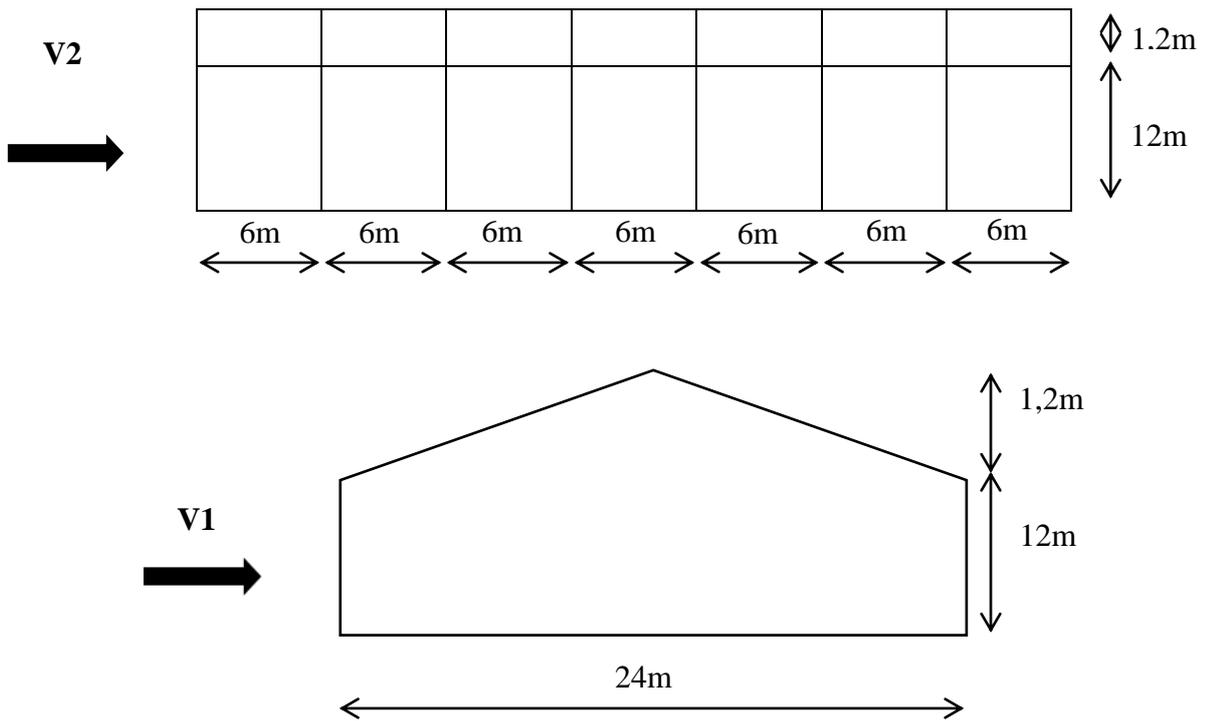


Figure II.1 : Données géométriques.

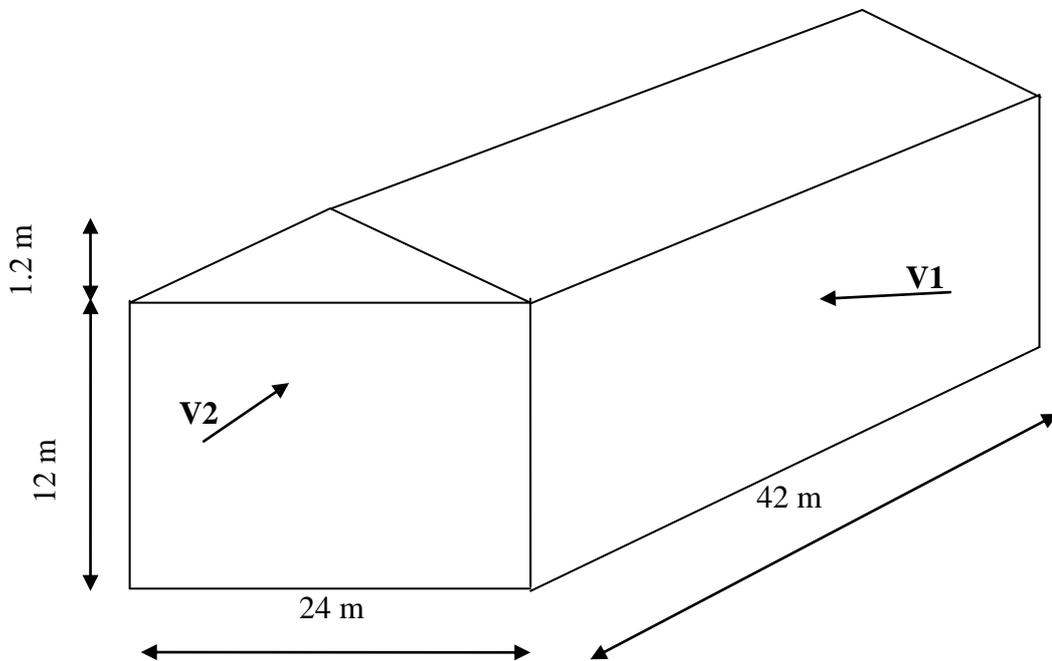


Figure I.2: Les directions principales du vent.

II.2.4 Coefficient de calcul :

a-effet de la région :

notre structure est situé dans la zone I, dont la pression de référence est donné par le tableau 2-3 du RNVA (chapitre II) pas $q_{ref}=375 \text{ N/m}^2$.

b-effet du site :

la structure sera implanté en zone suburbaine
d'où :

- Site plat ($\Phi < 0.05$) : $C_t(Z) = 1$ (cf. tableau 2.5).
- Terrain de catégorie :III : $K_t=0.22$; $Z_o=0.3$; $Z_{min}=8\text{m}$ (tableau2-4,chapitreII RNVA99).

II.2.5 Détermination du Coefficient Dynamique

La structure du bâtiment étant métallique, (cd) selon la figure 3.2 (DTR page (51) donnée au chapitre 03. On doit déterminer la valeur de 'C_d' pour chaque direction du vent.

C_d est donné en fonction de :

B (en m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.

H (en m) qui désigne la hauteur totale de la construction.

La structure de notre bâtiment étant métallique, on utilise l'abaque de la figure 3.2 du RNVA99 pour la détermination du coefficient C_d pour chaque direction.

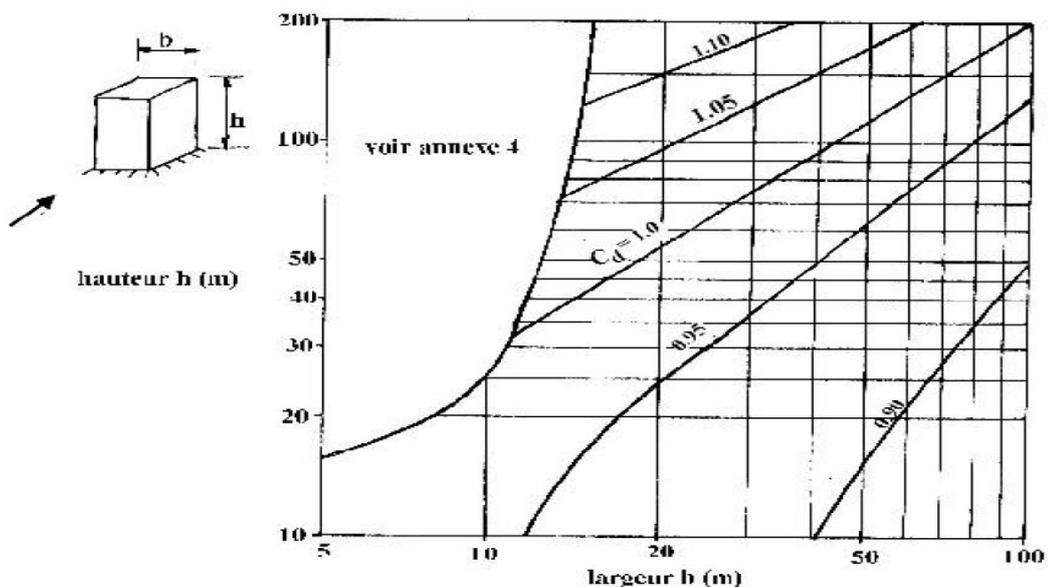


Figure II. 3: Valeurs de Cd pour les structures métalliques [RNV 99]

- Vent perpendiculaire au long-pan (sens V1 du vent) : la lecture pour $h=13.2\text{m}$ et $b=42\text{m}$ donne $C_d \approx 0.90$.
- Vent perpendiculaire au pignon (sens V2 du vent) : la lecture pour $h=13.2\text{m}$ et $b=24\text{m}$ donne $C_d \approx 0.93$.

Donc : $C_d < 1.2$.

La structure sera donc considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent. Le coefficient d'exposition sera calculé à l'aide de la formule 2.13 du chapitre 2.[RNVA99]

II.2.6 Détermination de la pression dynamique q_{dyn}

La structure est de hauteur totale étant supérieure à 10m, doivent être considéré comme étant constitué de n élément de surface, de hauteur égale a la hauteur d'étage ; n est le le nombre de niveau de la construction.

a) Coefficient de rugosité

Le Coefficient de rugosité, est donné en fonction de la hauteur, et du site comme suit :

- $C_r = K_t \times \text{Ln} \left(\frac{Z}{Z_0} \right)$ pour $Z_{\text{min}} \leq Z \leq 200\text{m}$ (formule 2.15).

- $C_r = K_t \times \text{Ln} \left(\frac{Z_{\text{min}}}{Z_0} \right)$ pour $Z < Z_{\text{min}}$ (formule 2.15).

C_r : est le Coefficient de rugosité (formule 2.15).

K_t : est le facteur de terrain (Tableau 2.4).

Z : (en m) est la hauteur considérée.

Z_{min} : (en m) est la hauteur minimale (Tableau 2.4).

Z_0 : (en m) est le paramètre de rugosité (Tableau 2.4).

b) Calcul de coefficient d'exposition (C_e)

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

Dans notre cas, la structure est **peu sensible** aux excitations car $C_d < 1.2$

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \cdot C_r(z)^2 \cdot \left[1 + \frac{7 \cdot K_T}{C_r(z) \cdot C_t(z)} \right] \quad \text{Chap II RNVA99 Art 3.3}$$

Tableau II. 1: Valeurs de C_r .

Niveau	Z(m)	Z _j (m)	C _r
RDC	5.44	2.72	0.722
NIV 1	3.07	6.975	0.722
NIV 2	3.49	10.25	0.748
TOITURE	1.2	13.2	0.832

Tableau II. 2: Les valeurs de C_e .

NIVEAU	C _T (z)	C _R (z)	C _e
RDC	1	0.722	1.633
1 ^{er} étage	1	0.722	1.633
2 ^{ème} étage	1	0.748	1.711
Toiture	1	0.832	1.977

II.2.7 Valeurs des pressions dynamiques q_{dyn}

Selon la relation :

$$q_{\text{dyn}}(z_j) = q_{\text{ref}} \times C_e(z_j) \quad \text{Chap II RNVA99 Art 3.2}$$

On peut calculer les valeurs des pressions dynamiques. Elles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II. 3:Les valeurs de la pression dynamique.

NIVEAU	q_{ref} (N/m ²)	C_e (Zj)	$q_{dyn}(zj)$ (N/m ²)
RDC	375	1.633	612.375
1er étage	375	1.633	612.375
2ème étage	375	1.711	641.625
Toiture	375	1.977	741.375

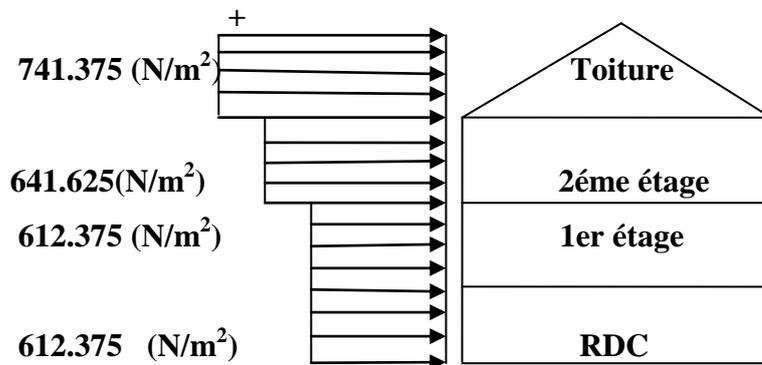


Figure II. 4: Répartition de la pression dynamique.

II.8 Détermination de la pression statique due au vent :

La pression due au vent « P_h » qui s'exerce sur une construction à la hauteur 'h' est donnée par la formule suivante.

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times (C_{pe} - C_{pi}) \text{ (N/m}^2\text{)} \text{ (formule 2.5)}$$

C_d : coefficient dynamique de la construction.

q_{dyn} : pression dynamique du vent calculée à la hauteur h considérée.

C_{pe} : coefficient de pression extérieure.

C_{pi} : coefficient de pression intérieure.

a) Calcul des coefficients de pression extérieure (C_{pe}) suivant ($V1 \perp \text{lang-pan}, \Theta=0^\circ$)

➤ **Parois verticales** :(grande face gauche).

- Parois « **D** » au vent $C_{pe} = +0.8$.
- Paroi « **E** » sous le vent $C_{pe} = - 0.3$.
- $e = \min (b, 2h) = \min (42, 26.4) \longrightarrow e = 26.4\text{m} \quad d > e$.

✓ Les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales directions $V1$ du vent :

Dans notre cas ($d \leq e$)

• \longrightarrow **Zone A'** : $\frac{e}{5} = \frac{26.4}{5} = 5.28\text{m} \longrightarrow C_{pe} = -1$.

• \longrightarrow **Zone B'** : $d - \frac{e}{5} = 24 - 5.28 = 18.72\text{m} \longrightarrow C_{pe} = -0.8$.

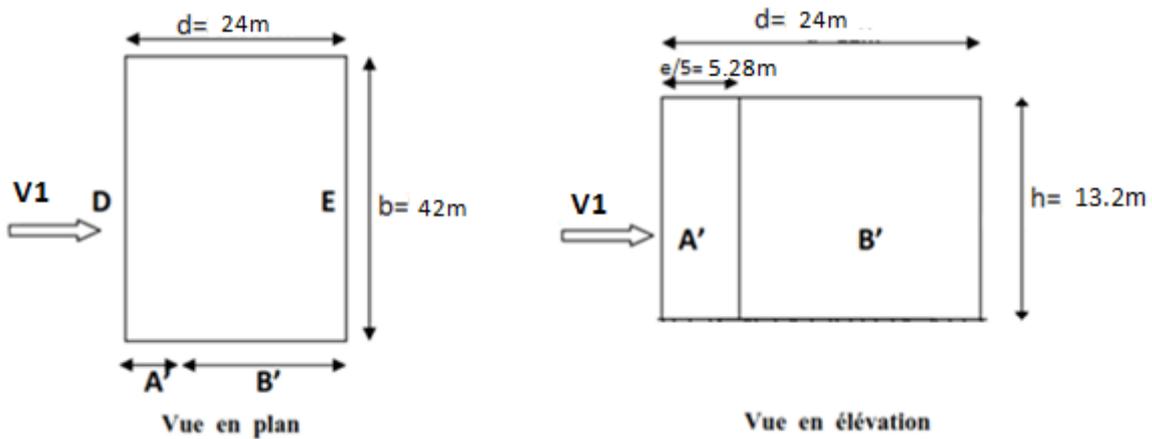


Figure II. 5: Vue en plan des zones de pression sens $V1$.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure **II.6** :

Tableau II.4 : coefficients de pression extérieure (C_{pe}).

Zone	A'	B'	D	E
Surfaces(m^2)	221.76	786.24	554.4	554.4
C_{pe}	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

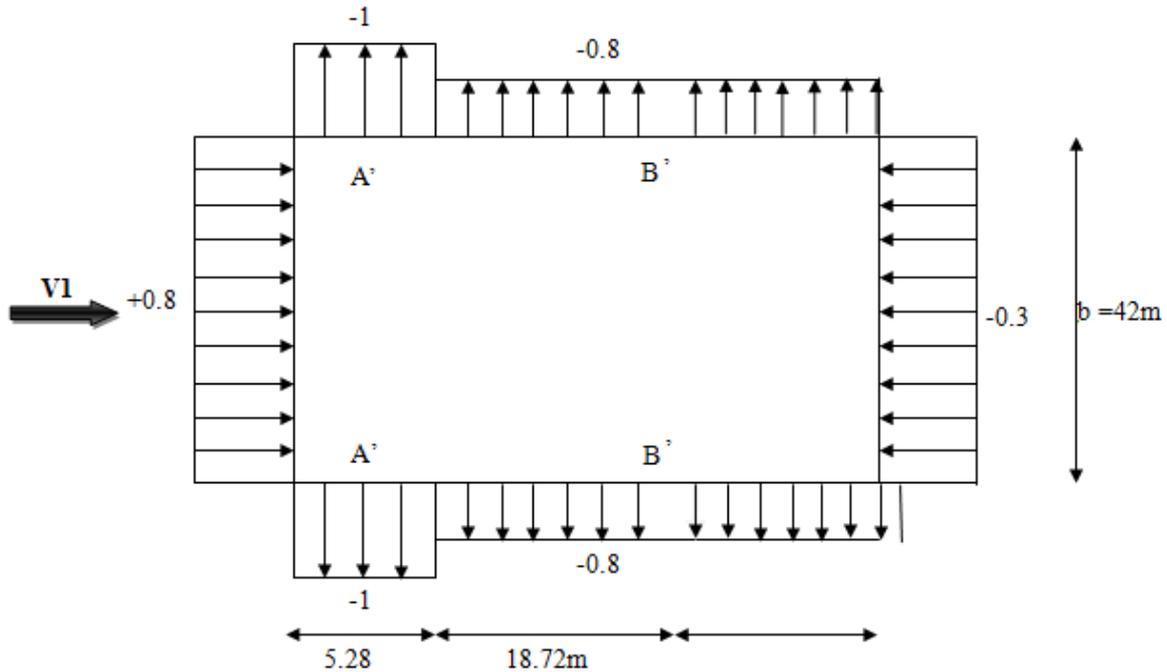


Figure II.6: Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales à la direction du vent V1.

➤ **Versant de toiture**

La toiture est devisée en deux parties :

$$\tan \alpha = \frac{1.2}{12} = 0.166 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 5.71^\circ$$

Donc l'angle de notre toiture est dans l'intervalle de $[5^\circ ; 15^\circ] \iff 5^\circ < \alpha_1 = 7.012^\circ < 15^\circ$.

Avec : $S_{A, B, C, D \text{ et } E} > 10 \text{ m}^2 \iff C_{pe} = C_{pe10}$

✓ Par interpolation linéaire :

Les valeurs de $\alpha = 5^\circ$ et celle de 15° :

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

- \longrightarrow **Zone F** : $C_{pe} = -1.7 + \frac{-0.9 - (-1.7)}{15 - 5} \cdot (5.71 - 5) = -1.643$.
- \longrightarrow **Zone G** : $C_{pe} = -1.2 + \frac{-0.8 - (-1.2)}{15 - 5} \cdot (5.71 - 5) = -1.172$.
- \longrightarrow **Zone H** : $C_{pe} = -0.6 + \frac{-0.3 - (-0.6)}{15 - 5} \cdot (5.71 - 5) = -0.579$.
- \longrightarrow **Zone I** : $C_{pe} = -0.3 + \frac{-0.4 - (-0.3)}{15 - 5} \cdot (5.71 - 5) = -0.307$.

• → **Zone J** : $C_{pe} = -1.0 + \frac{-0.3 - (-1.0)}{15 - 5} (5.71 - 5) = -0.35.$

✓ Avec : $e/4 = 6.6$ m et $e/10 = 2.64$

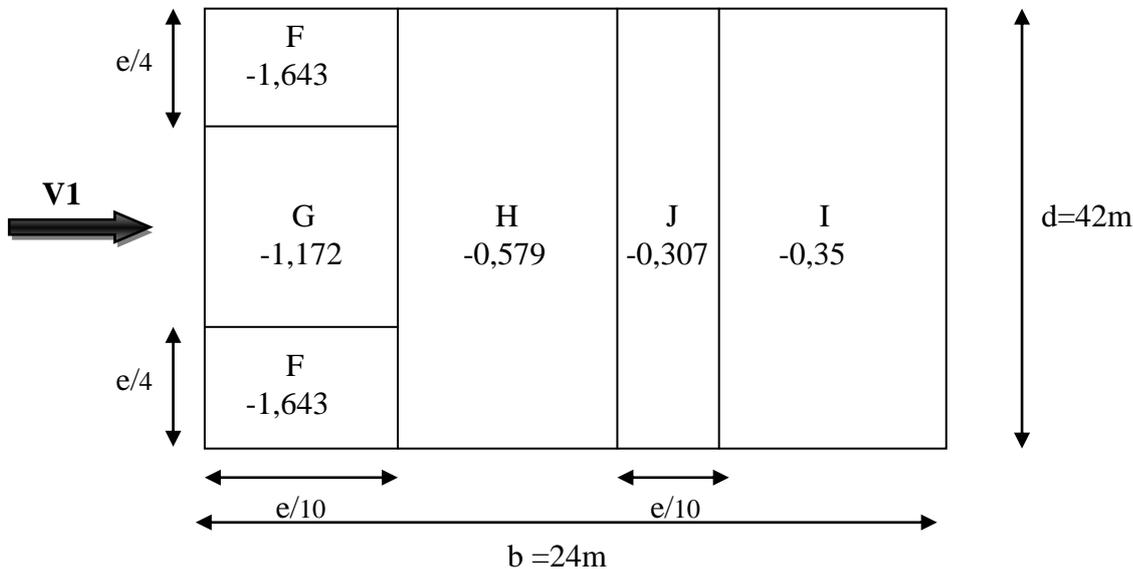


Figure II.7: Les Valeurs de C_{pe} pour le versant de toiture à la direction du vent $V1$.

Les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$ tirées du tableau 5.4 RNVA99 ($\theta = 0^\circ$).

Tableau II. 5: Valeur de C_{pe} pour la toiture sens $V1$

Zone	F	G	H	J	I
Surface(m^2)	17.42	76.03	393.12	110.88	393.12
C_{pe}	-1.643	-1.172	-0.579	-0.35	-0.307

b) Calcul des Coefficient de pression intérieure C_{pi}

On détermine l'indice de perméabilité μ_p :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèle au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} \quad [\text{fig 5.15(RNV99)}]$$

A) Dépression intérieure

➤ **Parois verticales**

$\mu_p = 1$ dépression intérieur $C_{pi} = -0,5$ (Voir figure 5.15 du RNV A99).

Les pressions q_j sont calculées à l'aide de la formule (formule 2.5) :

➤ **Parois verticales :**

Niveau RDC : Tableau II. 6: Valeurs des pressions q_j pour le RDC sens V1.

ZONE	C_d	Q_{dyn}	C_{Pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}[N/m^2]$	$q_{j,2}[N/m^2]$
A'	0.90	612.375	-1	-0.5	0.8	-275.56	-992.04
B'	0.90	612.375	-0.8	-0.5	0.8	-165.34	-881.81
D	0.90	612.375	+0.8	-0.5	0.8	716.47	0
E	0.90	612.375	-0.3	-0.5	0.8	110.23	-606.24

Premier étage : Tableau II. 7: Valeurs des pressions q_j pour le niveau1 sens V1.

ZONE	C_d	Q_{dyn}	C_{Pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}[N/m^2]$	$q_{j,2}[N/m^2]$
A'	0.90	612.375	-1	-0.5	0.8	-275.56	-992.04
B'	0.90	612.375	-0.8	-0.5	0.8	-165.34	-881.81
D	0.90	612.375	+0.8	-0.5	0.8	716.47	0
E	0.90	612.375	-0.3	-0.5	0.8	110.23	-606.24

Deuxième étage : Tableau II. 8: Valeurs des pressions q_j pour le niveau2 sens V1.

ZONE	C_d	Q_{dyn}	C_{Pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}[N/m^2]$	$q_{j,2}[N/m^2]$
A'	0.90	641.625	-1	-0.5	0.8	-288.73	-1039.42
B'	0.90	641.625	-0.8	-0.5	0.8	-173.24	-923.93
D	0.90	641.625	+0.8	-0.5	0.8	750.70	0
E	0.90	641.625	-0.3	-0.5	0.8	115.49	-635.20

Toiture : Tableau II. 9: Valeurs des pressions q_j pour la toiture sens V1.

ZONE	C_d	Q_{dyn}	C_{Pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}[N/m^2]$	$q_{j,2}[N/m^2]$
F	0.90	741.37	-1.643	-0.5	0.8	-762.64	-1630.05
G	0.90	741.37	-1,172	-0.5	0.8	-448.38	-1315.78
H	0.90	741.37	-0.579	-0.5	0.8	-52.71	-920.11
I	0.90	741.37	-0.307	-0.5	0.8	-128.77	-738.62
J	0.90	741.37	-0,350	-0.5	0.8	100.08	767.31

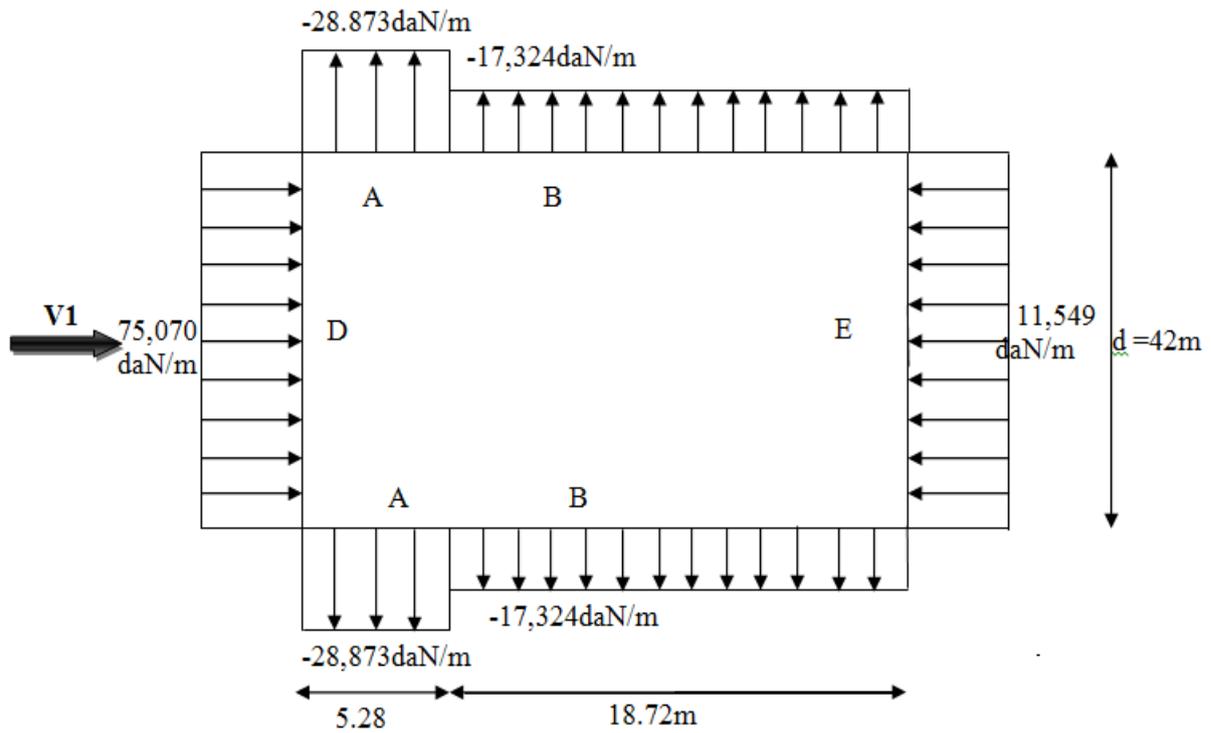


Figure II.8:Présentation des pressions sur les parois verticale direction du vent V1 ?
à $C_{pi}=-0.5$.

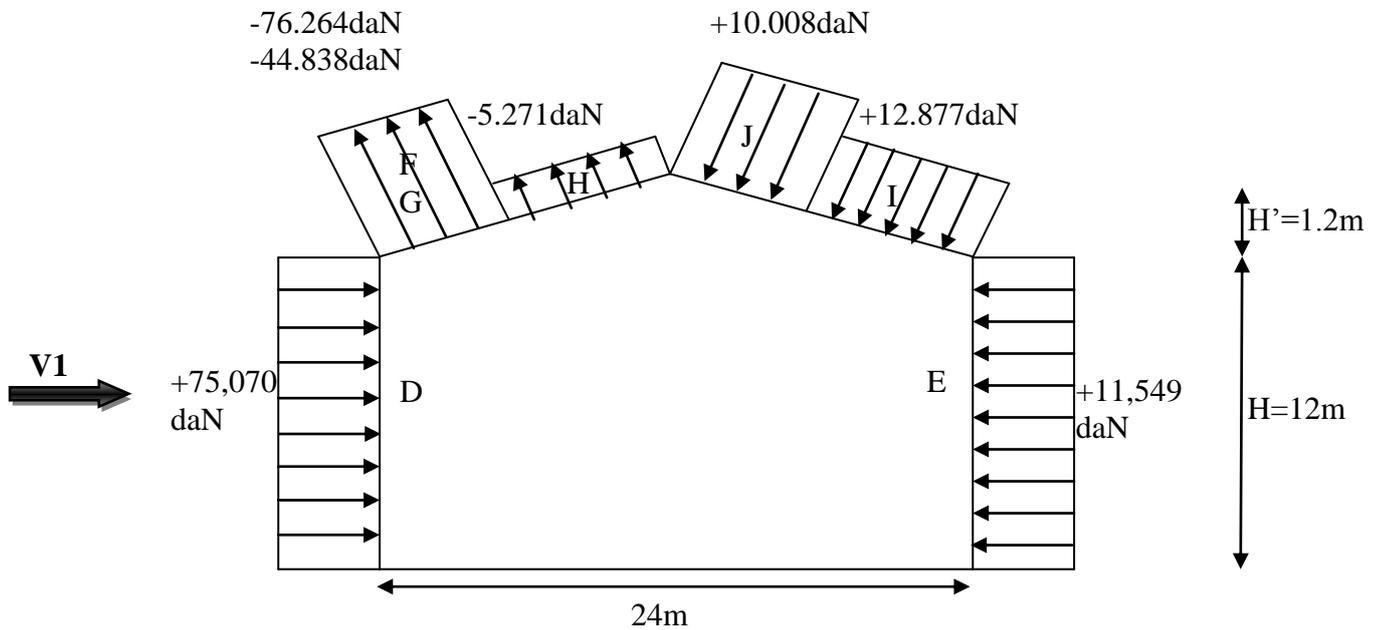


Figure II.9: Présentation des pressions sur la toiture direction du vent V1 à $C_{pi}=-0.5$

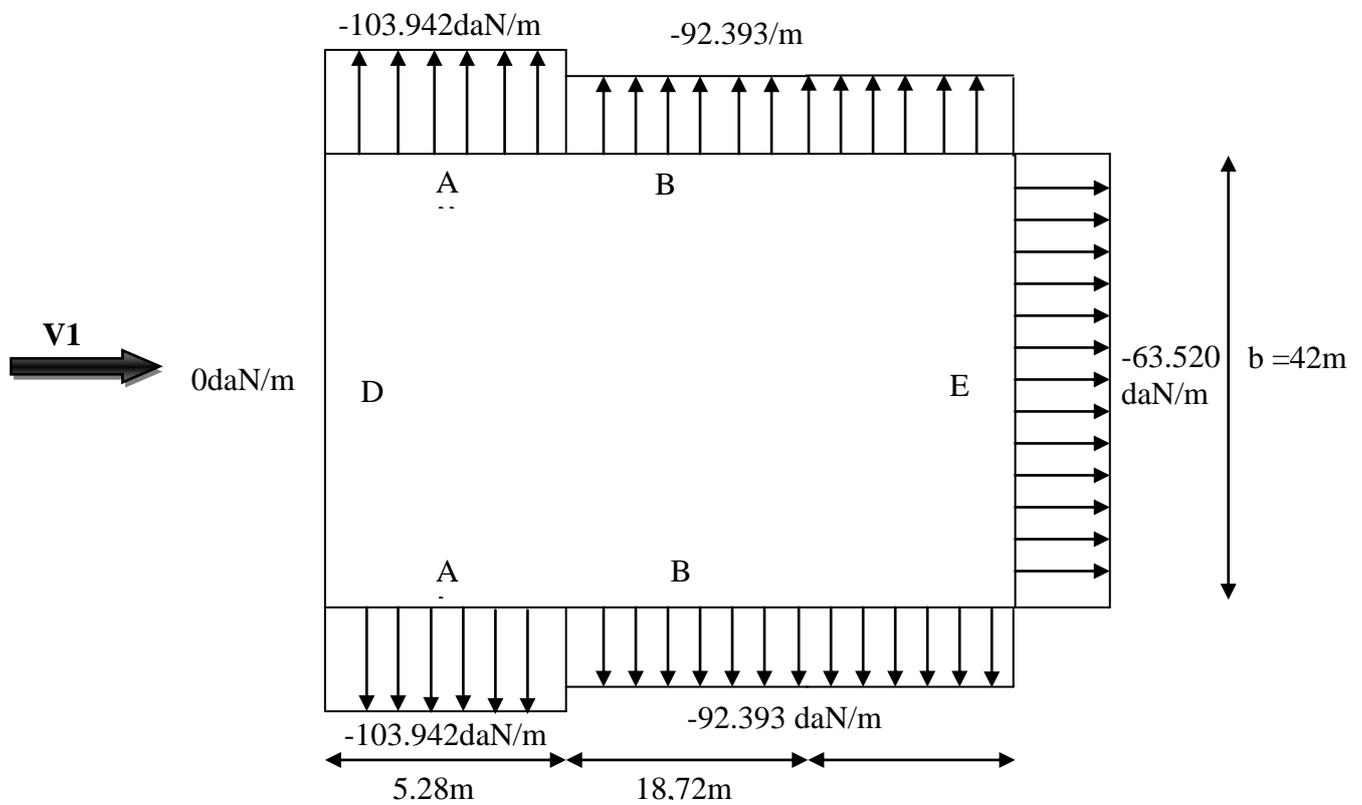


Figure II.10:Présentation des pressions sur les parois verticale direction du vent V1. à $C_{pi}=0.8$.

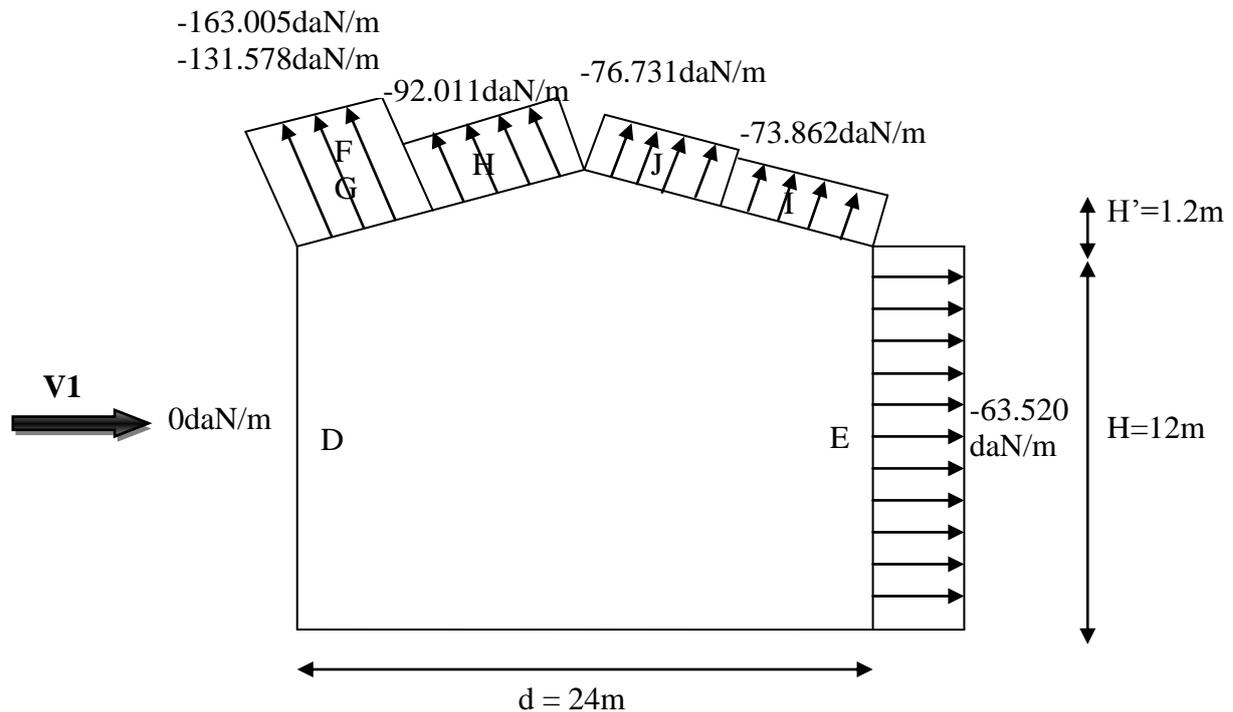
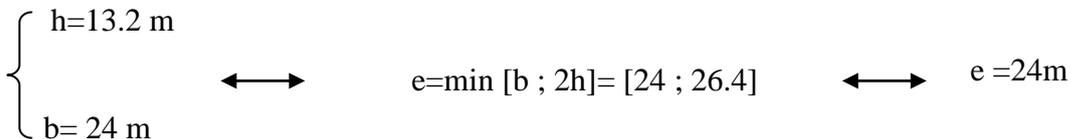


Figure II.11: Présentation des pressions sur la toiture « I » direction du vent V1 Cpi=0.8

c) Calcul des coefficients de pression extérieure (C_{pe}) suivant ($V2 \perp$ pignon, $\Theta=90^\circ$)

➤ **Parois verticales :** (Direction du vent V2 // au Long-pan).



- Parois « D » au vent $C_{pe} = +0,8$
- Paroi « E » sous le vent $C_{pe} = -0,3$
- $e = \min (b, 2h) = \min (24 ; 26.4) e = 24 \rightarrow d > e$

✓ Les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales directions V2 du vent :

- \rightarrow **Zone A :** $\frac{e}{5} = \frac{24}{5} = 4,8 \text{ m} \rightarrow C_{pe} = -1.$
- \rightarrow **Zone B :** $e - \frac{e}{5} = 24 - 4,8 = 19.2 \text{ m} \rightarrow C_{pe} = -0,8.$
- \rightarrow **Zone C :** $d - e = 42 - 24 = 18 \text{ m} \rightarrow C_{pe} = -0,5.$

Dans ce cas, les coefficients de pression extérieure « C_{pe} » suivant la direction du vent V_2 , $\Theta = 90^\circ$, est donnée dans le Tableau 1.11 ci-dessous :

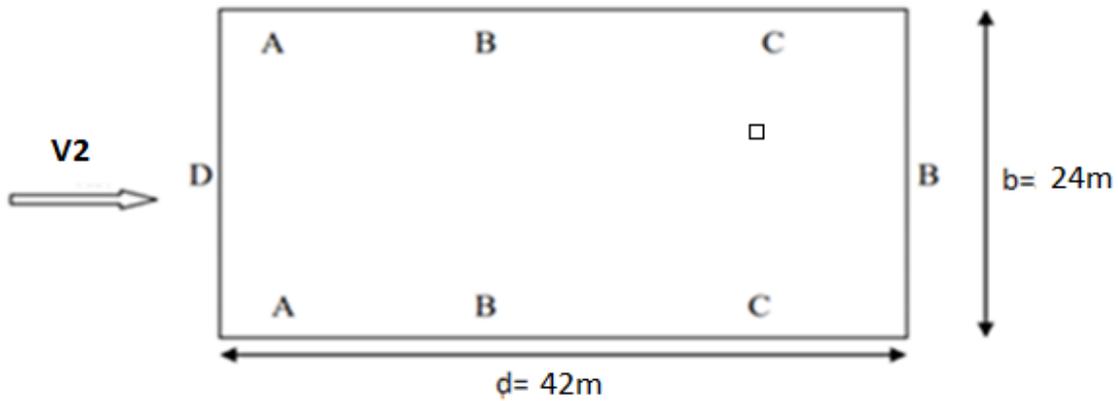


Figure II. 12: Vue en plan des zones de pression sens V_2 .

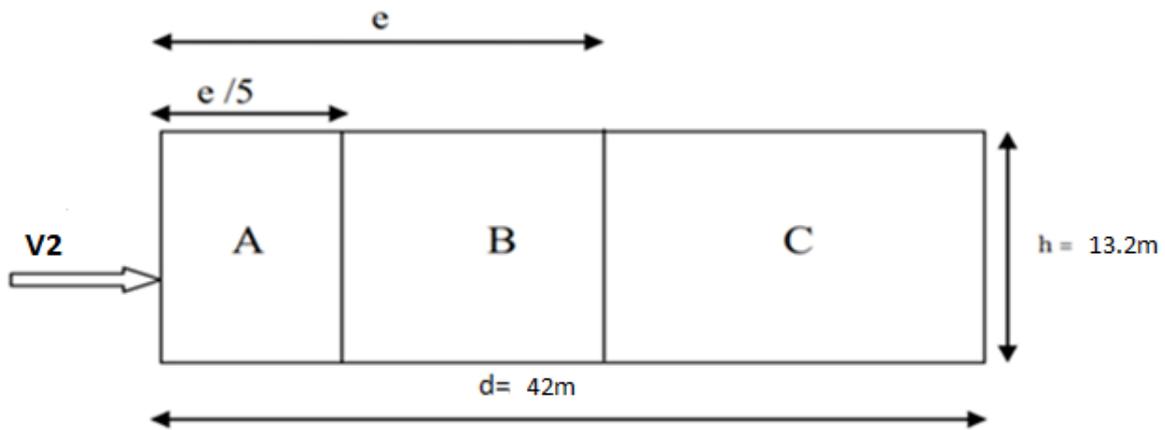


Figure II. 13: Vue en élévation des zones de pression sens V_2 .

Pour le calcul de $C_{pe,10}$ on se réfère au tableau (5.1) du RNVA99, et on trouve :

Tableau II. 10: $C_{pe,10}$ correspondant à chaque zone de parois verticales sens V_2 .

Zone	A	B	C	D	E
Surfaces (m^2)	115.20	460.80	432	302.4	302.4
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

La figure suivante illustre les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales :

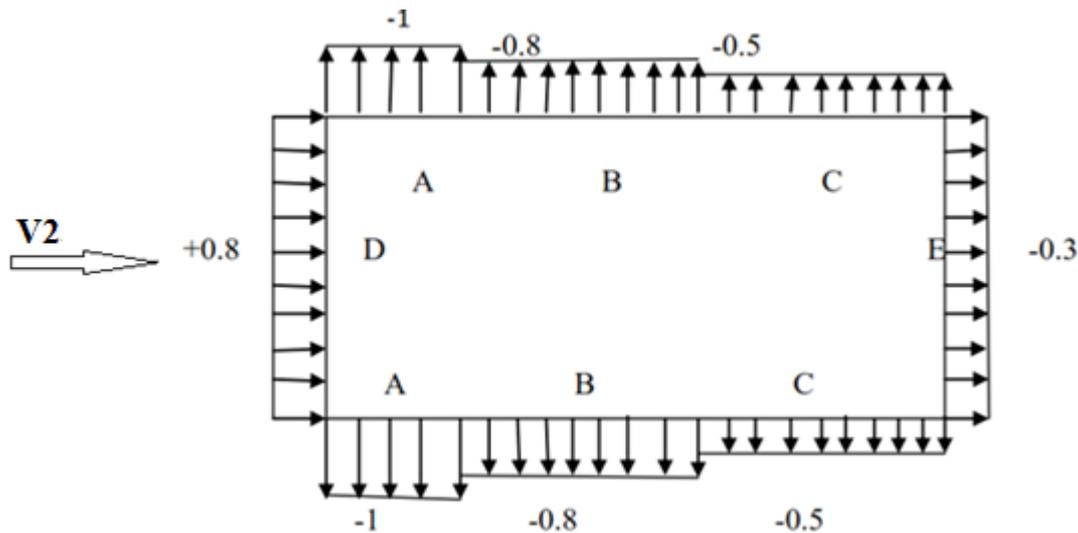


Figure II. 14 : Cpe,10 correspondant à chaque zone de parois verticales sens V2.

➤ Toiture :

Dans notre cas la toiture est à deux versants avec une pente de 11.41% ce qui nous donne un angle $\alpha=5.71^\circ$; Selon RNVA 99(§1.1.5 chap5) Les différentes zones de pression F,G,H et I sont représentées sur la figure suivante :

$b = 24\text{m}$; $d = 42\text{m}$; $h = 13.2\text{m}$; $e = \min [b ; 2h] = 24\text{m}$; $e/4 = 6\text{m}$; $e/2 = 12\text{m}$; $e/10 = 2.4\text{m}$.

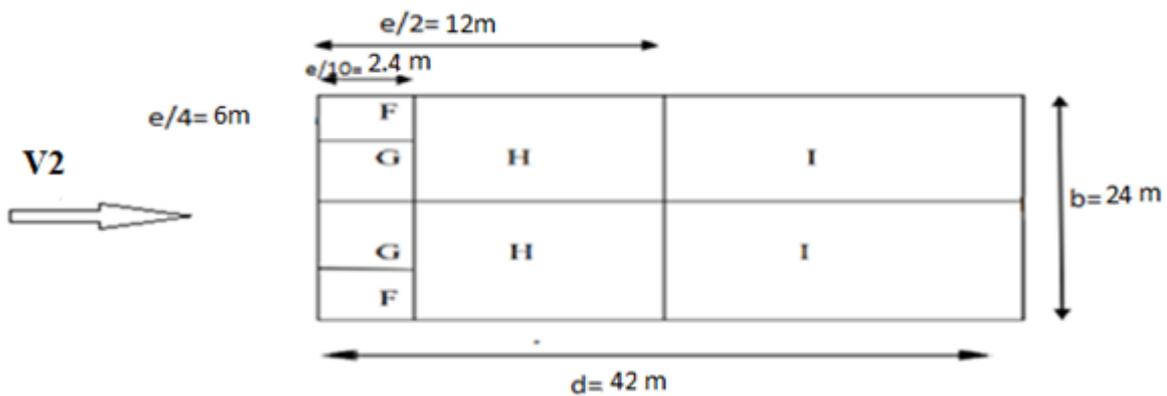


Figure II. 15: Répartition des zones de pression sur la toiture sens V2.

Les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha=5^\circ$ et $\alpha=15^\circ$ tirées du tableau 5.4 RNVA99 ($\theta=90^\circ$)

Tableau II.11: Valeur de Cpe pour la toiture sens V2.

Zone	F	G	H	I
Surface (m ²)	28.8	28.8	230.4	720
C _{pe}	-1.579	-1.3	-0.693	-0.5

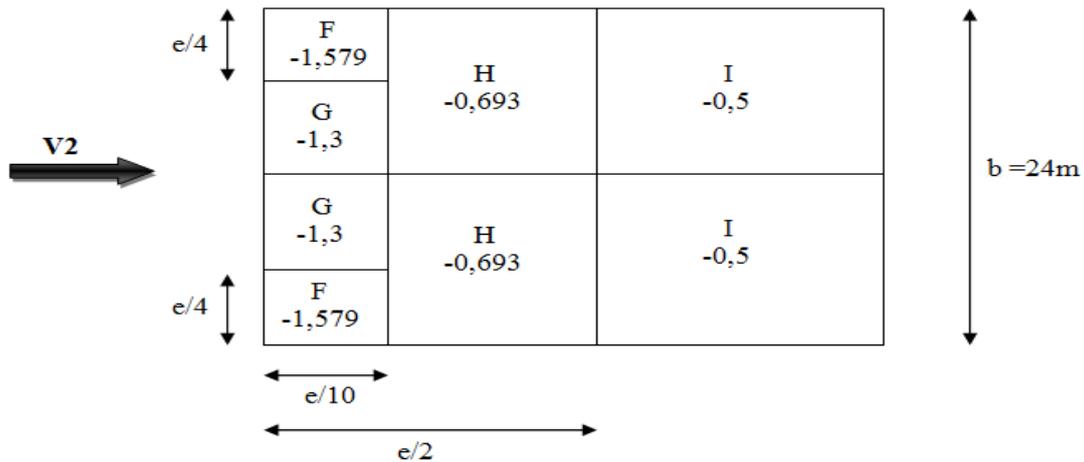


Figure II.16: Valeurs de Cpe pour la toiture sens V2.

a) Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

On détermine l'indice de perméabilité μ_p :

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

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} est donné par la figure 5.15 du RNVA99 en fonction de l'indice de perméabilité μ_p . On prend les valeurs extrêmes **C_{pi} = 0.8** et **C_{pi} = -0.5** (selon l'article 2.2.1 chap 5 RNV A99).

b) Calcul des pressions :

Ainsi, dans le cas de vent longitudinal agissant sur pignon, et en utilisant la formule :

$$q_j = C_d \cdot q_{dyn}(Z_j) \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \quad [N / m^2]$$

On obtient les valeurs des pressions q_j. Données dans les tableaux suivants :

➤ **Parois verticales :**

Niveau RDC : Tableau II.12: Valeurs des pressions q_j pour le RDC sens V2.

ZONE	C_d	Q_{dyn}	C_{Pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}[\text{N/m}^2]$	$q_{j,2}[\text{N/m}^2]$
A	0.9	612.375	-1	-0.5	0.8	-284.75	-1025.10
B	0.93	612.375	-0.8	-0.5	0.8	-170.85	-911.20
C	0.93	612.375	-0.5	-0.5	0.8	0	-740.35
D	0.93	612.375	+0.8	-0.5	0.8	740.35	0
E	0.93	612.375	-0.3	-0.5	0.8	113.90	-626.45

Premier étage : Tableau II. 13: Valeurs des pressions q_j pour le niveau1 sens V2.

ZONE	C_d	Q_{dyn}	C_{Pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}[\text{N/m}^2]$	$q_{j,2}[\text{N/m}^2]$
A	0.93	612.375	-1	-0.5	0.8	-284.75	-1025.10
B	0.93	612.375	-0.8	-0.5	0.8	-170.85	-911.20
C	0.93	612.375	-0.5	-0.5	0.8	0	-740.35
D	0.93	612.375	+0.8	-0.5	0.8	740.35	0
E	0.93	612.375	-0.3	-0.5	0.8	113.90	-626.45

Deuxième étage : Tableau II. 14: Valeurs des pressions q_j pour le niveau2 sens V2.

ZONE	C_d	Q_{dyn}	C_{Pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}[\text{N/m}^2]$	$q_{j,2}[\text{N/m}^2]$
A	0.93	641.625	-1	-0.5	0.8	-298.35	-1074.08
B	0.93	641.625	-0.8	-0.5	0.8	-179.01	-954.74
C	0.93	641.625	-0.5	-0.5	0.8	0	-775.72
D	0.93	641.625	+0.8	-0.5	0.8	775.72	0
E	0.93	641.625	-0.3	-0.5	0.8	119.34	-656.38

Toiture : Tableau II. 15: Valeurs des pressions q_j pour la toiture sens V2.

ZONE	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1} [N/m^2]$	$q_{j,2} [N/m^2]$
F	0.93	741.37	-1.579	-0.5	0.8	-743.94	-1640.27
G	0.93	741.37	-1,3	-0.5	0.8	-551.57	-1447.90
H	0.93	741.37	-0.693	-0.5	0.8	-133.06	-1029.39
I	0.93	741.37	-0,5	-0.5	0.8	0	-896.32

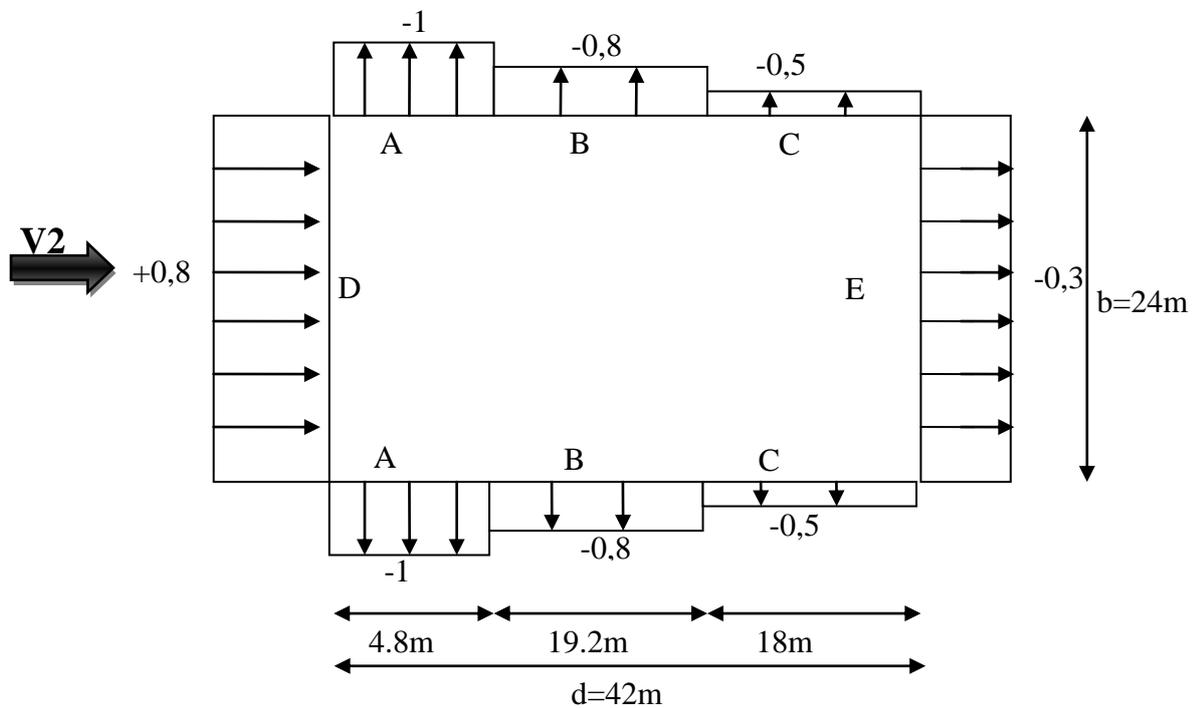


Figure II.17: Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales à la direction du vent V2.

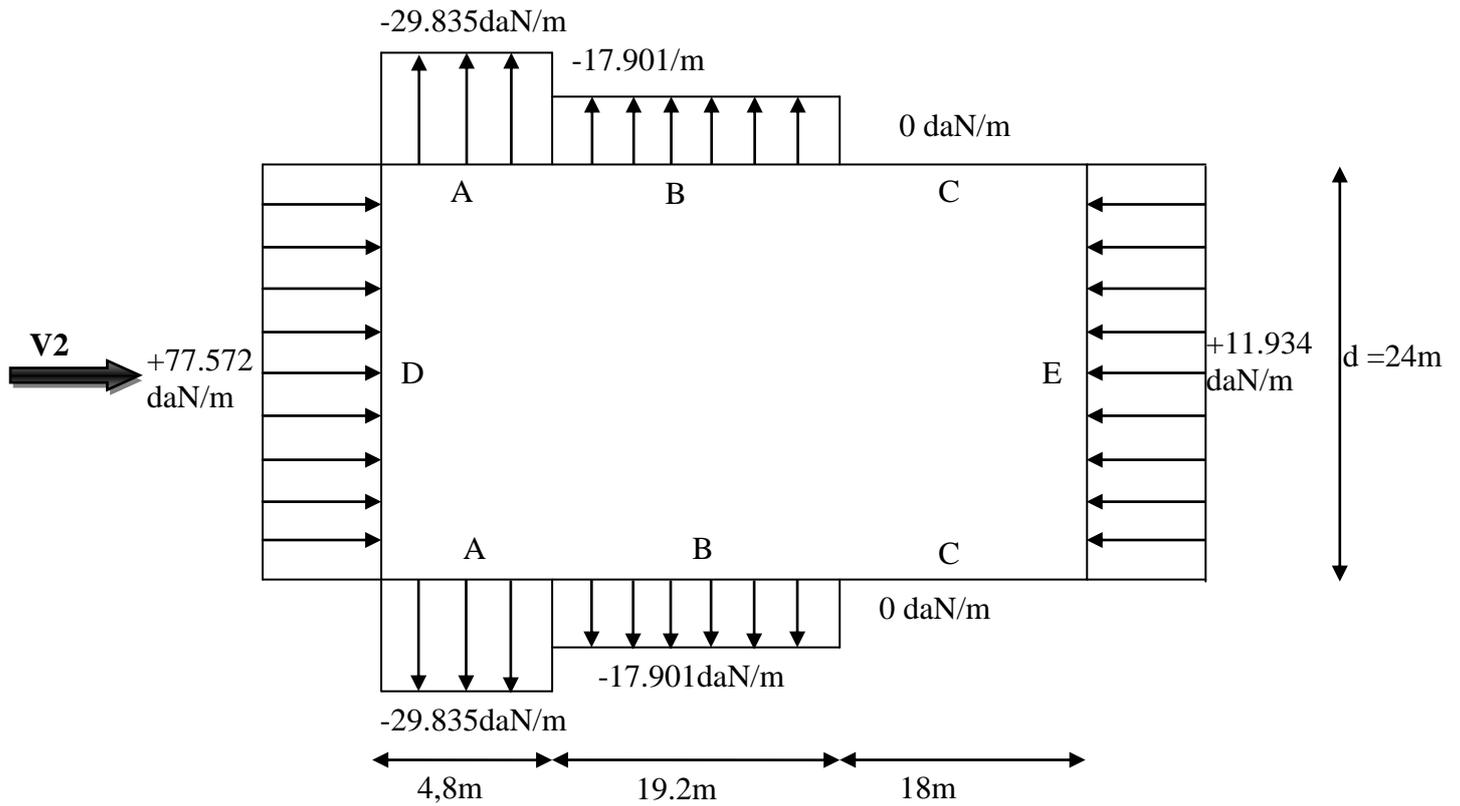


Figure II.18:Présentation des pressions sur les parois verticale direction du vent V2, à $C_{pi}=-0.5$.

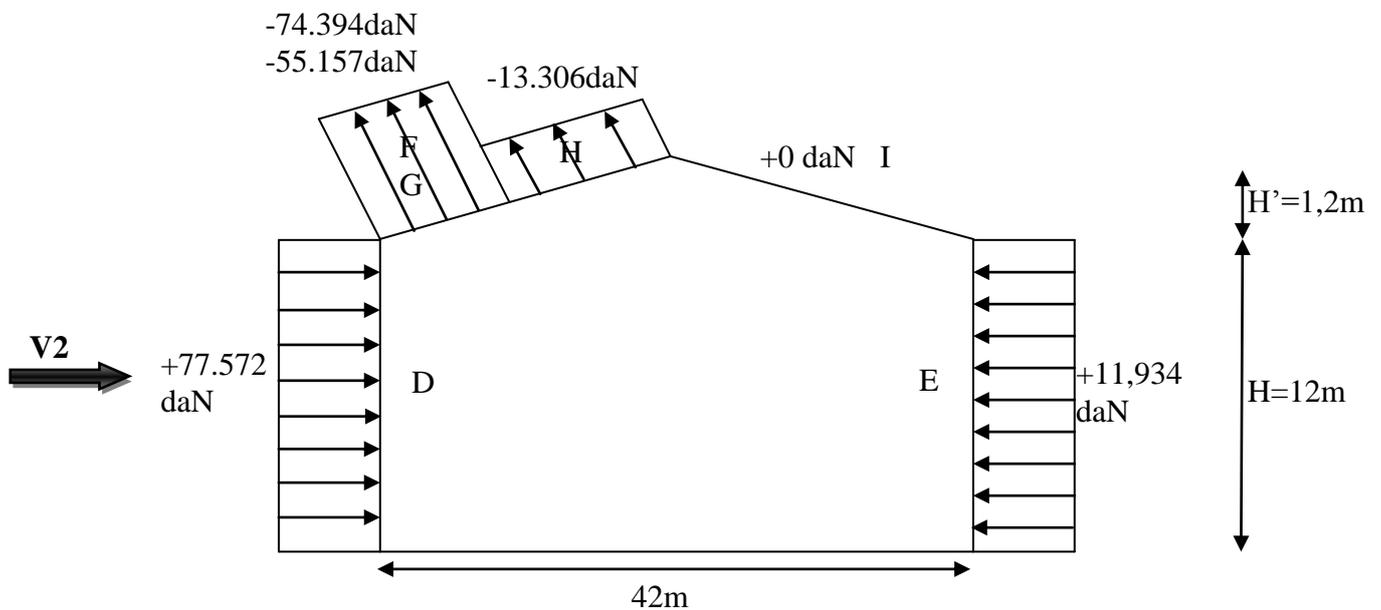


Figure II.19:Présentation des pressions sur la toiture direction du vent V2, à $C_{pi}=-0.5$.

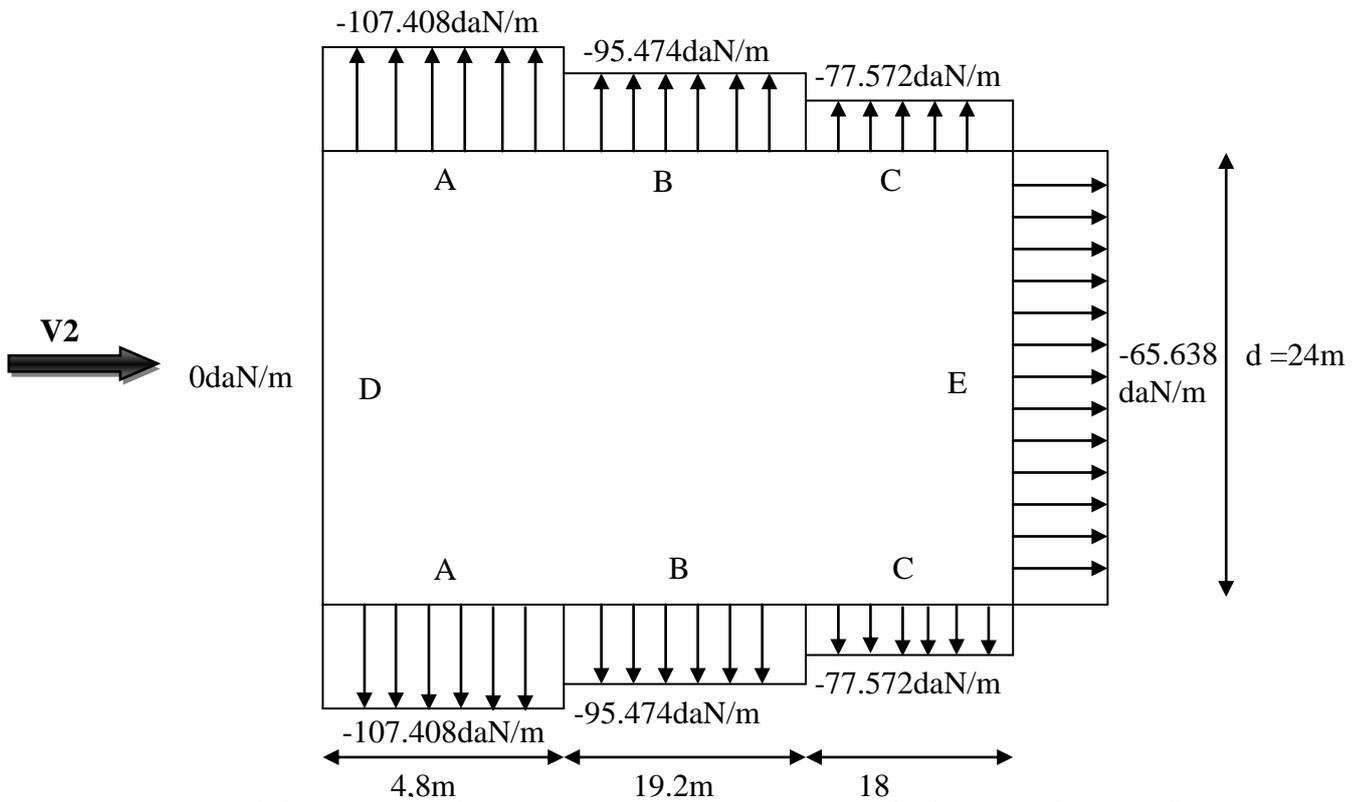


Figure II.20:Présentation des pressions sur les parois verticale direction du vent V2,à $C_{pi}=0.8$.

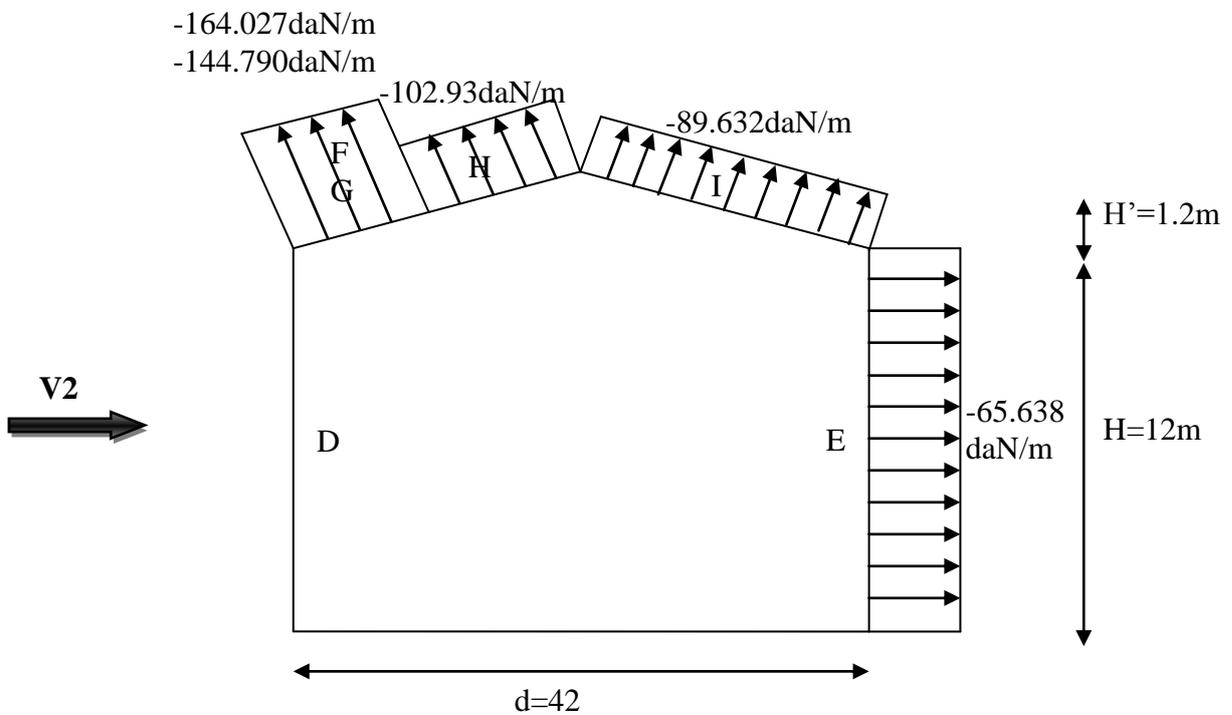


Figure II.21:Présentation des pressions sur la toiture direction du vent V2 à $C_{pi}=0.8$.

II.3 Force de frottement

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit $d/b \geq 3$, est $d/h \geq 3$.

- b : en (m) est la dimension de la construction perpendiculaire au vent.
- h : en (m) est la hauteur de la construction.
- d : en (m) est la dimension de la construction parallèle au vent.

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

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(z_j) * C_{fr} * S_{fr,j}) \quad [N] \quad (\text{formule 2.8}).$$

Ou :

- j : indique un élément de surface parallèle à la direction de vent.
- Z_j : (en m) est la hauteur de centre de l'élément j .
- q_{dyn} : (en N/m^2) est la pression dynamique de vent (cf. §3).
- $S_{fr,j}$: (en m^2) est l'aire de l'élément de surface j (cf. § 1.4.4).
- C_{fr} : est le coefficient de frottement pour l'élément de surface j [tableau 2.1]

Les coefficients de frottement pour la toiture et les parois verticales sont donnés comme suite :

- $C_{fr,j \text{ toiture}} = 0,04$ (ondulations perpendiculaire au vent).
- $C_{fr,j \text{ paroi}} = 0,01$ (ondulations parallèles au vent). [Tableau 2.1RNVA99 P.42].

II.3.1 Action d'ensemble :

- La force résultante se décompose en deux forces :
- Une force globale horizontale F_w (Traînée) qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture ;
- Une force de soulèvement F_u (Portance) qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture. Figure 2. 1
- La force résultante R est donnée par :

$$R = \sum (q_j \times S_i) + \sum F_{frj}$$

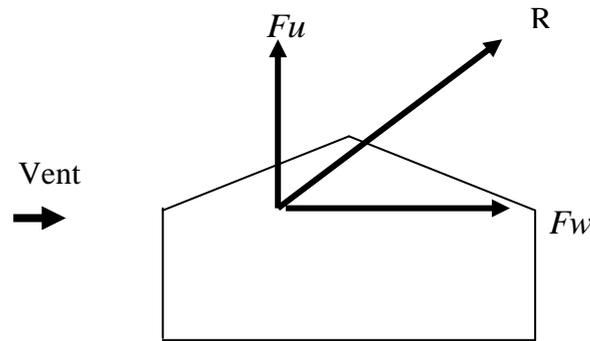


Figure II. 22: force résultante R.

Avec :

q_j : la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j.

S_j : l'aire de l'élément de surface j.

F_{frj} : la force de frottement éventuelle.

II.3.2 Direction du vent V1 (Vent \perp Lang-pan)

$$\left. \begin{aligned} \frac{d}{h} &= \frac{24}{13.2} = 1.818 < 3 \text{ NO} \\ \frac{d}{b} &= \frac{24}{42} = 0,571 < 3 \text{ NO} \end{aligned} \right\} \text{Les forces de frottements ne doivent pas être calculées.}$$

II.3.3 Direction du vent V2 (Vent \perp pignon)

$$\left. \begin{aligned} \frac{d}{h} &= \frac{42}{13.2} = 3.18 > 3 \text{ YES} \\ \frac{d}{b} &= \frac{42}{24} = 1.75 < 3 \text{ NO} \end{aligned} \right\} \text{Les forces de frottements Doivent être calculées.}$$

a) Calcul de force de frottement

➤ **Paroi verticale**

- $S_{fr} = (42 \times 12) \times 2 = 1008 \text{ m}^2$.
- $F_{fr} = 64.162 \times 0,04 \times 1008 = 2587.012 \text{ daN}$.

➤ Versant de toiture

$$S_{fr} = \frac{b}{\cos\alpha} d = \left(\frac{24}{\cos 5.71}\right) \times 42 = 1013.026 \text{ m}^2$$

- $S_{fr} = 1013.026 \text{ m}^2$.
- $F_{fr} = 74,137 \times 0,04 \times 1013.026 = 3004.109 \text{ daN}$.

➤ Direction du vent V1 :

Calcul des surfaces pour chaque zone de toiture et de paroi verticale dans le sens V₁ :

✓ Toiture :

Zone F₁ : $S_{F1} = 17.42 \text{ m}^2$.

Zone F₂ : $S_{F2} = 17.42 \text{ m}^2$.

Zone G : $S_G = 76.03 \text{ m}^2$.

Zone H : $S_H = 393.12 \text{ m}^2$.

Zone I : $S_I = 393.12 \text{ m}^2$.

Zone J : $S_J = 110.88 \text{ m}^2$.

✓ Parois verticales :

Zone D : $S_D = 228.48 \text{ m}^2$ (Pour RDC)

Zone E : $S_E = 228.48 \text{ m}^2$ (Pour RDC)

Zone D : $S_D = 128.94 \text{ m}^2$ (Pour Premier étage)

Zone E : $S_E = 128.94 \text{ m}^2$ (Pour Premier étage)

Zone D : $S_D = 146.58 \text{ m}^2$ (Pour Deuxième étage)

Zone E : $S_E = 146.58 \text{ m}^2$ (Pour Deuxième étage)

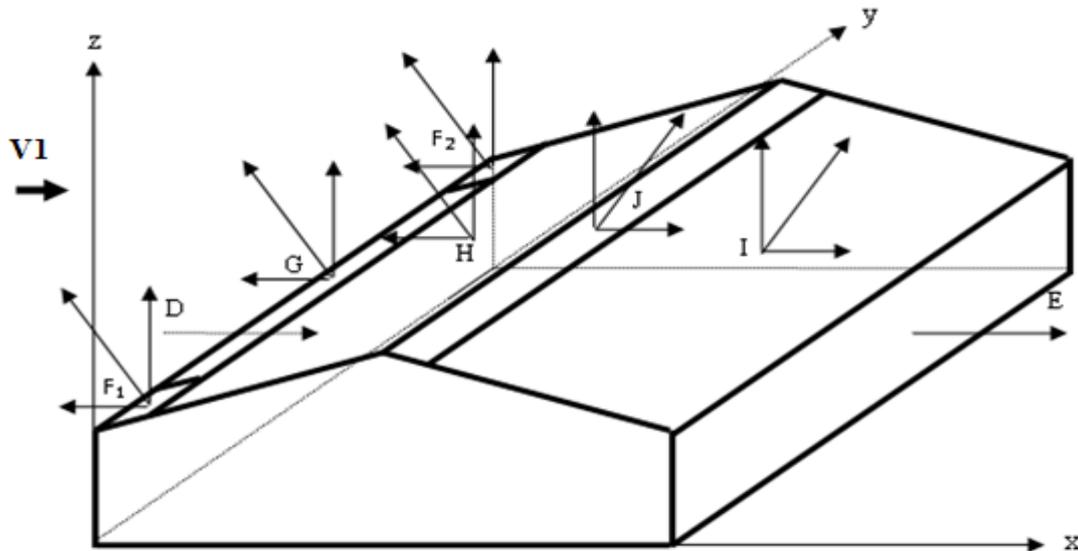


Figure II. 23: Représentation des surfaces sens du vent V1

Tableau II. 16: Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V1

Zone	Niveau	Composantes horizontales (KN)	Composantes verticales (KN)
D	RDC	$[716.47 \times 228.48] \times 10^{-3} = 163.39$	0
	1^{er} étage	$[716.47 \times 128.94] \times 10^{-3} = 92.38$	0
	2^{ème} étage	$[750.70 \times 146.58] \times 10^{-3} = 110.03$	0
E	RDC	$[606.24 \times 228.48] \times 10^{-3} = 138.51$	0
	1^{er} étage	$[606.24 \times 128.94] \times 10^{-3} = 78.16$	0
	2^{ème} étage	$[635.20 \times 146.58] \times 10^{-3} = 93.12$	0
F₁	Toiture	0	$[1630.05 \times 17.42] \times 10^{-3} = 28.39$
F₂	Toiture	0	$1630.05 \times 17.42] \times 10^{-3} = 28.39$
G	Toiture	0	$[1315.78 \times 76.03] \times 10^{-3} = 100.03$
H	Toiture	0	$[920.11 \times 393.12] \times 10^{-3} = 361.78$
I	Toiture	0	$[738.62 \times 393.12] \times 10^{-3} = 290.36$
J	Toiture	0	$[767.31 \times 110.88] \times 10^{-3} = 85.08$
F_{fr}		0	0
TOTAL		$R_x = 675.59$	$R_z = 894.03$

➤ **Direction du vent V2 :**

Calcul des surfaces pour chaque zone de toiture et de paroi verticale dans le sens V_2 (perpendiculaire au pignon) :

✓ **Toiture :**

Zone F_1 : $S_{F1} = 14.4 \text{ m}^2$

Zone F_2 : $S_{F2} = 14.4 \text{ m}^2$

Zone G : $S_G = 28.8 \text{ m}^2$

Zone H : $S_H = 230.4 \text{ m}^2$

Zone I : $S_I = 720 \text{ m}^2$

✓ **Parois verticales :**

Zone D : $S_D = 130.56 \text{ m}^2$ (Pour RDC)

Zone E : $S_E = 130.56 \text{ m}^2$ (Pour RDC)

Zone D : $S_D = 73.68 \text{ m}^2$ (Pour Premier étage)

Zone E : $S_E = 73.68 \text{ m}^2$ (Pour Premier étage)

Zone D : $S_D = 98.16 \text{ m}^2$ (Pour Deuxième étage)

Zone E : $S_E = 98.16 \text{ m}^2$ (Pour Deuxième étage)

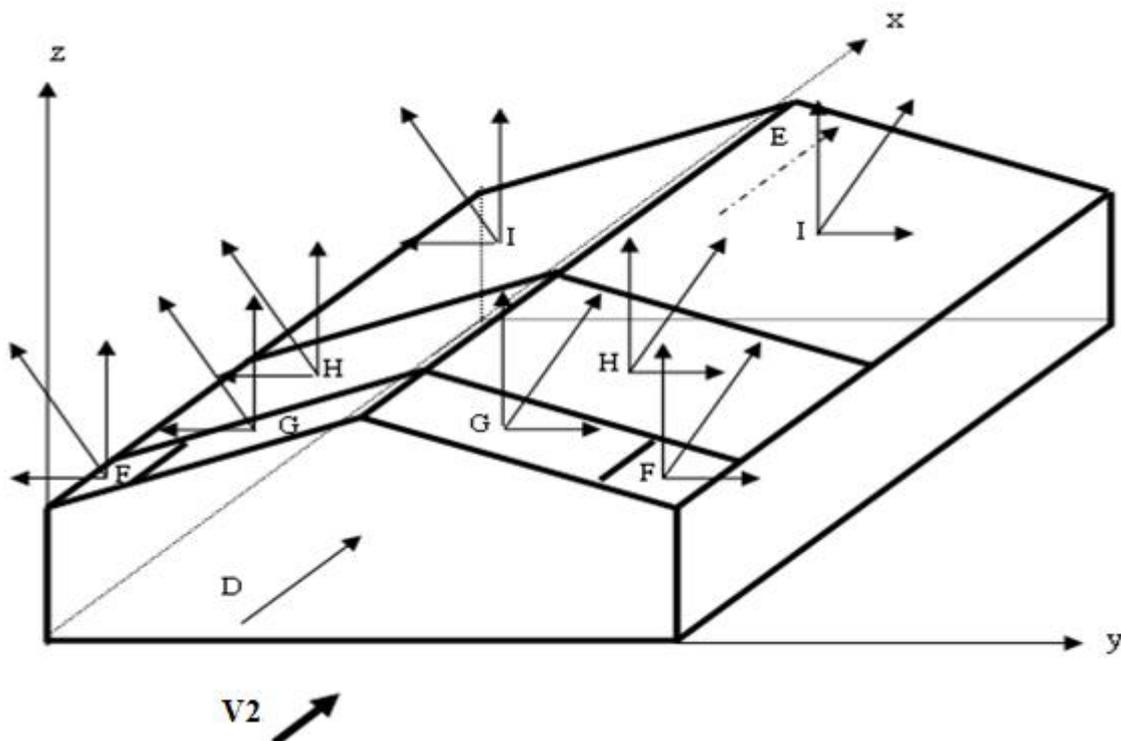


Figure II. 24 : Représentation des surfaces sens du vent V2.

Tableau II. 17: Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V2.

Zone	Niveau	Composantes horizontales (KN)	Composantes verticales (KN)
D	RDC	$[740.35 \times 130.56] \times 10^{-3} = 96.66$	0
	1^{er} étage	$[740.35 \times 73.68] \times 10^{-3} = 54.55$	0
	2^{ème} étage	$[775.72 \times 98.16] \times 10^{-3} = 76.14$	0
E	RDC	$[626.45 \times 130.56] \times 10^{-3} = 81.78$	0
	1^{er} étage	$[626.45 \times 73.68] \times 10^{-3} = 46.16$	0
	2^{ème} étage	$[656.38 \times 98.16] \times 10^{-3} = 64.43$	0
F₁	Toiture	0	$[1640.27 \times 14.4] \times 10^{-3} + 0.426 = 24.04$
F₂	Toiture	0	$[1640.27 \times 14.4] \times 10^{-3} + 0.426 = 24.04$
G	Toiture	0	$[1447.9 \times 28.8] \times 10^{-3} + 0.858 = 42.55$
H	Toiture	0	$[1029.39 \times 230.4] \times 10^{-3} + 6.89 = 244.06$
I	Toiture	0	$[896.32 \times 720] \times 10^{-3} + 21.44 = 666.79$
F_{fr}		0	30.04
TOTAL		$R_x = 419.72$	$R_z = 1001.48$

II.4 Action de la neige

Le règlement RNVA99 a pour objet de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute la surface située au-dessus du sol, et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures.

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

$$S = \mu \times S_k \quad (\text{KN/m}^2) \quad (3.3.1 \text{ P16 RNVA99})$$

S_k (en KN/m^2): est la charge de neige sur le sol donnée par le règlement RNVA 99 dans le paragraphe 4, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

μ : est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donné au paragraphe 6 RNVA99.

II.4.1 Calcul de la charge de neige sur le sol

La charge de neige sur le sol S_k est définie par l'unité de surface en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

D'après la carte de zonage de la neige en Algérie, la wilaya de Bejaia(Akbou) est située en zone A.

$$S_k = \frac{0.07 \times H + 15}{100} = 0,22$$

H : l'altitude du site considéré par rapport au niveau de la mer.

Pour notre site : l'altitude est $H = 300$ m.

Donc $S_k = 0.22 \text{ KN/m}^2$.

II.4.2 Neige sur la toiture

Dans notre projet la toiture à deux versants, donc le calcul des coefficients de forme se fait comme suit :

$$\alpha = 5.71^\circ$$

$$\alpha = 5.71^\circ \leftrightarrow 0^\circ < \alpha < 15^\circ$$

$\mu_1 = 0,8$ (tableau 6.2 : coefficients de formes – toiture à deux versant)

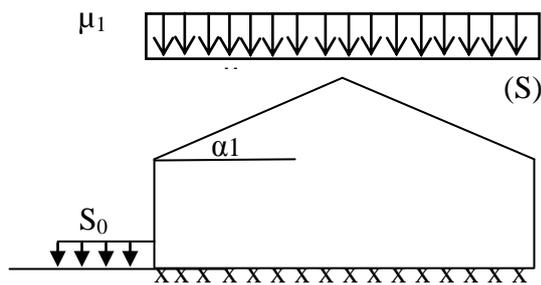


Figure II.25 : Représentation des versants de la toiture.

$$S_1 = 0,8 \times 22 = 17,60 \text{ daN/m}^2.$$

On prend: $S_{\max}(S_1) = 17.60 \text{ daN/m}^2.$

III.1 Etude des pannes:

III.1.1 Définition:

Les pannes sont des poutres servant d'appuis pour la couverture, elles transmettent ainsi toutes les charges et surcharges appliquées sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. Ce sont des éléments disposés parallèlement à la ligne de faîtage dans le plan des versants et elles sont généralement calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes et d'exploitation, et des charges climatiques.

La charge verticale, est décomposée suivant les deux axes principaux de la section des pannes.

Dans notre structure, la panne à étudier est celle dont la pente du versant est de 5.71°

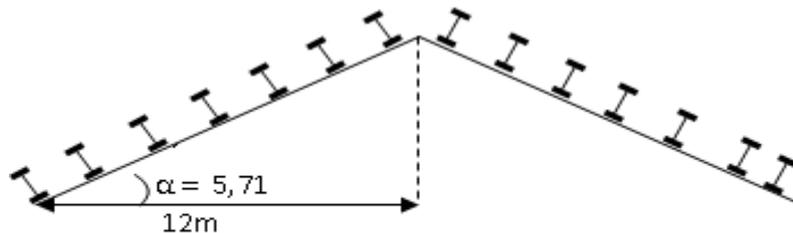


Figure III.1 : Type de panne.

III.1.2 Détermination des charges et surcharges:

III.1.2.1 Les charges permanentes:

- Poids propre de la couverture panneau sandwich.....14.2 kg / m²
- Poids propre d'accessoires d'attache5 kg / m²
- Poids propre des pannes est estimé à10.4 kg / ml

e : espacement entre les pannes avec : e = 1.5m

III.1.2.2 Surcharge d’entretien P :

Dans le cas des toitures inaccessibles 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 a deux charges concentrées de 100 kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

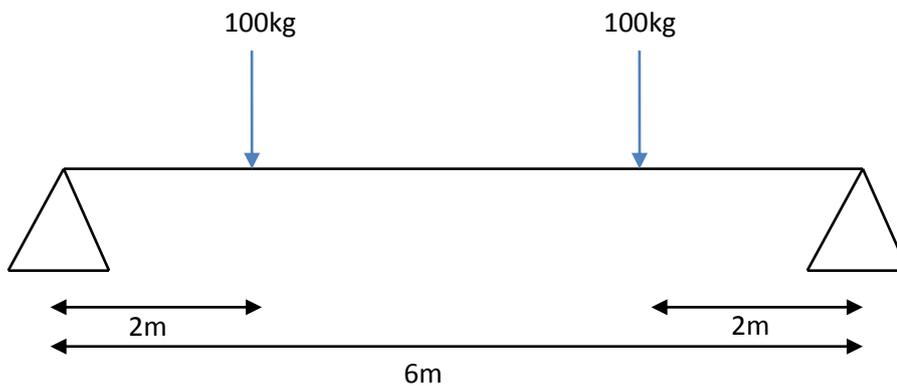


Figure III.2 : Schéma statique sous charge d’entretien.

$$M_{\max} = 100 \times 2 = 200 \text{kg.m.}$$

La charge uniformément répartie (P) due à la surcharge d’entretien est obtenue en égalisant les deux moments max due à P aux charges ponctuelles P_{eq} .

$$M_{\max} = P \times \frac{l}{3} = P_{eq} \times \frac{l^2}{8}$$

$$P_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{6}$$

$$P_{eq} = 0,444 \text{KN / ml}$$

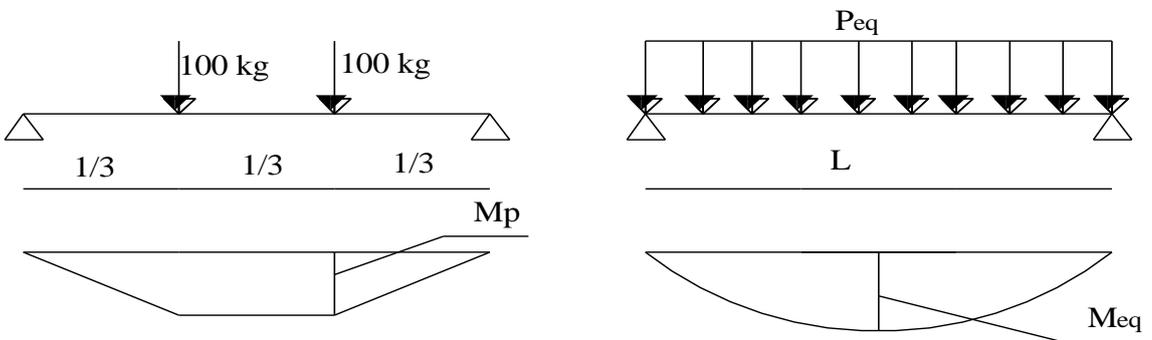


Figure III.3 : Moment due à la charge d’entretien.

III.1.2.3 Surcharge climatique due au vent :

Sollicitation extrême et le cas du vent sur la façade latérale (gauche / droite) avec surpression intérieur $C_{pi} = +0.8$, (zone F, G) :

$$q_j = -1,64 \text{ KN/m}^2.$$

$$W = -1,64 \text{ KN/m}^2 \times 1.5 \text{ m} = -2.46 \text{ KN/m}.$$

III.1.2.4 Surcharge climatique de la neige :

La panne la plus sollicitée est celle située à la crotée:

$$S = 0,176 \text{ KN/m}^2.$$

$$S = 0,176 \times 1.5 = 0.264 \text{ KN/ml}.$$

III.1.3 Etude de la panne :**III.1.3.1 Combinaisons de charge les plus défavorables :**

a) Les charges et surcharges appliquée

- $G = [(P_{\text{tot}} + P_{\text{Accessoire}}) \times \left(\frac{e}{\cos \alpha}\right)] + P_{\text{panne}}$
- $G = \left[(14,2 + 5) \times \left(\frac{1.5}{\cos 5.71}\right) \right] + 10.4 = 39.34 \text{ Kg / ml}$
- $G = 0.3934 \text{ KN/m}.$
- $Q = 0.4444 \text{ KN/m}.$
- $W = -2.46 \text{ KN/m}.$
- $S = 0,264 \text{ KN/ml}.$

III.1.3.2 Décomposition de charges :

- Suivant l'axe Z-Z

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0,3934 \cos 5,71 = 0,392 \text{ KN/ml}.$$

$$Q_{zz} = Q \cos \alpha = 0,4444 \cos 5,71 = 0,442 \text{ KN/ml}.$$

$$W_{zz} = -2,46 \text{ KN/ml.}$$

$$S_{zz} = S \cos\alpha = 0,264\cos 5,71 = 0,263 \text{ KN/ml.}$$

- Suivant l'axe Y-Y

$$G_{yy} = G. \sin \alpha = 0,3934 \sin 5,71 = 0,039 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{yy} = Q. \sin \alpha = 0,4444 \sin 5,71 = 0,044 \text{ KN/ml.}$$

$$W_{yy} = 0 \text{ KN/ml.}$$

$$S_{yy} = S. \sin\alpha = 0,264\sin 5,71 = 0,026 \text{ KN/ml.}$$

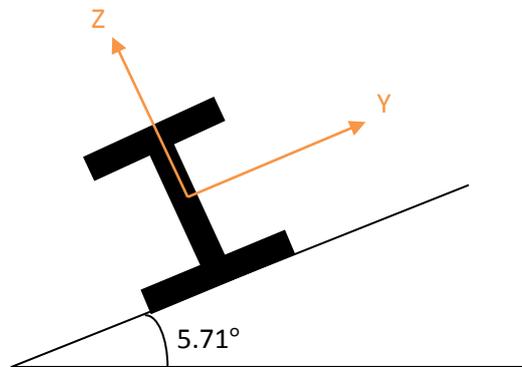


Figure III.4:Schéma de la panne inclinée.

III.1.3.3 Combinaisons d'actions :

- ELU :

Axe Z-Z :

$$1,25(G_{\min} + 1,5.W_z) = 1,25(0,393 - 1,5 \times 2,46) = -4,121 \text{ KN/ml.}$$

$$1,35.G_{z,\max} + 1,5.S_z = 1,35 \times 0,392 + 1,5 \times 0,263 = 0,924 \text{ KN/ml.}$$

$$1,35.G_{z,\max} + 1,5.Q_z = 1,35 \times 0,392 + 1,5 \times 0,442 = 1,192 \text{ KN/ml.}$$

Axe Y-Y :

$$1,25(1,35.G_{y,\max} + 1,5.S_y) = 1,25(1,35 \times 0,039 + 1,5 \times 0,026) = 0,71 \text{ KN/ml.}$$

$$1,35.G_{y, \max} + 1,5.Q_y = 1,35 \times 0,039 + 1,5 \times 0,044 = 0,118 \text{ KN/ml.}$$

- ELS :

Axe Z-Z :

$$1,25(G_z + W_z) = 1,25(0,392 - 2,46) = -2,585 \text{ KN/ml.}$$

$$G_z + S_z = 0,392 + 0,263 = 0,655 \text{ KN/ml.}$$

$$G_z + Q_z = 0,392 + 0,442 = 0,834 \text{ KN/ml.}$$

Axe Y-Y :

$$1,25(G_y + S_y) = 1,25(0,039 + 0,026) = 0,081 \text{ KN/ml.}$$

$$G_y + Q_y = 0,039 + 0,044 = 0,083 \text{ KN/ml.}$$

III.1.3.4 Prés dimensionnement :

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

- Suivant l'axe Z-Z :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{q_s \times l^4}{E} = \frac{5 \times 2,585 \times 600^4 \times 10^{-1}}{3 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 692,41 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit IPE160.

Ses caractéristiques sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 869 \text{ cm}^4 \\ I_z = 68,3 \text{ cm}^4 \\ A = 20,1 \text{ cm}^2 \\ h = 16 \text{ cm} \\ G = 15,8 \text{ Kg / ml} \end{array} \right.$$

Le poids propre réel G :

$$G = \left[(P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoires}}) \times \left(\frac{e}{\cos \alpha} \right) \right] + P_{\text{panne}}$$

$$G = \left[(14,2 + 5) \times \left(\frac{1,5}{\cos 5,71} \right) \right] + 15,8 = 44,743 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0,447 \text{ KN/ml.}$$

$$G_z = 0,447 \cos 5,71 = 0,445 \text{ KN/ml.}$$

$$G_y = 0,44817 \sin 5,71 = 0,0444 \text{ KN/ml.}$$

III.1.3.5 Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de la flèche.
- Condition de résistance.

a) Les combinaisons de calcul

On prenant compte la continuité des pannes.

- ELU :

$$(1) \begin{cases} q_z = 1,25(1,35G_z + 1,5Q_z) \\ q_y = 1,35G_y + 1,5Q_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,25(1,35 \times 0,447 + 1,5 \times 0,442) = 1,583 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,044 + 1,5 \times 0,044 = 0,125 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z = 1,25(G_z + 1,5W) \\ q_y = 1,35G_y + 1,5W \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,25(0,447 - 1,5 \times 2,46) = -4,53 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,044 + 1,5 \times 0 = 0,059 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_z = 1,25(1,35G_z + 1,5S_z) \\ q_y = 1,35G_y + 1,5S_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,25(1,35 \times 0,447 + 1,5 \times 0,175) = 1,082 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,044 + 1,5 \times 0,017 = 0,085 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

a) Détermination des sollicitations :

- Moments :

Sous le vent :

$$\text{Axe Z-Z : } M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{4,53 \times 6^2}{8} = 20,385 \text{KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y : } M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,059 \times 6^2}{8} = 0,265 \text{KN.m}$$

Sous charge d'exploitation :

$$\text{Axe Z-Z : } M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,583 \times 6^2}{8} = 7.124 \text{KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y : } M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,125 \times 6^2}{8} = 0,563 \text{KN.m}$$

Sous charge de la neige :

$$\text{Axe Z-Z : } M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,082 \times 6^2}{8} = 4.869 \text{KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y : } M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,085 \times 6^2}{8} = 0,383 \text{KN.m}$$

- Effort tranchant:

L'effort tranchant le plus défavorable est sous $q_z = 1.25(G_z + 1,5W)$ due au vent (voir page précédente).

Effort tranchant due au vent:

$$V = \frac{4.53 \times 6}{2} = 13.59 \text{kN}$$

a) Vérification à la résistance:

- Vérification à l'effort tranchant:

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$V_z < V_{plz}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} \text{ EC3 Art 5.4.6 (2)}$$

Avec :

V_{plz} : Effort tranchant résistant de la section.

A_{vz} : Aire de cisaillement.

$$A_{vz} = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2 \times r) \times tf$$

$$A_{vz} = 20,2 - 2 \times 8,2 \times 0,74 + (0,50 + 2 \times 0,9) \times 0,74 = 9,66 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = \frac{9,66 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 119,150 \text{ KN}$$

- Sous le vent :

$$V_z = 13.59 \text{ kN} < V_{plz} = 119,150 \text{ kN} \text{ Vérifiée.}$$

N.B. : $V < 0,5V_{plz}$ donc pas de réduction pour le moment résistant (interaction V, M).

Vérification au déversement :

$$\text{La vérification à faire est : } M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.2 (1)}$$

$\beta_w = 1 \Rightarrow$ classe 1

χ_{lt} : coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda_{LT}}$.

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

M_{cr} : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\} \text{EC3 Art F.1.2 (1)}$$

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$C_1 = 1,132 \quad , \quad C_2 = 0,459 \quad , \quad C_3 = 0,525 \quad ;$$

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple, $K_w=1$;

$$L = 600 \text{ cm} ;$$

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_a = -8 \text{ cm} \quad \text{sous le vent.} \\ Z_a = 8 \text{ cm} \quad \text{sous la charge verticale.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_s = 0 \quad \text{section doublement symétrique} \quad \text{EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 \quad \text{section doublement symétrique} \quad \text{EC3 Art F.1.1} \end{array} \right.$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -8 \text{ cm}$$

$$I_t = 3,60 \text{ cm}^4 \quad , \quad I_w = 3960 \text{ cm}^6$$

Sous le vent :

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 68,30}{(1 \times 6)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0,3960}{68,30} + \frac{(6)^2 \times 0,4 \times 3,60}{3,14^2 \times 68,30} + (0,459 \times (-0,08) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,08) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 14,531 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{1 \times 124 \times 10^{-6} \cdot 235}{14,531 \times 10^{-3}}} = 1,416 < 0,4$$

Donc il ya risque de diversement.

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$; Courbe (a) $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire χ_{LT} du tableau 5.5.2 de L'EC03 :

$$\chi_{LT} = 0,41 \quad \longrightarrow \quad M_{sdy} = 7,124 \text{KN.m} < 10,852 \text{KN.m}$$

$$0,41 \times \frac{124 \cdot 10^{-3} \cdot 235}{1,1} = 10,852 \text{KN.m}$$

Sous charge verticale:

$$M_{sdy} = 7,124 \text{KN.m}$$

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 68,30}{(1 \times 6)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0,3960}{68,30} + \frac{(6)^2 \times 0,4 \times 3,60}{3,14^2 \times 68,30} + (0,459 \times (+0,08) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (+0,08) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 11,267 \text{KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 124 \times 10^{-6} \cdot 235}{11,267 \times 10^{-3}}} = 1,608 > 0,4$$

Donc il y a risque de diversement

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$; Courbe (a) $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire χ_{LT} du tableau 5.5.2 de L'EC03 :

$$\chi_{LT} = 0,31$$

$$0,31 \times \frac{124 \cdot 10^{-3} \cdot 235}{1,1} = 8,212 \text{KN.m}$$

$$M_{sdy} = 7,124 \text{KN.m} < 8,212 \text{KN.m}$$

Vérfiée

- Condition de résistance :

La condition à vérifier est :

$$N = 0 \Rightarrow \left(\frac{M_y}{M_{pl.y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl.z}} \right)^\beta \leq 1 \quad \text{EC03Art 5.4.8.1}$$

Avec :

$$\alpha = 2 \quad , \quad \beta = 1.$$

Sous le vent :

$$\left(\frac{20.385}{29,14} \right)^2 + \left(\frac{0.265}{6,1335} \right)^1 = 0,532 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

Sous charge verticale:

$$\left(\frac{7,124}{29,14} \right)^2 + \left(\frac{0,563}{6,1335} \right)^1 = 0,151 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

b) Vérification à L'ELS:

- **Combinaisons de calcul:** On prenant compte la continuité des pannes.

$$(1) \quad \begin{cases} q_z = 1,25(G_z + Q_z) \\ q_y = G_y + Q_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,25(0,447 + 0,442) = 1,111KN \\ q_y = 0,044 + 0,044 = 0,088KN \end{cases}$$

$$(2) \quad \begin{cases} q_z = 1,25(G_z + W_z) \\ q_y = G_y + W_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,25(0,447 + (-2,46)) = -2,516KN \\ q_y = 0,044 + 0 = 0,044KN \end{cases}$$

$$(3) \quad \begin{cases} q_z = 1,25(G_z + S_z) \\ q_y = G_y + S_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,25(0,447 + 1,75) = 2,746KN \\ q_y = 0,044 + 0,017 = 0,061KN \end{cases}$$

- Calcul de la flèche :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{EI_y} \leq \frac{L}{200} \text{ et } f_y = \frac{5}{384} \frac{q_y \cdot l^4}{EI_z} \leq \frac{L}{200}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{2,746 \cdot 10^{-2} \cdot (600)^4}{869,2 \cdot 10^4} = 2,534 \text{ cm} \leq \frac{L}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

Suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0,061 \cdot 10^{-2} \cdot (600)^4}{68,302 \cdot 10^4} = 0,71 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

Sous chargement vertical et horizontal, la flèche est vérifiée, donc on choisit pour toutes les pannes un IPE160.

III.2 Calcul des liernes :

III.2.1 Introduction :

Les liernes sont des tirants, qui fonctionnent en traction et qui sont soumis à des efforts croissants.

Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas être transmis aux pannes faitières, ils sont donc transmis au portique par des tirants disposés en diagonale, appelés les bretelles.

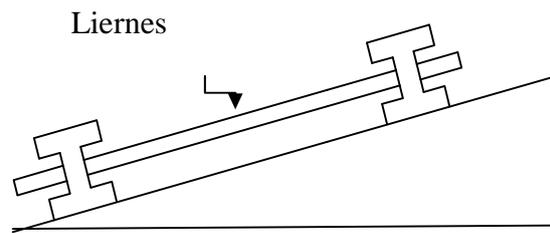


Figure III.5: Présentation des liernes.

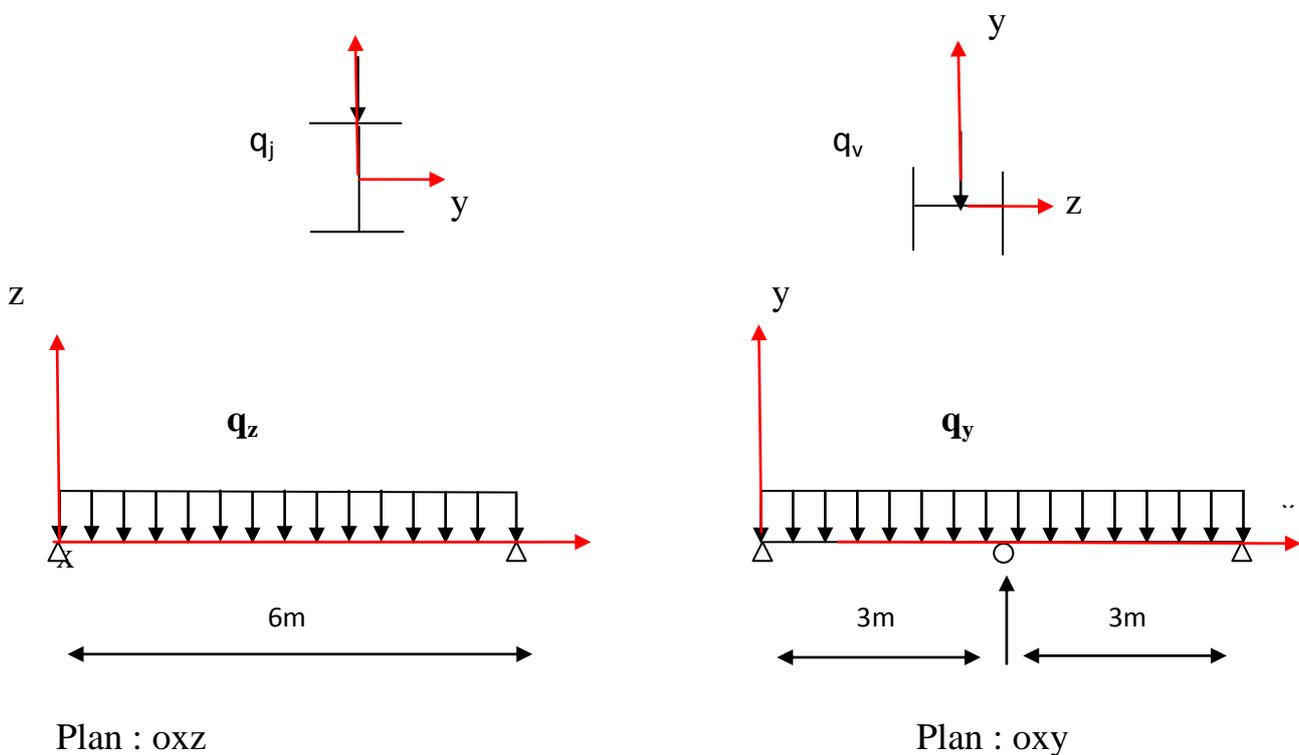


Figure III.6: les schémas statiques des liernes.

Dans notre cas le hangar est à multiple versant qui sont égaux, alors on vas procéder à un calcul de huit (8) espacements de 1,50m.

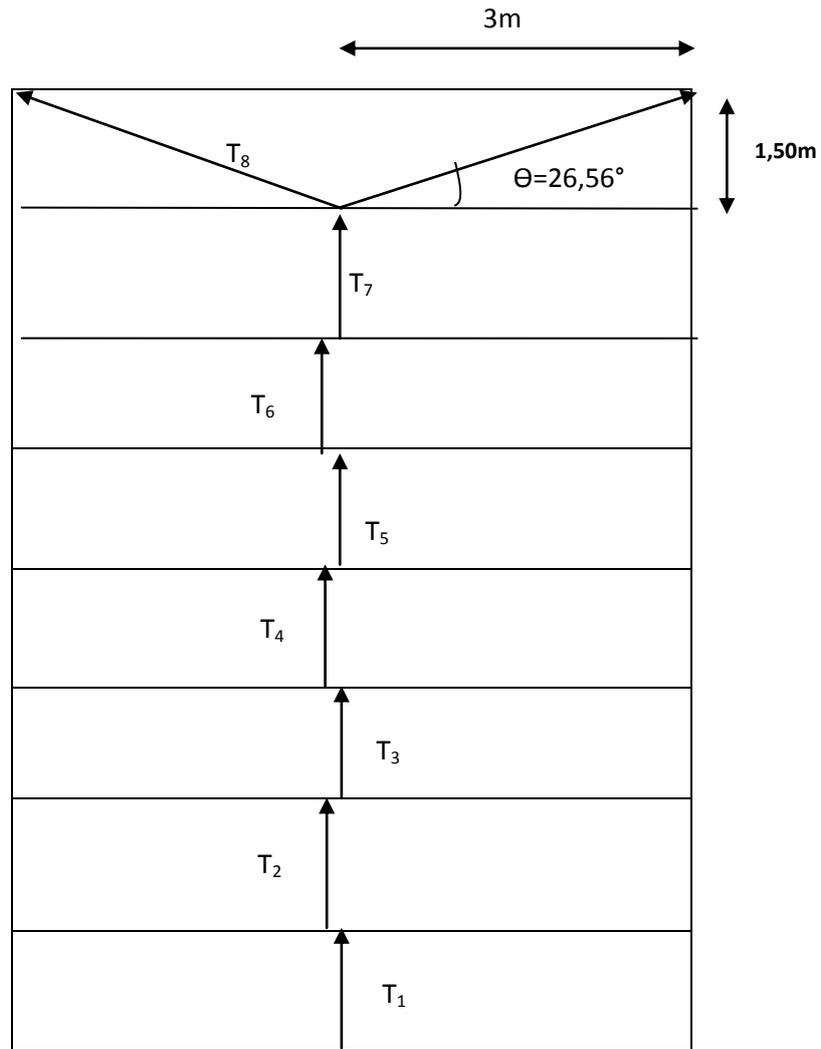


Figure III.7 : représentation des efforts.

III.2.2 Calcul des réactions

$$R = 1,25 \times q_y \times \frac{L}{2} = 1,25 \times 0,125 \times \frac{6}{2} = 0,468 \text{ KN.}$$

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{0,468}{2} = 0,234 \text{ KN}$$

$$T_2 = R + T_1 = 0,702 \text{ KN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 1,170 \text{ KN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 1,638 \text{ KN.}$$

$$T5=R+T4=2,106 \text{ KN.}$$

$$T6=R+T5=2,574 \text{ KN.}$$

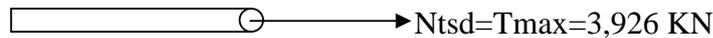
$$T7=R+T6=3,042 \text{ KN.}$$

$$T_8 = \frac{T_7 + R}{2 \sin \theta} \quad \longrightarrow \quad \theta = \arctg \frac{1,50}{3} = 26,56^\circ$$

$$T_8 = \frac{3,042 + 0,468}{2 \sin 26,56} = 3,926 \text{ KN}$$

III.2.3 Dimensionnement des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L_8



$$N_{pl} = A \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \quad T_8 < A \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \quad \Rightarrow \quad A \geq \frac{T_8 \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{3,926 \times 1,1 \times 10^3}{235 \times 10^6} = 0,167 \text{ cm}^2$$

$$A < \frac{\pi \phi^2}{4} \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,167}{3,14}} = 0,461 \text{ cm} \quad \phi \geq 4,6 \text{ mm} \quad \text{On choisit un } \phi 10 \text{ pour les liernes des pannes.}$$

III.3 Calcul de l'échantignolle :

III.3.1 Introduction :

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes, le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

III.3.2 Dimensionnement de l'échantignolle :

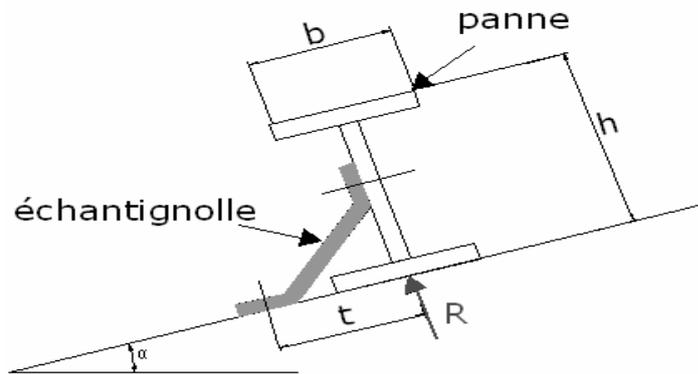


Figure III.8: Echantignolle.

L'excentrement (t) est limité par la condition suivante :

$$2\left(\frac{b}{2}\right) \leq t \leq 3\left(\frac{b}{2}\right)$$

Dans notre cas ; IPE160 $\Rightarrow \begin{cases} b = 8,2cm \\ h = 16cm \end{cases}$

$$8,2 \leq t \leq 12,3cm$$

Soit t = 10cm.

Le principe de dimensionnement est de déterminer le moment de renversement du au chargement surtout avec l'effort de vent de soulèvement.

OÙ :

$$M_r = R_1(z).t + R_2(y) \frac{h}{2}$$

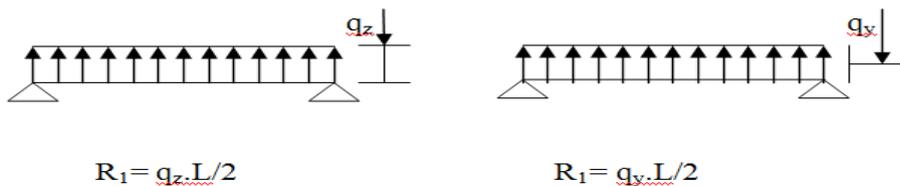


Figure III.9 : schéma statique des charges appliquées.

III.3.3 Détermination des sollicitations :

III.3.3.1 Calcul des réactions :

L'échantignolle reprend 02 pannes, donc la réaction sera doublée.

- Sous le poids propre :

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

$$G = [(14,2 + 5) \times \frac{1,5}{\cos 5,71}] + 15,8 = 0,447 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = G \cdot \cos\alpha = 0,445 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = G \cdot \sin\alpha = 0,044 \text{ KN/ml}$$

$$R_{zG} = 2 \cdot \frac{q \cdot l}{2} = 0,445 \times 6 = 2,67 \text{ KN}$$

$$R_{yG} = \frac{2 \times q \cdot l}{2} = 0,044 \times 6 = 0,264 \text{ KN}$$

- Sous le vent :

$$R_v = 2 \cdot R = 2 \cdot \frac{q \cdot l}{2} = 2 \cdot \frac{(-2,46) \cdot 6}{2} = -14,76 \text{ KN}$$

$$V_z = R_{zG} + 1,5 R_v = 2,67 - 1,5 \cdot 14,76$$

$$\Rightarrow V_z = -19,47 \text{ KN}$$

$$V_y = 1,35 R_{yG} = 0,356 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_y = 0,356 \text{ KN}$$

- Sous la neige :

$$R_{zs} = \frac{2 \cdot S \cdot l}{2} \cos 5,71 = 1,05 \text{ KN}$$

Avec $S = 0,176 \text{ Kn/m}$.

$$R_{ys} = \frac{2 \cdot S \cdot l}{2} \sin 5,71 = 0,105 \text{ KN}$$

$$V_Z = 1,35R_{ZG} + 1,5R_{ZS} = 1,35.2,67 + 1,5.1,05$$

$$\Rightarrow V_Z = 5.22KN$$

$$V_Y = 1,35R_{YG} + 1,5R_{YS} = 1,35.0,264 + 1,5.0,105$$

$$\Rightarrow V_Y = 0,514KN$$

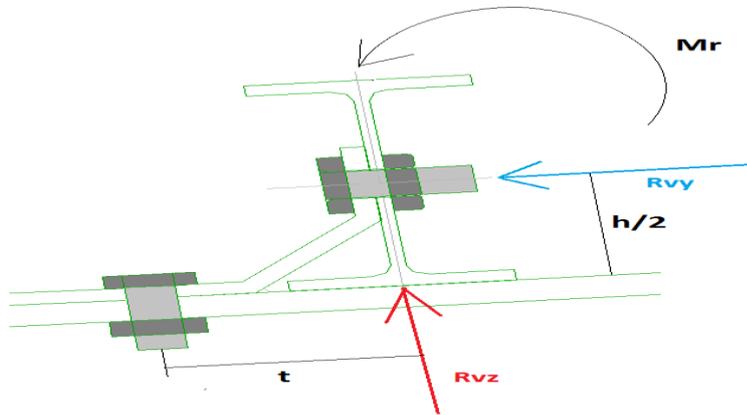


Figure III.10: Schéma statique de l'échantignolle.

- Sous charge d'exploitation :

$$R_{ZQ} = \frac{2}{2} q.l \times \cos \alpha = 0,445.6 \times \cos 5,71$$

$$R_{ZQ} = 2,656KN$$

$$R_{YQ} = \frac{2}{2} q.l \times \sin \alpha = 0,445.6 \times \sin 5,71$$

$$R_{YQ} = 0,265KN$$

$$V_Z = 1,35R_{ZG} + 1,5R_{ZQ} = 1,35.2,67 + 1,5.2,656$$

$$\Rightarrow V_Z = 7,588kN$$

$$V_Y = 1,35R_{YG} + 1,5R_{YQ} = 1,35.0,264 + 1,5.0,265$$

$$\Rightarrow V_Y = 0,754kN$$

III.3.3.2 Moment de renversement :

Dû au vent

$$M_R = V_Z . t + V_Y . (h / 2)$$

$$M_R = +19,47.0,12 + 0,356.0,08$$

$$\Rightarrow M_R = +2,365KN.m$$

III.3.3.3 Epaisseur de l'échantignolle

Le moment de renversement est celui dû au vent :

$$M_R = 2,365 \text{KN.m}$$

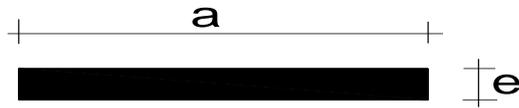


Figure III.11 : Dimensions de l'échantignolle.

$$\sigma \leq \frac{M_R}{W_{el}} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{M_R \cdot \gamma_{m0}}{f_y} \Rightarrow$$

$$W_{el} \geq \frac{2.365 \cdot 10^2 \cdot 1,1}{23,5} = 11,07 \text{ cm}^3$$

b : Longueur de l'échantignolle.

$$\text{On a : } W_{el} = \frac{b \cdot e^2}{6} \text{ section rectangulaire} \quad \rightarrow \quad e \geq \sqrt{\frac{6 \cdot W_{el}}{b}} \Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times 11,07}{20}} = 1,822 \text{ cm}$$

→ On adopte un échantignolle d'épaisseur $e = 2 \text{ cm}$.

IV.1 Calcul des lisses de bardage

IV.1.1 Introduction

Les lisses de bardage sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profilés minces pliés horizontalement ; elles portent sur les poteaux de portique ou éventuellement sur des potelets intermédiaires.

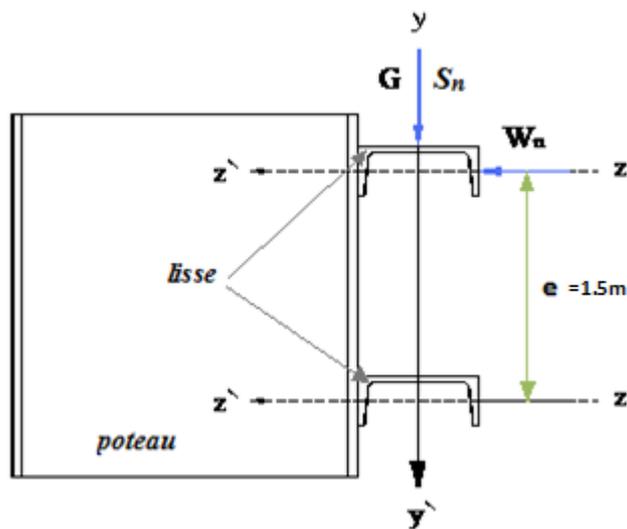
IV.1.2 Calcul des charges et surcharges revenant à la lisse la plus chargée

a) charge permanente G (\perp à l'âme) :

Poids propre du bardage (panneaux sandwichs)..... 12kg/m^2

Accessoire de pose..... 5kg/m^2

Poids propre de la lisse..... 10.6kg/m



FigureIV.1: disposition des lisses.

$$G=(P_{\text{bardage}}+P_{\text{accessoire}})\times e+P_{\text{lisse}}$$

$$G=(12+5)\times 1,5+10.6=36.1 \text{ daN/ml}$$

b) Surcharge climatique du vent (\parallel à l'âme) :

$$q_j=77.572\text{daN/m}^2$$

$$W=77,572\times 1,5=116.358\text{daN/ml}$$

Combinaison de charge la plus défavorable :

$$1,35G + 1,5W$$

IV.1.3 Calcul des moments

$$M_v = M_y = \frac{1,5 \times W_{el} \times l^2}{8} = \frac{1,5 \times 116.358 \times 6^2}{8} = 785,415 \text{ daN.m}$$

$$M_G = M_z = \frac{1,35 \times G \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{1,35 \times 36,1 \times 3^2}{8} = 54,827 \text{ daN.m}$$

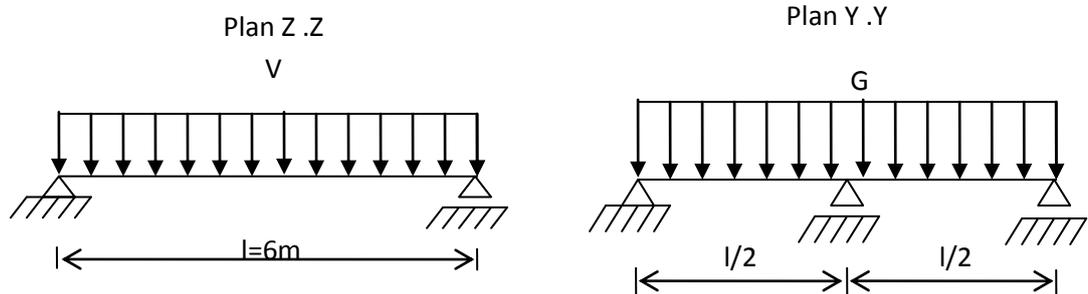


Figure IV.2: les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.

IV.1.4 Dimensionnement de la lisse à la condition de la flèche

Flèche horizontale suivant Z . Z :

$$F \leq Fad \text{ Avec } Fad = \frac{l}{200}$$

$$F_z = \frac{5}{384} \times \frac{W \times l^4}{E.I_y} \leq \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{W \times l^4}{E.3} = \frac{5}{384} \times \frac{77.572 \times 10^{-2} \times 600^4}{2,1 \times 10^6 \times 3} = 207,782 \text{ cm}^4$$

→ Soit UPN120 ($I_y=364 \text{ cm}^4$)

D'où la charge permanente devient :

$$G=(12+5) \times 1,5+13,4=38,9 \text{ daN/ml}$$

Vérification à la flèche déviée :

$$\left(\frac{M_y}{M_{ply}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{plz}}\right)^\beta \leq 1$$

$\alpha = 2; \beta = 1$ (Section de classes 1 et 2)

$$M_y = \frac{1,5W \times l^2}{8} = \frac{1,5 \times 116,358 \times 6^2}{8} = 785,415 \text{ daN.m}$$

$$M_z = \frac{1,35 \times G \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{1,35 \times 38,9 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 59,079 \text{ daN.m}$$

UPN120 :

$$w_{ply} = 72,6 \text{ cm}^3$$

$$w_{plz} = 21,2 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = 1,7 \times 10^5 \text{ kg.cm}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = 4,98 \times 10^4 \text{ kg.cm}$$

$$\left(\frac{M_y}{M_{ply}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{plz}}\right)^\beta = \left(\frac{785,415 \times 10^2}{1,7 \times 10^5}\right)^2 + \left(\frac{59,079 \times 10^2}{4,98 \times 10^4}\right)^1 = 0,33 < 1 \dots \dots \text{OK}$$

IV.1.5 Vérification a la flèche avec les charges non pondérées

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

Flèche verticale suivant y-y :

$$f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{G \times \left(\frac{l}{2}\right)^4}{E.I_z} \leq \frac{300}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{38,9 \times 10^{-2} \times \left(\frac{600}{2}\right)^4}{2,1 \times 10^6 \times 43,2} = 0,18 < 1,5 \dots \dots \dots OK$$

a) Fleche horizontale suivant z-z :

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{W \times (l)^4}{E.I_y} \leq \frac{600}{200} = 3cm$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{116,358 \times 10^{-2} \times (600)^4}{2,1 \times 10^6 \times 364} = 2,57 < 3cm \dots \dots \dots OK$$

Afin de réduire la flèche verticale, On disposée des liernes a mi travée :

IV.1.6 Détermination de la section de la lierne

Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :

$$R = 1,25 \times 1,35 \cdot G \times \frac{l}{2} = 1,25 \times 1,35 \times 38,9 \times 3 = 196.93 daN$$

Effort dans L₁ :

$$T_1 = \frac{R}{2} = 98.46 daN$$

Effort dans L₂ :

$$T_2 = R + T_1 = 295.39 daN$$

Effort dans L₃ :

$$T_3 = R + T_2 = 492.32 daN$$

Effort dans L₄ :

$$T_4 = R + T_3 = 689.25 daN$$

Effort dans L₅ :

$$T_5 = R + T_4 = 886.18 daN$$

Effort dans L_6 :

$$T_6 = R + T_5 = 1083,14 \text{ daN}$$

Effort dans L_7 :

$$T_7 = R + T_6 = 1280,1 \text{ daN}$$

Effort dans L_8 :

$$T_8 = R + T_7 = 1477,03 \text{ daN}$$

Effort dans L_4 :

$$2T_9 \times \sin \vartheta = T_8 \Rightarrow T_9 = \frac{T_8}{2 \times \sin \vartheta}$$

$$\text{Avec } \vartheta = \arctg \frac{1,5}{3} = 26,56^\circ$$

$$T_9 = \frac{1477,03}{2 \times \sin \vartheta} = 1651,3 \text{ daN}$$

Le tronçon le plus chargé est L_9

Nature de sollicitation :

Traction simple :

$$\left. \begin{array}{l} N \leq N_{pl} \\ N_{pl} = \frac{A \times F_y}{\gamma M_0} \end{array} \right\} \Rightarrow A \geq \frac{N \times \gamma M_0}{F_y}$$

$$A = \frac{\tau \times \phi^2}{4}$$

$$A \geq \frac{1651,37 \times 1,1}{2350} = 0,77 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,77}{\tau}} = 0,99 \text{ cm}$$

$$\phi \geq 9,9 \text{ mm}$$

On prend une barre de diamètre $\phi 10 \text{ mm}$

IV.2 Calcul des potelets

IV.2.1 Introduction

Les potelets sont le plus souvent des profils en I ou H destinés à rigidifier ou renforcer la clôture (bardage) ; ils résistent aux efforts horizontaux du vent.

Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage et de la hauteur de la construction.

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités :

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

Par conséquent le potelet risque :

- De subir une flèche importante sous les pressions q_w due au vent (calcul à l'ELS) ;
- De flamber lorsqu'il est très élancé (vérification à l'ELU au flambement flexion sous N_{etM}) ;
- De déverser sous les dépressions dues au vent ou la semelle interne comprimée et qui est non attachée aux lisses de bardage risque de flamber latéralement et de provoquer le déversement du potelet (vérification au déversement sous N et M).

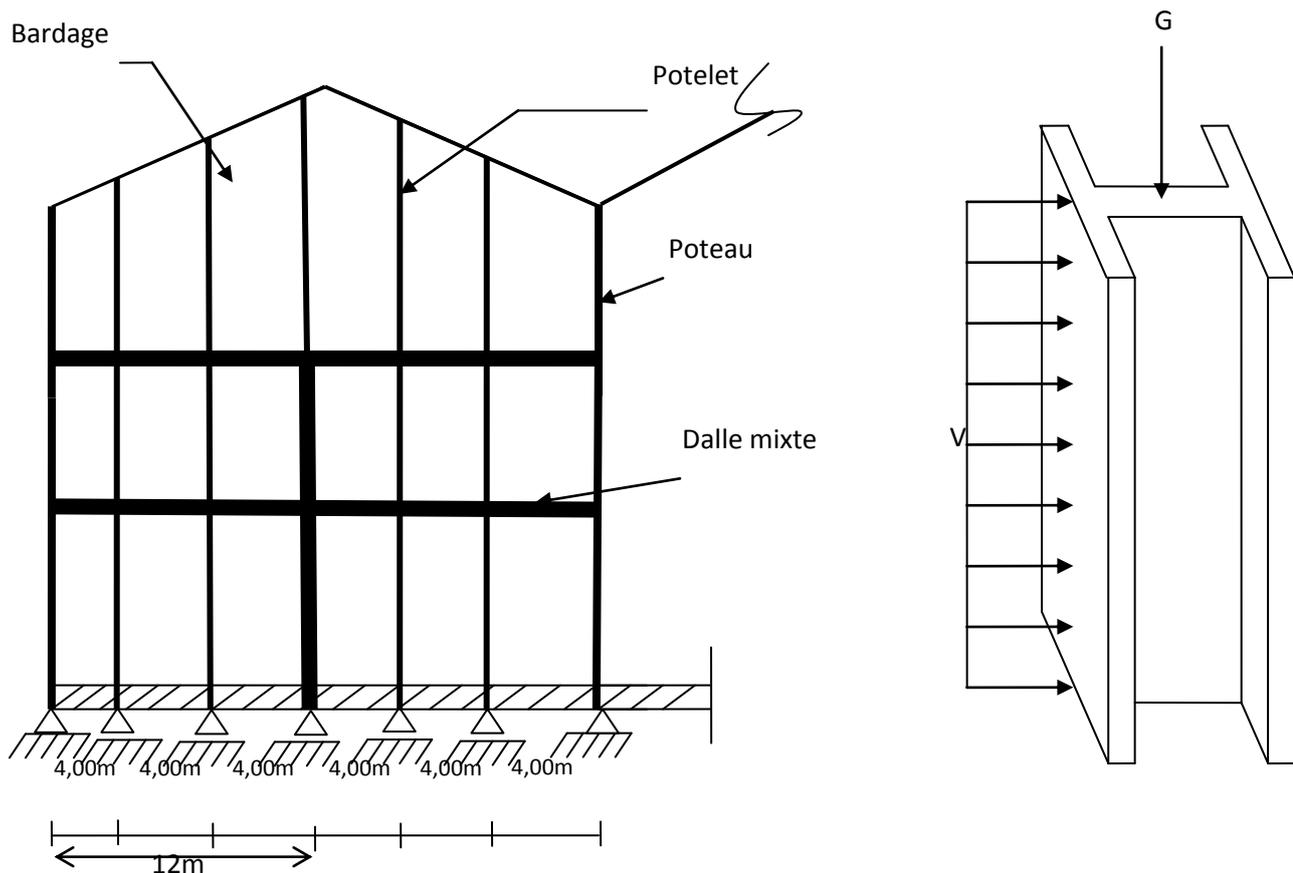


Figure IV.3: Schéma statique du potelet.

IV.2.2 : Calcul des charges et surcharge revenants au potelet le plus chargé

IV.2.2.1 : charges permanentes G :(verticale concentrée)

Bardage (panneaux sandwichs).....	12 kg/m ²
Poids propre de la lisse (UAP 120).....	13.4 kg/ml
Poids propre d'accessoires d'attaches.....	5 kg/m ²

RDC :

Le nombre des lisses supporté par le potelet N = 4 lisses.

- L'entraxe des potelets e = 4 m (cas le plus défavorable).

$G = \text{poids propre du potelet} + \text{poids propres des lisses} + \text{poids propres du bardage}$

IV.2.2.2 : Surcharge climatique W

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est :

$$W = 77.572 \text{ daN/m}^2$$

IV.2.3 : Le pré dimensionnement du potelet

Potelet le plus défavorable est le RDC :

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

$$q_{ws} = 1.25 \times W \times e$$

$$q_{ws} = 1.25 \times 77.572 \times 4 = 387.86 \text{ daN/m}$$

$$q_{ws} = 3.878 \text{ KN/ml}$$

$$f_z \leq f_{adm} \quad \text{Avec} \quad f_z = \frac{5 \times q_{ws} \times h^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{h}{200} = \frac{544}{200} = 2.72 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 3.878 \times 10^{-2} \times 544^4}{384 \times 21000 \times 2.72} = 774.2 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un IPE 160.

Ses caractéristiques sont :

$-I_y = 869.3 \text{ cm}^4$	$-h = 160 \text{ mm}$	$-d = 127.2 \text{ mm}$	$-W_{ely} = 108.7 \text{ cm}^3$
$-I_z = 283.58 \text{ cm}^4$	$-b = 120 \text{ mm}$	$-r = 9 \text{ mm}$	$-W_{elz} = 16.65 \text{ cm}^3$
$-A = 39.1 \text{ cm}^2$	$-t_w = 5 \text{ mm}$	$-A_{vz} = 9.7 \text{ cm}^2$	$-W_{ply} = 123.9 \text{ cm}^3$
$-G = 20.1 \text{ kg/m}$	$-t_f = 7.4 \text{ mm}$	$-A_{vy} = 12.8 \text{ cm}^2$	$-W_{plz} = 26.1 \text{ cm}^3$

G = poids propre du potelet + poids propres des lisses + poids propres du bardage et accessoire d'attache .

$$G = (20.1 \times 5.44) + (13.4 \times 4 \times 4) + ((12+5) \times 5.44 \times 4) = 6.94 \text{ KN.}$$

IV.2.3.1 : Vérification de la stabilité au flambement flexion sous N et M à l'ELU

La vérification au flambement flexion n'est nécessaire que si :

$$\bar{\lambda}_{max} > 0.2 \quad \text{avec} \quad \bar{\lambda}_{max} = \text{Max}(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z)$$

Calcul de $\bar{\lambda}_{max}$:

l'IPE 160 est de classe 01 en flexion seule. Il est aussi de classe 01 en compression seule.

Donc $01 \leq \text{classe en flexion compression} \leq 01 \Rightarrow$ l'IPE 160 de classe 01 en flexion compression $\Rightarrow \beta_A = 1$

Longueurs de flambement

Autour de l'axe fort $y'y$ (dans le plans de l'âme) , le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur donc la longueur de flambement $l_{ky} =$ hauteur totale du poteau = 5.44 m

Autour de l'axe faible $z'z$, le poteau est empêché de flamber sur toute sa hauteur par les lisses de bardage $l_{kz} =$ espace entre deux lisses = 1.5m.

Donc la longueur de flambement $l_{kz} =$ espacement entre les lisses de bardage = 1.50m

Pour l'IPE 160, les rayons de giration sont : $i_y = 6.58 \text{ cm}$ et $i_z = 1.84 \text{ cm}$

Donc les élancements $\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{544}{6.58} = 82.67$, et $\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{150}{1.84} = 81.52$

$\lambda_{max} = 82.67$.

Acier S235 $\Rightarrow \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$

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

Les élancements réduits sont :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{82.67}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.88$$

$$\bar{\lambda}_{max} = 0.88$$

Donc $\bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0.88 > 0.2$ Donc la vérification au flambement flexion est nécessaire :

$$\frac{N_{sd}}{\gamma_{m1} \times A \times f_y} + \frac{k_y + M_{y, sd}}{\gamma_{m1} \times W_{ply} \times f_y} \leq 1$$

Calcul de N_{CSD} et M_{sdy} à l'ELU :

$$N = 1.35 \times [1.25 \times (P_{potelet} \times h) + 1.25 \times (P_{lisse} \times n \times b) + 1.25 \times ((P_{couv} + P_{acc}) \times h \times b)]$$

$$N = 1.35 \times [1.25 \times (20.1 \times 5.44) + 1.25 \times (13.4 \times 4 \times 4) + 1.25 \times ((12+5) \times 5.44 \times 4)] = 11.7 \text{ KN}$$

$$M_{sdy} = 1.5 \times \frac{q_{ws} \times l^2}{8} = 1.5 \times \frac{3.878 \times 5.44^2}{8} = 21.518 \text{ kn.m}$$

Calculons maintenant le coefficient de réduction $x_{min} = \min(x_y, x_z)$

Choix des courbes de flambement : pour l'IPE 160 on a : $h/b = 1.95 > 1.2$ mm

Et $t_f = 7.4 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$, on aura :

Flambement / y'y : courbe (a) et $\bar{\lambda}_y = 0.88 \Rightarrow x_y = 0.783$

Flambement / z'z : courbe (b) et $\bar{\lambda}_z = 0.87 \Rightarrow x_z = 0.705$

$$\Rightarrow x_{min} = \min(x_y, x_z) = 0.705$$

Calculons le facteur d'amplification.

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{x_y \times A \times f_y} \text{ mais } k_y \leq 1.5$$

Le potelet étant bi-articulé à ses extrémités et d'après le tableau de calcul du facteur de moment équivalent $\beta_{My} = \beta_{Mz} = 1.3$ (charges de vent uniformément réparties)

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply}}{W_{ely}} - 1 = 0.783 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{123.9}{108.7} - 1 = -0.956 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{(-0.956) \times 11.7}{0.783 \times 20.1 \times 23.5} = 1.030 \leq 1.5$$

Donc finalement :

$$\frac{N_{sd}}{\gamma_{m1} \times x_{min} \times A \times f_y} + \frac{k_y \times M_{ysd}}{\gamma_{m1} \times W_{ply} \times f_y} \leq 1$$

$$\frac{11.7}{\frac{0.705 \times 39.1 \times 23.5}{1.1}} + \frac{1.03 \times 21.52 \times 10^2}{\frac{123.9 \times 23.5}{1.1}} = 0.856 < 1 \text{ vérifiée}$$

Donc la stabilité de ce potelet au flambement flexion est vérifiée

IV.2.3.2 : Vérification de la stabilité au déversement sous N_{csd} et de M_{sdy} à l'ELU

Calculons l'élançement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ du potelet vis à vis du déversement telle que :

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

Avec :

M_{rdy} : moment résistant au déversement.

χ_{LT} : coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$.

$\beta_w = 1$, pour les sections de classe (1) et (2).

On a :

$\beta_w = 1 \Rightarrow$ classe 01

χ_{LT} : coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$.

$\bar{\lambda}_{LT}$: est l'élançement réduit vis- vis du déversement.

M_{cr} : est le moment critique élastique de déversement.

Si $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$ alors la vérification au déversement est inutile.

Dans le cas contraire ou $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4$, la vérification se fera comme suit :

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\}$$

D'après les tableaux F1.2 de l'EC03 notre potelet considéré comme bi-articulés à ses extrémités, on a :

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement ($K=1$).

$C_1 = 1.132$ $C_2 = 0.459$ $C_3 = 0.525$

Pour K et K_w : les facteurs de longueur effective = 1

I_t : moment d'inertie de torsion = 12.88 cm^4

I_w : moment d'inertie gauchissement = 37390 cm^6

I_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = 283.6 cm^4

L : la hauteur totale du potelet = 5.44 m

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

z_g : est la distance du point d'application de la charge au centre de torsion s de la section (z_g est positif ssi la charge agit vers le centre de torsion et négatif dans le cas contraire)

z_a : Coordonnée du point d'application de la charge

z_s : Coordonnée du centre de cisaillement = 0

On a :

$$z_a = -\frac{h}{2} = \frac{16.0}{2} = -8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow Z_g = Z_a - Z_s = -8 \text{ cm}$$

On rappelle que $G = \frac{1}{2(1+\nu)} E = 0.4E$;

G : module d'élasticité transversale

$\nu = 0.3$: coefficient de poisson

$E = 210000 \text{ MPA}$: module d'élasticité longitudinal

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times 3.14^2 \times 2.1 \times 68.28}{(1 \times 5.44)^2} \left\{ \left[\frac{1}{1} \right]^2 \times \left[\frac{0.396}{68.28} + \frac{5.44^2 \times 0.4 \times 3.6}{3.14^2 \times 68.28} + (0.459 \times (-0.8))^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0.459 \times (-0.8)) \right\}$$

$$M_{cr} = 44.258 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 123.9 \times 10^{-6} \times 235}{44.258 \times 10^{-3}}} = 0.81$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0.81 > 0.4 \Rightarrow$ Donc il y a risque de diversement.

Profilé laminé : $\alpha = 0.21$; Courbe (a) $\rightarrow x_{LT}$

On tire χ_{LT} du tableau 5.5.2 de L'EC03 :

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.81 \text{ Donc : } \chi_{LT} = 0.79$$

Le moment maximal (pondérée) à mi travée à l'ELU :

$$M_{sdy} = 1.5 \times \frac{q_w \times l^2}{8} = 1.5 \times \frac{3.878 \times 5.44^2}{8} = 21.518 \text{ kn.m}$$

$$\text{Non remarquons que : } \frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times f_y} = \frac{11.7}{\frac{0.705 \times 39.1 \times 23.5}{1.1}} = 0.019 \ll 1$$

\Rightarrow Donc la présence de l'effort normal de compression peut être considérée comme négligeable

⇒ la vérification à faire vis à vis du déversement peut se faire en flexion simple uniquement. Autrement dit .La vérification à faire serait :

$$M_{sdy} \leq M_{rdy} = : \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y / \gamma_{M1}$$

$$M_{b,rd} = 0.79 \times 1 \times \frac{123.9 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 20.91 \text{ KN.m}$$

On voit que l'IPE 160 n'est pas vérifiée au déversement donc on doit augmenter la section de potelet on prend l'IPE 200

Ses caractéristiques sont :

$$-I_y = 1943.2 \text{ cm}^4$$

$$-h = 200 \text{ mm}$$

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

On a :

$$\beta_w = 1 \Rightarrow \text{classe 01}$$

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\}$$

D'après les tableaux F1.2 de l'EC03 notre potelet considéré comme bi-articulés à ses extrémités. on a :

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement ($K=1$).

$$C_1 = 1.132$$

$$C_2 = 0.459$$

$$C_3 = 0.525$$

TABLEAU B.1.2 CCM97

Pour K et K_w : les facteurs de longueur effective avec $= 1$

$$I_t = 4.79 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 12990 \text{ cm}^6$$

$$I_z = 142.31 \text{ cm}^4$$

$$L = 5.44 \text{ m}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

On a :

$$Z_a = - \frac{h}{2} = \frac{20.0}{2} = -10 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow Z_g = Z_a - Z_s = -10 \text{ cm}$$

On rappelle que $G = \frac{1}{2(1+\nu)} E = 0.4E$;

G : module d'élasticité transversale

$\nu = 0,3$: coefficient de poisson

TABLEAU 3.2 CCM97

$E = 210000$ MPA : module d'élasticité longitudinal

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times 3.14^2 \times 2.1 \times 142.31}{(1 \times 5.44)^2} \left\{ \left[\frac{1}{1} \right]^2 \times \left[\frac{1.299}{142.31} + \frac{5.44^2 \times 0,4 \times 6.98}{3.14^2 \times 142.31} + (0.459 \times (-0.10))^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,525 \times (-0.10)) \right\}$$

$$M_{cr} = 35.76 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 220.6 \times 10^{-6} \times 235}{35.76 \times 10^{-3}}} = 1.2$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1.2 > 0.4 \Rightarrow$ Donc il y a risque de divergement.

Profilé laminé : $\alpha = 0,21$; Courbe (a) $\rightarrow x_{LT}$

On tire χ_{LT} du tableau 5.5.2 de L'EC03 :

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.23 \text{ Donc : } \chi_{LT} = 0.53$$

La vérification à faire est :

$$M_{sdy} \leq M_{rdy} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y / \gamma_{M1}$$

$$M_{sdy} = 1.5 \times \frac{q_w \times l^2}{8} = 1.5 \times \frac{3.878 \times 5.44^2}{8} = 21.518 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,rd} = 0.53 \times 1 \times \frac{220.6 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 47.128 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 21.518 \text{ KN.m} \leq M_{rdy} = 47.128 \text{ KN.m} \quad \text{vérifié .}$$

On adoptera donc des **IPE200** pour l'ensemble des potelets.

IV.3 : Etude des escaliers

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du bâtiment. Dans notre projet, on a un seul type d'escalier métallique qui est composé de deux volées liées à un palier de repos, ce dernier se compose d'une solive encadrée aux poteaux, la volée est constituée de deux limons, et des marches constituées par des cornières de support et de tôle striée.

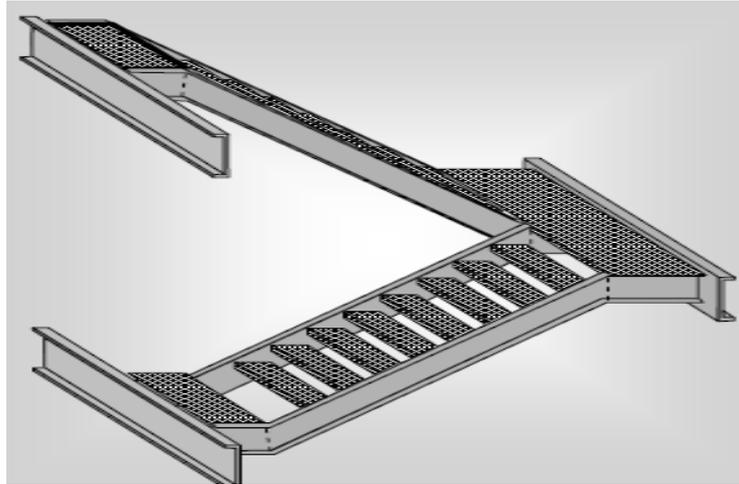


Figure IV. 4: Vue de l'escalier

IV.3.1 : Définitions

- **Un palier** : dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée, est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escaliers.
- **Une volée** : c'est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Limon** : c'est une partie rampante d'un escalier dans laquelle s'assemblent les marches et contremarches.
- **Giron** : c'est la largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

a) **Avantage des escaliers métalliques**

L'escalier en métal est un escalier pré-usiné, La structure d'acier vient en deux ou trois morceaux qui sont assemblés, par boulons, sur place et elle est ensuite recouverte de marches, de contremarches et de limons.

La préfabrication sur mesure et le calcul informatisé des dimensions assurent aussi une grande précision et une qualité uniforme du travail.

Economie de mains d'œuvres et temps de travail.

b) **Inconvénients des escaliers métalliques**

L'entretien et protection contre la corrosion.

IV.3.2 : Choix des dimensions

Le choix des dimensions se fait selon la formule de BLONDEL :

$$60\text{cm} \leq g + 2 \cdot h \leq 64\text{cm}$$

$$\text{Avec : } h = \frac{H}{n}$$

IV.3.3 : Pré dimensionnement de l'escalier de RDC

h : Hauteur de la contre marche donné par : $16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

g : Largeur de la marche (giron) donné par : $25\text{cm} \leq h \leq 32\text{cm}$

n : Nombre de contremarche.

H : Hauteur à franchir avec une volée $H = 1.70\text{m}$

La condition assurant le confort de l'escalier est donnée par la relation de BLONDEL

$$60\text{cm} \leq g + 2 \cdot h \leq 64\text{cm}$$

Avec :

$$\text{Si on prend } h = 17\text{cm} \Rightarrow n = \frac{170}{17} = 10 \text{ contremarches}$$

$$n - 1 = 10 - 1 = 9 \text{ (marches)}$$

Application de la règle de BLONDEL :

$$60\text{cm} \leq g + 2 \cdot h \leq 64\text{cm}$$

$$\Rightarrow 60 - 2 \times h \leq g \leq 64 - 2 \times h$$

$$\Rightarrow 60 - (2 \times 17) \leq g \leq 64 - (2 \times 17)$$

$$\Rightarrow 26\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm}$$

On prend : $g = 28\text{ cm}$

$$\text{Angle d'inclinaison } \alpha = \text{arc tg} = \frac{1.7}{5.32} = 0.657 \Rightarrow \alpha = 33.30^\circ$$

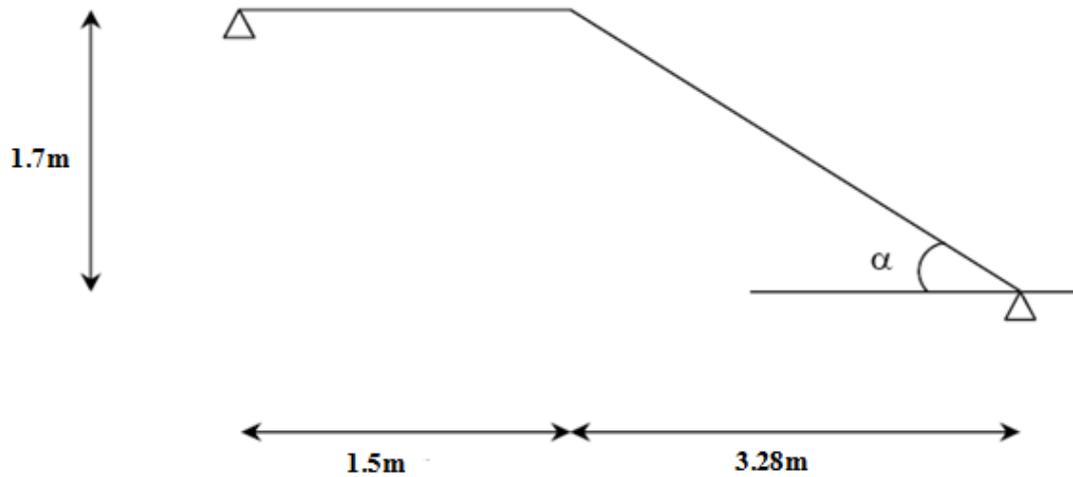


Figure IV. 5: Inclinaison d'escaliers

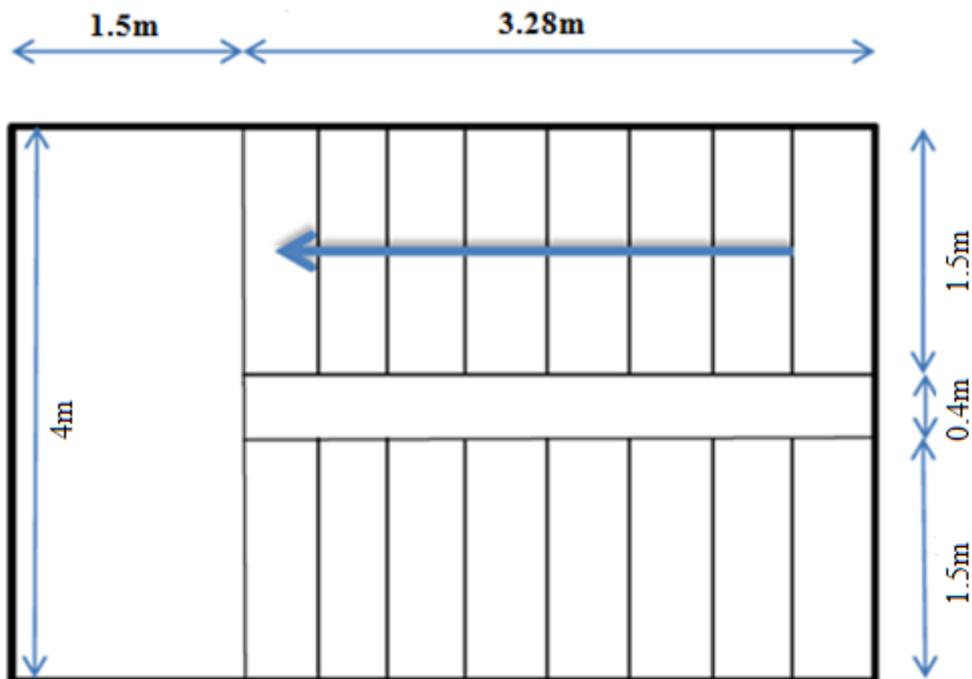


Figure IV. 6: Vue en plan de l'escalier

IV.3.4 : Évaluation des charges

a) Charges permanentes

Garde-corps 0.02×78.5 = 1.57 KN/m².

Tôle striée (5 mm) 0.005×78.5 = 0.40 KN/m².

$$G = 1.97 \text{ KN/m}^2$$

b) Charges d'exploitation

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

IV.3.5 : Pré dimensionnement de la Cornière

Les cornières sont sollicitées par :

$$G = 1.97 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

IV.3.5.1 : Combinaison de charge

ELU :

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times \frac{g}{2}$$

$$q_u = (1.35 \times 1.97 + 1.5 \times 2.5) \times 0.28/2$$

$$q_u = 0.897 \text{ KN/m}.$$

ELS:

$$q_{ser} = (G+Q) \times 0.28/2$$

$$q_{ser} = (1.97 + 2.5) \times 0.28/2 = 0.626 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser} = 0.626 \text{ KN/m}$$

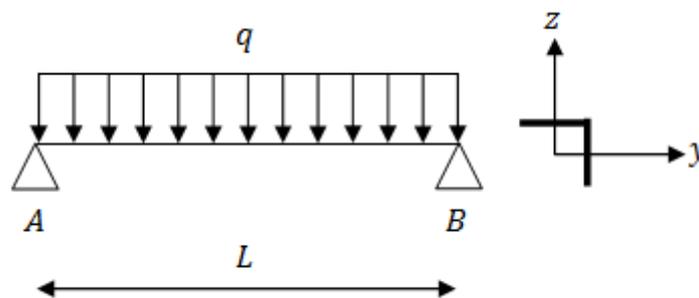


Figure IV.7: Schémas statique de la cornière

IV.3.5.2 : Condition de flèche

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_{ser} \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y > 300 \times \frac{5 \times q_{ser} \times l^3}{384 \times E} = 300 \times \frac{5 \times 0.626 \times 10^{-2} \times 150^3}{384 \times 21000} = 3.93 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière à ailes égale L40x40x4 avec les caractéristiques suivantes

$$I_y = I_z = 4.47 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = W_{plz} = 2.91 \text{ cm}^3 \quad A = 3.07 \text{ cm}^2$$

$$G_{cornière} = 0.0242 \text{ KN/m}$$

IV.3.5.3 : Vérification en tenant compte du poids du profilé

- **La flèche :**

$$f_{cal} \leq f_{ad}$$

$$q' = q + G_{cornière} = 0.626 + 0.0242 = 0.650 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 0.650 \times 10^{-2} \times 150^4}{384 \times 21000 \times 4.47} = 0.46 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{150}{300} = 0.5 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **La résistance :**

$$\text{Il faut vérifier que : } M_{sd} < M_{rd} \quad \text{avec } M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8}$$

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times \frac{g}{2} + (1.35 \times G_{cornière})$$

$$q_u = (1.35 \times 1.97 + 1.5 \times 2.5) \times \frac{0.31}{2} + (1.35 \times 0.0242) = 1.026 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1.026 \times 150^2}{8} = 0.288 \text{ Kn.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{2.91 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 0.621 \text{ Kn.m} > 0.288 \text{ Kn.m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Vérification au Cisaillement**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{0.93 \cdot 1.50}{2} = 0.697 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{1.6 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1.1} = 19.73 \text{ KN} > 0.697 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors L40x40x4 convient comme cornière de support.

Conclusion : on choisit pour la cornière de support une cornière de **L40x40x4**

IV.3.6 : Pré dimensionnement du limon

Le limon est l'élément qui supporte le poids total de l'escalier et qui permet aux marches de prendre appui.

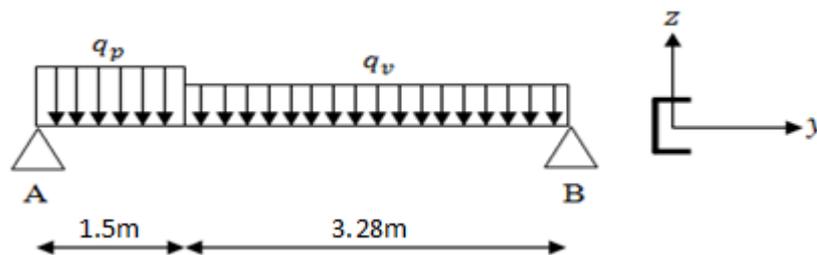


Figure IV. 8: charges appliqué sur 1 limon

IV.3.6.1 : Evaluation de charges

a) Volée

- **Charges permanentes**

- Poids estimé de 2 limon (UPN160) : $2 \times 0.189 = 0.378 \text{ KN/m}$.

- Cornière (40x40x4) : $2 \times 0.0242 = 0.0484 \text{ KN/m}$.

- Tôle striée d'épaisseur ($e = 5\text{mm}$) : $0.005 \times 78.5 = 0.40 \text{ KN/m}^2$

- Garde-corps $0.02 \times 78.5 = 1.57 \text{ KN/m}^2$.

- Charge totale : $G_v = (0.40 \times 1.50) + (1.57 \times 1) + 0.378 + 0.0484 = 2.6 \text{ KN/ml}$

b) Palier

• **Charges permanentes**

- Revêtements en carrelage ($e = 2\text{cm}$) $0.2 \times 2 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose ($e = 1,5\text{cm}$) $0.2 \times 1.5 = 0.3 \text{ KN/m}^2$
- Dalle en béton armé ($e = 10\text{cm}$) $0.1 \times 25 = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Tôle type TN 40 0.15 KN/m^2

$$G_p = 3.35 \text{ KN/m}^2$$

c) **Charges d'exploitation**

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

La charge revenant au limon est :

$$q_v = \frac{(G_v + Q)}{2} = \frac{(2.6 + 2.5)}{2} = 2.55 \text{ KN/m}$$

$$q_p = \frac{(G_p + Q) \times E_m}{2} = \frac{(3.35 + 2.5) \times 1.5}{2} = 4.39 \text{ KN/m}$$

E_m : La longueur de la marche

$$q = \max(q_v; q_p) = 4.39 \text{ KN/m}$$

IV.3.6.2 : Condition de flèche

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_p \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \times \frac{5 \times q \times l^3}{384 \times E} = 300 \times \frac{5 \times 4.39 \times 10^{-2} \times 478^3}{384 \times 21000} = 891,84 \text{ cm}^4$$

Soit un UPN160 avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 925 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 138 \text{ cm}^3$$

$$G_{\text{profilé}} = 0.189 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 12.60 \text{ cm}^2$$

IV.3.6.3 : Vérification en tenant compte du poids du profilé

- **Vérification de la flèche**

$$q' = q + G_{\text{profilé}} = 4.39 + 0.189 = 4.58 \text{ KN/m}$$

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 \times 4.58 \times 10^{-2} \times 478^4}{384 \times 21000 \times 925} = 1.6 \text{ cm} > \frac{478}{300} = 1.59 \text{ cm} \rightarrow \text{NON Vérifiée}$$

Condition non vérifiée donc on augmente la section à UPN 180

$$I_y = 1350 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 179 \text{ cm}^3$$

$$G_{\text{profilé}} = 0.219 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 15.09 \text{ cm}^2$$

$$q' = q + G_{\text{profilé}} = 4.39 + 0.219 = 4.61 \text{ KN/m}$$

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 \times 4.61 \times 10^{-2} \times 478^4}{384 \times 21000 \times 1350} = 1.1 \text{ cm} < f_{\text{ad}} = \frac{478}{300} = 1.59 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Vérification de la résistance :**

$$G_v = (P_{\text{tole}} \times b) + (P_{\text{gc}} \times 1) + P_{\text{rev}} + P_{\text{cor}}$$

- Charge totale : $G_v = (0.4 \times 1.5) + (1.57 \times 1) + 0.438 + 0.0484 = 2.65 \text{ KN/ml}$

$$q_v = \frac{(1.35 \times G_v + 1.5 \times Q)}{2} = \frac{(1.35 \times 2.65 + 1.5 \times 2.5)}{2} = 3.664 \text{ Kn/m}$$

$$q_p = \frac{(1.35 \times G_p + 1.5 \times Q) \times E_m}{2} = \frac{(1.35 \times 3.35 + 1.5 \times 2.5) \times 1.50}{2} = 6.2 \text{ Kn/m}$$

Le limon est considéré comme une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les réactions d'appuis et le moment maximal.

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 21.32 \text{KN}$$

$$\sum (M/A \text{ ET } B) = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A = 11.96 \text{KN} \\ R_B = 9.36 \text{KN} \end{cases}$$

- **Calcul des efforts internes :**

$$\underline{0 \leq x \leq 1.5}$$

$$\begin{cases} M_Z = -3.1 \times x^2 + 11.96 \times x \\ T_y = 6.2 \times x - 11.96 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_Z = 0 \text{KN.m}, T_y = -11.96 \text{KN} \\ x = 1.5 \Rightarrow M_Z = 10.96 \text{KN.m}, T_y = -2.66 \text{KN} \end{cases}$$

Le moment est maximum pour : $x = \frac{11.96}{6.2} = 1.93 \text{m} > 1.5 \text{m}$

$$\underline{0 \leq x \leq 3.28}$$

$$\begin{cases} M_Z = -1.83 \times x^2 + 9.36 \times x \\ T_y = -3.664 \times x + 9.36 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_Z = 0 \text{KN.m}, T_y = 9.36 \text{KN} \\ x = 3.28 \Rightarrow M_Z = 11.01 \text{KN.m}, T_y = -2.66 \text{KN} \end{cases}$$

Le moment est maximum pour : $x = \frac{9.36}{3.664} = 2.55 \text{m} < 3.28 \text{m}$

$$\Rightarrow M_{max} = 11.53 \text{KN.m}$$

Donc les efforts maximum sont : $\begin{cases} M_{sd} = 11.96 \text{KN.m} \\ V_{sd} = R_A = 11.97 \text{KN} \end{cases}$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{179 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 42.06 \text{KN} \cdot \text{m} > 11.96 \text{KN} \cdot \text{m}$$

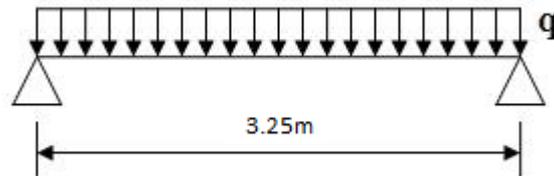
→ Vérifiée

- **Cisaillement :**

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{15.09 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1} = 204.737 \text{KN} > 11.96 \text{KN}$$

$V_{pl,Rd} > V_{sd}$ → Vérifiée

Conclusion : on choisit pour le limon et pour la volée un **UPN180**

IV.3.7 : Etude de la poutre palière :**Figure IV.9:** Schéma statique de la poutre palière.**IV.3.7.1: Evaluation de charges**

Les charges revenant sur la poutre palière sont :

Charge revenant du palier $G = 3.35 \times 0.75 = 2.51 \text{ KN/m}$

$Q = 2.5 \times 0.75 = 1.875 \text{ KN/m}$

$q_s = 2.51 + 1.875 = 4.385 \text{ kN/m}$

IV.3.7.2 : Condition de flèche

$$f_{cal} \leq f_{ad}$$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_p \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{ad} = \frac{l}{300} f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \times \frac{5 \times q \times l^3}{384 \times E} = 300 \times \frac{5 \times 4.385 \times 10^{-2} \times 400^3}{384 \times 21000} = 522.02 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE140 caractérisé par :

$$I_y = 541.2 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 88.3 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0.129 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 7.6 \text{ cm}^2$$

IV.3.7.3 : Vérification en tenant compte le poids du profilé

$$q_u = 1.35 \times (2.51 + 0.129) + 1.5 \times 1.875 = 6.375 \text{ kN/m}$$

$$q_s = 2.51 + 0.129 + 1.875 = 4.514 \text{ kN/m}$$

• **La flèche :**

$$f_{cal} \leq f_{ad}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 4.514 \times 10^{-2} \times 400^4}{384 \times 21000 \times 541.2} = 1.32\text{cm} < f_{ad} = \frac{400}{300} = 1.33\text{cm} \quad \text{Vérifiée}$$

• **La résistance**

$$M_{sd} < M_{rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6.375 \times (4)^2}{8} = 12.75 \text{ Kn. m}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.3 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 20.75 \text{ Kn. m}$$

$$M_{sd} = 12.75 \text{ Kn. m} < M_{rd} = 20.75 \text{ Kn. m} \quad \text{Vérifiée}$$

• **Vérification au cisaillement**

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

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{6.375 \times 4}{2} = 12.75 \text{ Kn}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{7.6 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1} = 103.115 \text{ Kn} > 12.75 \text{ Kn}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \quad \text{Vérifiée}$$

Conclusion : on choisit pour poutre palière un **IPE120**

IV.3.8 : Pré dimensionnement de la console

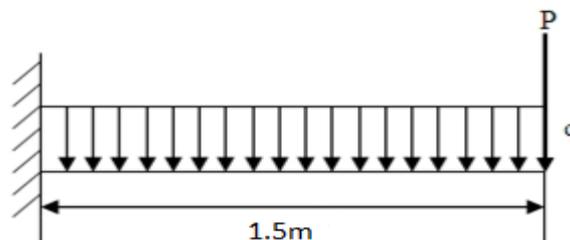


Figure IV. 10: schéma statique

IV.3.8.1: Evaluation de charges

Les charges revenant sur la console sont :

Charge revenant du palierG= 3.35×1.5 = 5.025 KN/m

$$Q=2.5 \times 1.5 = 3.75 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1.35 \times 5.025 + 1.5 \times 3.75 = 12.41 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 5.025 + 3.75 = 8.775 \text{ KN/m}$$

P : réaction de la poutre palière

$$P = \frac{G_p \times L}{2} = \frac{3.35 \times 1.5}{2} = 2.513 \text{ KN/m}$$

IV.3.8.2 : Condition de flèche

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

$$f_{\text{cal}} = \frac{q_s \times l^4}{8 \times E \times I_y} + \frac{p \times l^4}{3 \times E \times I_y} \leq f_{\text{ad}} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{q_s \times l^3}{8 \times E} + \frac{p \times l^2}{3 \times E} \times 250$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{8.775 \times 10^{-2} \times 150^3}{8 \times 21000} + \frac{2.513 \times 10^{-2} \times 150^2}{3 \times 21000} \times 250 = 338.32 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow I_y \geq 419.825 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE140 caractérisé par

$$I_y = 541.2 \text{ cm}^4$$

$$W_{\text{ply}} = 88.34 \text{ cm}^3$$

$$G_{\text{profilé}} = 0.129 \text{ KN/m}$$

$$A_{\text{vz}} = 7.64 \text{ cm}^2$$

IV.3.8.3 : Vérification en tenant compte du poids du profilé

$$q_u = 1.35 \times (5.025 + 0.129) + 1.5 \times 3.75 = 12.58 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 5.025 + 0.129 + 3.75 = 8.904 \text{ KN/m}$$

- La flèche :

$$f_{\text{cal}} \leq f_{\text{ad}}$$

$$f = \frac{q_s \times L^4}{8 \times E \times I_y} + \frac{P_s \times L^3}{3 \times E \times I_y}$$

$$f_{cal} = \frac{8.904 \times 10^{-2} \times 150^4}{8 \times 21000 \times 541.2} + \frac{2.513 \times 10^{-2} \times 150^3}{3 \times 21000 \times 541.2} = 0.498 \text{Cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{150}{250} = 0.6 \text{Cm}$$

$$f_{cal} < f_{adm} \text{ (condition vérifiée)}$$

- **La résistance**

$$M_{sd} < M_{rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + P_u \times L = \frac{12.58 \times 1.5^2}{8} + 2.513 \times 1.5 = 7.31 \text{kN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 10^3 \times 88.34 \times 10^{-6}}{1} = 20.76 \text{ kN.m} > M_{sd} \text{ (condition vérifiée)}$$

- **Vérification au cisaillement**

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

$$V_{sd} = q_u \times L + P_u = 12.58 \times 1.5 + 2.513 = 21.383 \text{kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{23.5 \times 7.64}{\sqrt{3} \times 1} \times 10^{-3} = 103,66 \text{kN} > V_{sd}$$

$$V_{sd} < 0,5 V_{Rd} \text{ (condition vérifiée)}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

Conclusion : on choisit pour la console un **IPE140**.

V Calcul de plancher mixte

V.1 Introduction

Les planchers représentés par des aires horizontales sont destinés à séparer les étages dans une construction. Ils servent à augmenter la surface disponible, permettre la circulation et à supporter les charges auxquelles ils sont soumis.

Ils sont composés d'une partie portante, d'un revêtement constituant le sol fini, le plafond est réalisé sous la partie portante. Les planchers prévus dans notre étude sont à dalle collaborant.

Les planchers mixtes à dalle collaborant sont la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

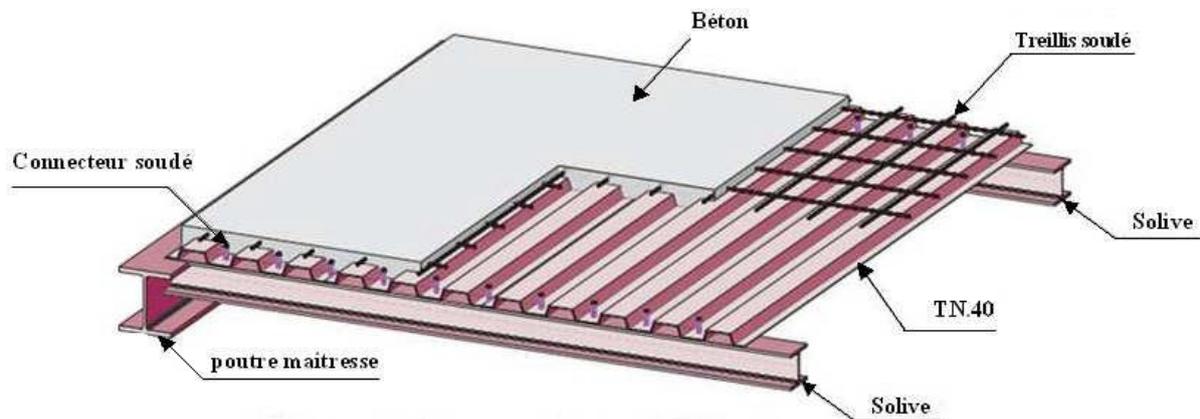


figure V.1 : éléments constructifs de plancher.

V.2 Disposition des poutrelles

Dans notre cas les démentions les plus défavorable pour le dimensionnement des éléments de plancher sont montrer sur figure ci-après :

- distance entre les solives est $d=1\text{m}$.
- la longueur de solives est $l=6\text{m}$.

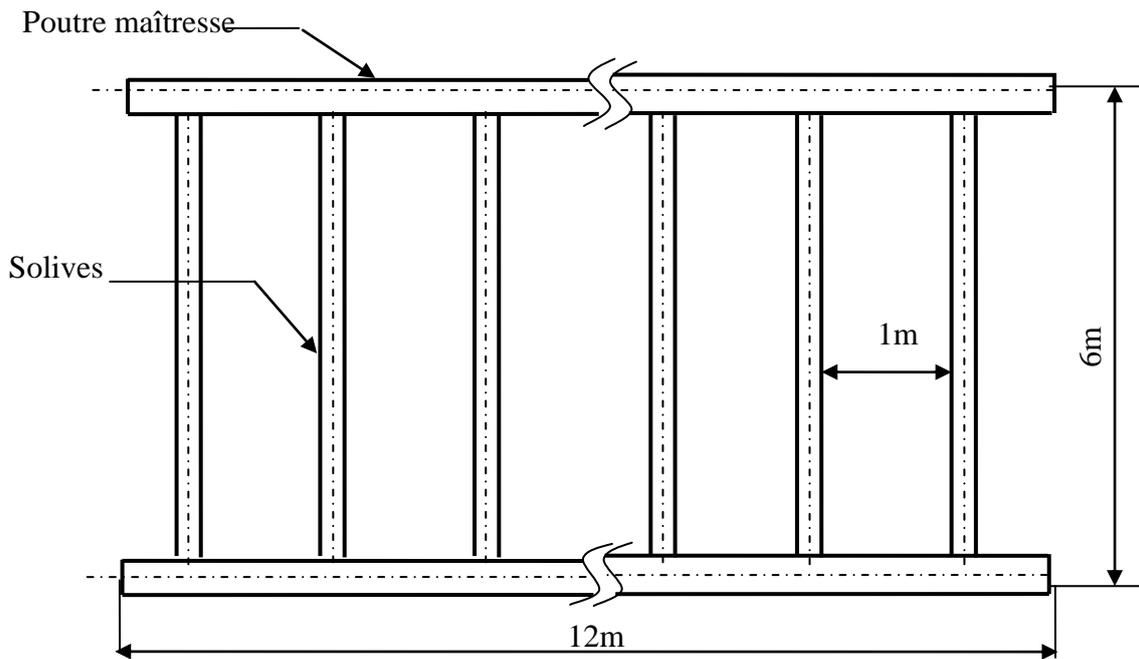


figure V.2 : Schéma de la trame supportant les planchers.

V.3 Caractéristique des éléments constructifs

V.3.1 L'acier

On utilise des poutres IPE, comme solives qui ont les caractéristiques suivantes :

- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $\rightarrow E_a = 21.104 \text{ Mpa}$
- La limite élastique de traction $\rightarrow f_y = 235 \text{ Mpa}$

V.3.2 Le béton

Pour les planchers, on utilise un béton C25/30 de épaisseur ($e=10\text{cm}$) qui ont les caractéristiques suivantes :

- La résistance caractéristique à la compression $\rightarrow f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- La masse volumique $\rightarrow \rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$ $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Le module d'élasticité longitudinale $\rightarrow E_b = 14000 \text{ Mpa}$.
- le coefficient de retrait du béton $\rightarrow \epsilon = 2.10^{-4}$
- le coefficient d'équivalence acier/béton : 15
- Coefficient d'équivalence (acier – béton) : $n = \frac{E_a}{E_b} = 15$

V.4 Méthode de calcul

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

V.4.1 Phase de construction

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

- Poids propre du profilé
- Poids propre de la tôle
- Poids propre du béton frais
- Surcharge de construction (ouvrier).

V.4.2 Phase finale

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes:

- Poids propre du profilé.
- Poids propre de la tôle
- Poids propre du béton (sec) et revêtement
- Surcharge d'exploitation finition.

V.5 Vérification des solives au stade de montage

On va choisir l'IPE 160 comme solives .

V.5.1 Evaluation des charges**V.5.1.1 Les charges permanentes :**

Poids de la dalle en béton :..... $G_b=250\text{daN/m}^2$

Poids de la tôle (TN40)+accessoire :..... $G_t=14,7\text{daN/m}^2$

Poids de solive IPE160..... $G_p=15,8\text{daN/ml}$

$$G = (G_b + G_t) \cdot b + G_p = (250 + 14,7) \times 1 + 15,8 = 280,5 \text{ daN/m}$$

V.5.1.2 Les charges variables

Charge des ouvriers : $P=100 \text{ dan/m}^2$

$$Q = P \cdot b = 100 \times 1 = 100 \text{ daN/ml}$$

V.5.2 Combinaison des charges

➤ **A l'ELS :**

$$q_s = G + Q = 280.5 + 100 = 3.8 \text{ KN/ml}$$

➤ **A l'ELU :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 5.28 \text{ KN/m}$$

V.5.3 Condition de la flèche

$$f_{\max} = \frac{L}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5q_1 L^4}{384EI_y} \leq 3 \text{ cm} \Rightarrow I_y \geq 4078.79 \text{ cm}^4$$

$$f_z = \frac{5 \times 380.5 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 869.3} = 3.517 \text{ cm} > 3 \text{ cm}$$

Donc la flèche n'est pas vérifiée.

$$I_y \geq \frac{5 \times 380.5 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 3} = 1019.19 \text{ cm}^4$$

Soit le profile IPE 180.

Avec $I_y = 1317 \text{ cm}^4$.

V.5.4 Vérification à la résistance

V.5.4.1 Vérification au cisaillement

$$V_{sd} \leq \frac{1}{2} V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{5.28 \times 6}{2} = 15.84 \text{ KN}$$

$$V_{pl.Rd} = A_{vz} \cdot \frac{fy}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 11.30 \times \frac{23.5}{1.1 \times \sqrt{3}} = 139.37 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \frac{1}{2} V_{pl.Rd} = 69.68 \text{ KN}$$

D'où

$$V_{sd} = 15.84 \text{ KN} \leq \frac{1}{2} V_{pl.Rd} = 69.68 \text{ KN}$$

Donc la condition est vérifiée

V.5.4.2 Vérification au moment fléchissant

Il faut vérifier :

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

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{5.28 \times 6^2}{8} = 23.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166,4 \times 23,5}{1.1} = 35.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 23.76 \text{ KN.m} \leq M_{pl.Rd} = 35.54 \text{ KN.m}$$

Donc la condition est vérifiée

Remarque : toutes les conditions sont vérifiées. Donc on n'a pas besoin d'étayement pour la phase de construction.

V.6 Vérification au stade finale :(Après durcissement du béton)

V.6.1 Evaluation des charges

V.6.1.1 Les charges permanentes :

Poids de la dalle en béton :Gb=250 daN/m²

Poids de la tôle (TN40) +accessoire :Gt=14.7 daN/m²

Poids de solive IPE180 :Gp=18,8daN/ml

Poids de revêtement de carrelage et mortier de poseGr= 80 daN/m²

Poids des cloisons.....Gc= 100 daN/m²

$$G = (Gb+Gt+Gr+Gc).d+Gp = (250+14,7+80+100) \times 1 + 18,8 = 463.5 \text{ daN/ml}$$

$$\rightarrow G = 4.635 \text{ KN/m}$$

V.6.1.2 Les charges variables

Plancher courant : P=500 daN/m² (usage de production et de stockage) :

$$Q = P .d = 350 \times 1 = 350 \text{ daN/m}$$

V.6.2 Combinaison des charges :

➤ **À PELS**

$$\Sigma G + Q = 463.5 + 350 = 963.5 \text{ daN/m}$$

$$q_s = 8.135 \text{ KN/ml}$$

➤ **À PELU :**

$$\Sigma \gamma G .G + \gamma Q .Q = 1,35 \times 463.5 + 1,5 \times 350 = 1150.72 \text{ daN/m}$$

$$q_u = 11.5 \text{ KN/ml}$$

Après le durcissement du béton, l'inertie de la dalle I1 participe avec l'inertie des solives I2, ce qui donne une inertie équivalente I.

V.6.3 Calcul de largeur efficace du béton

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

$$b_{eff} = \min \left(2 \frac{l}{8}, b \right), \text{ avec } l_0 = 6\text{m} \quad b = 1\text{m}$$

$$b_{eff} = \min \left(2 \frac{6}{8}, 1 \right) = \min(1.5 ; 1) = 1\text{m}$$

Donc $b_{eff} = 1\text{m}$

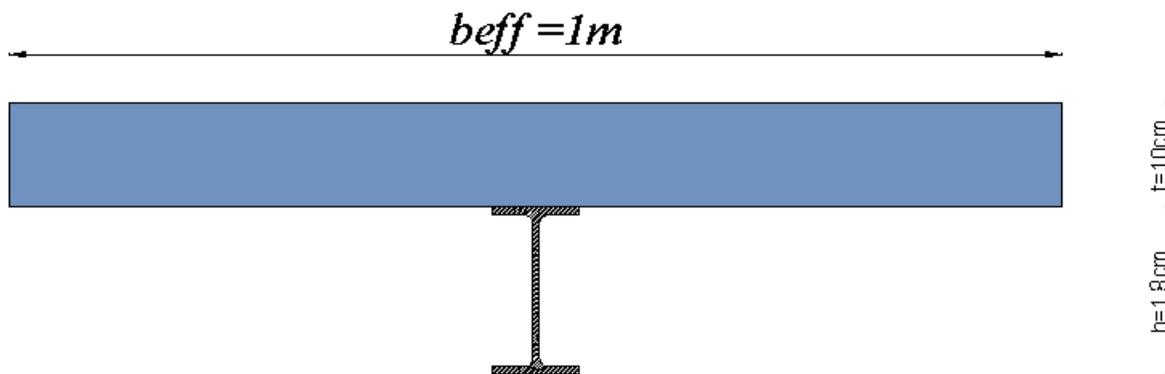


figure V.3 : Largeur de la dalle effective

V.6.4 La position de l'axe neutre :

La position de l'axe neutre (Δ) de la section mixte par rapport à l'axe neutre de solive est donnée par la formule suivant :

$$d = \frac{b_{eff} \times t}{n} \times \frac{t+h}{2S} \text{ avec } n=15, t=e=10\text{cm}, b_{eff}=100\text{cm} \text{ et } S = A + \frac{B}{n} \text{ avec } B = b \times t$$

$$S = 23,9 + \frac{100 \times 10}{15} = 90,56\text{cm}^2$$

$$\rightarrow S = 90,56\text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } d = \frac{100 \times 10}{15} \times \frac{10+18}{2 \times 90,56} = 10,26\text{c}$$

$$d = 10,26\text{ cm}$$

$$F_c = b_{eff} \cdot h_c \cdot \left(0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_c} \right) = 100 \times 10 \times \left(0,85 \frac{2,5}{1,5} \right) = 1416,67\text{KN}$$

$F_c > F_a \rightarrow$ axe neutre plastique passe dans la dalle

$$Z_{amp} = \frac{F_a}{b_{eff} \cdot \left(0,85 \frac{f_{c28}}{1,5} \right)} = \frac{510,6}{100 \cdot \left(0,85 \frac{2,5}{1,5} \right)} = 3,6\text{ cm} < h_c = 6\text{ cm}$$

$Z_{amp} = .36\text{cm}$; $h_a = 4\text{cm}$; $h_c = 6\text{cm}$

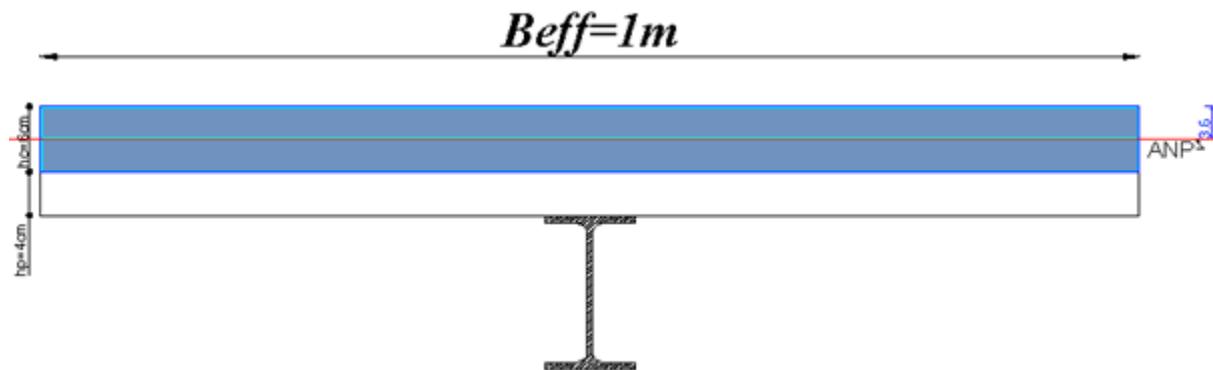


figure V.4: position de l'axe neutre plastique qui passe par la dalle

V.6.6 Le moment d'inertie de la section mixte :

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (Δ) :

$$I = I_A + A \times d^2 + \frac{b \times t^3}{12 \times n} + \frac{b \times t}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I = 1317 + 23,9 \times 10,26^2 + \frac{100 \times 10^3}{12 \times 15} + \frac{100 \times 10}{15} \left(\frac{10+18}{2} - 10,26 \right)^2 = 5320,96\text{cm}^4$$

$$I = 5320,96\text{cm}^4$$

V.6.7 Moment fléchissant maximal dans la section mixte :

$$M_{\max} : M_{sd} = \frac{qu.L^2}{8} = \frac{11,5 \times 6^2}{8} = 51,75 \text{ KN.m}$$

V.6.8 Contrainte de flexion simple

V.6.8.1 Contrainte dans la poutre d'acier

$$V_i = \frac{h}{2} + d \qquad V_i = \frac{18}{2} + 10,26 = 19,26\text{cm}$$

$$V_s = \frac{h}{2} + t - d \qquad V_s = \frac{18}{2} + 10 - 10,26 = 8,74\text{cm}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{ai} = \frac{M}{I} \times V_i = \frac{51,75 \times 10^{-3}}{5320,96 \times 10^{-8}} \times 19,26 \cdot 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{ai} = -186,83 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{as} = \frac{M}{I} \times (V_s - t) = \frac{51,75 \times 10^{-3}}{5320,96 \times 10^{-8}} \times (8,74 - 10) \cdot 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{as} = -12,25 < f_y = 23,5$$

$$\sigma_{bs} = \frac{M}{I.n} \times V_s = \frac{51.75 \times 10^{-3}}{5320,96 \times 10^{-8} \times 15} \times 8,74 \times 10^{-2} = 5.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{M}{I.n} \times (V_s - t) = \frac{51.75 \cdot 10^{-3}}{5320,96 \times 10^{-8} \times 15} \times (8,74 - 10) \cdot 10^{-2} = -0.82 \text{ MPa} < 0.6 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

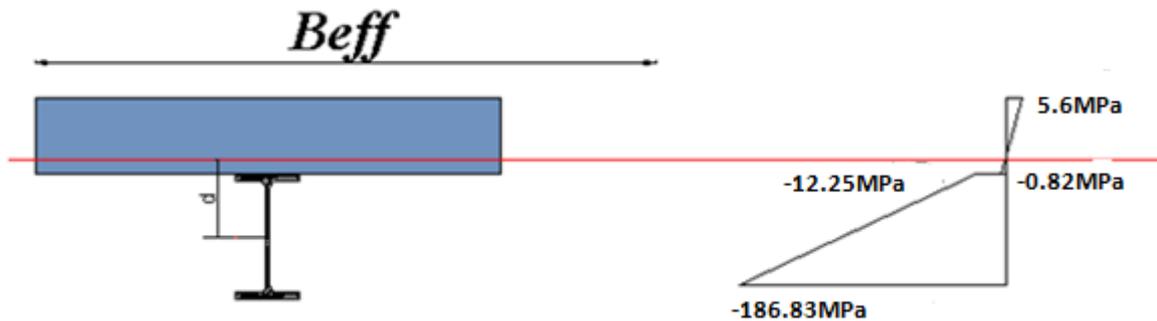


figure V.5: Diagramme des contraintes de flexion simple

V.6.9 Vérification de la flèche

On doit vérifier que :

$$f_z = \frac{5q_1 L^4}{384EI_y} \leq f_{\max} = \frac{L}{250}$$

$$f_z = \frac{5 \times 813.5 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 5320,96} = 1.23 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée

V.6.10 Vérifications à la résistance

V.6.10.1 Vérification au moment fléchissant:(résistance)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

V.6.10.1.1 Calcul du moment plastique résistant :

$$M_{pl.Rd} = F_a \cdot \left[\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{z_{amp}}{2} \right]$$

$$M_{pl.Rd} = 51060 \times \left[\frac{0,18}{2} + 0,04 + 0,06 - \frac{0,036}{2} \right] = 8782.32 \text{ daN.m}$$

D'où la condition $M_{sd} = 23.79 \text{ KN.m} < M_{pl.Rd} = 87.82 \text{ KN.m}$ est vérifiée

V.6.10.2 Vérification au l'effort tranchant:(cisaillement)

$$V_{sd} = \frac{qu.l}{2} \leq 0,58f_y$$

$$V_{sd} \leq \frac{11,5 \times 6}{2} = 34,5KN$$

$$\tau = \frac{V_{sd}}{d.t_w} = \frac{34,5 \cdot 10^3}{(103 \times 5,3)} = 63,19N/mm^2 \leq 0,58f_y = 0,58 \times 235 = 138,3N/mm^2$$

V.6.11 Contraintes additionnelles de retrait

Après coulage de la dalle, le béton, en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement ϵ). Mais la dalle étant solidarisée avec les poutres en acier, ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier/béton.

L'effet du retrait peut, en outre, se cumuler avec l'effet d'un abaissement de température (gradient thermique). Ces effets provoquent :

- un raccourcissement ϵa de la poutre acier,
- un allongement ϵb de la dalle béton (par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend, en fait, ce qui équivaut à un allongement).

$$\beta = \frac{h+t}{2}$$

$$\beta = \frac{18+10}{2} \Rightarrow \beta = 14cm \quad \longrightarrow \quad \beta = 14cm$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A_a \cdot \beta} = \alpha = \frac{1317}{23,9 \times 14} = 3,94cm \quad \longrightarrow \quad \alpha = 3,94cm$$

$$k = \frac{A_c \times E_a \times \epsilon \times \beta \times A_a}{n \times I_a \times A_a + A_c \times I_a + A_c \times A_a \times \beta^2}$$

$$k = \frac{100 \times 10 \times 2,1 \times 10^7 \times 2 \times 10^{-4} \times 14 \times 23,9}{15 \times 1317 \times 23,9 + 100 \times 10 \times 1317 + 100 \times 10 \times 23,9 \times 14^2} = 217,2N/cm^{-3}$$

$$k = 0,2172N/mm^{-3}$$

Z1 : distance entre l'interface et l'axe neutre de la section homogène

$$z_1 = \frac{h}{2} + \alpha \Rightarrow z_1 = \frac{18}{2} + 3,94 \Rightarrow z_1 = 12,94cm$$

Z2: Distance entre la fibre supérieure du béton et l'axe neutre de la section homogène.

$$z_2 = z_1 + t \Rightarrow z_2 = 12,94 + 10 \Rightarrow z_2 = 22,94cm$$

D'où les valeurs des contraintes

$$\sigma_{ai} = K.(h - z_1) = 0.2172.(180 - 129.4) \Rightarrow \sigma_{ai} = -10.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{as} = K.z_1 = 0.2172 \times 129.4 \Rightarrow \sigma_{as} = 28.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n}(E_a \varepsilon - k.z_1) = \frac{1}{15}(42 - 0.217.129.4) \Rightarrow \sigma_{bi} = -0.928 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n}(E_a \varepsilon - k.z_2) = \frac{1}{15}(42 - 0.217 \times 229.4) \Rightarrow \sigma_{bs} = -0.519 \text{ MPa}$$

V.6.12 vérification des Contraintes finale

$$\sigma_{ai} = -186.83 + 10.98 = -197.21 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{as} = -12.25 + 28.1 = 15.85 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = -0.82 - 0.928 = -1.748 \text{ MPa} < 0.6 + 0.06 f_c 28 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = 5.6 - 0.519 = 5.08 \text{ MPa} < 25 \text{ MPa}$$

V.7 Calcul de la poutre principale (sommier)

Les poutres porteuses sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

Dans notre cas on va s'intéresser pour le cas le plus défavorable.

V.7.1 Caractéristiques du plancher

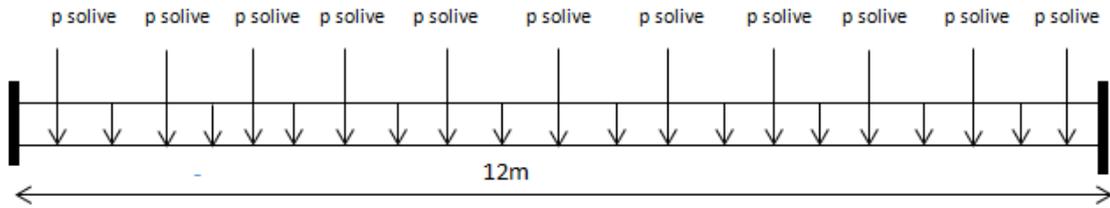
- Portée du sommier : $L = 12 \text{ m}$
- Entre axe des sommiers : $d_{\text{sommier}} = 6 \text{ m}$
- Entre axe des solives : $b_{\text{solive}} = 1 \text{ m}$
- Charges permanentes du plancher : $G = 4.635 \text{ KN/m}^2$
- Surcharges d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- Poids de la solive : $G_{\text{solive}} = 0.188 \text{ KN/m}$

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{\text{solive}} = G_{\text{solive}} \cdot e_{\text{sommier}} = 0.188 \times 6 = 1.128 \text{ KN}$$

V.7.2 Vérification de la flèche :

Pour vérifier cette poutre, on utilise le principe de superposition.



figureV.6: Schéma statique du sommier

On considère le sommier soumis à une charge répartie P_s sur sa longueur

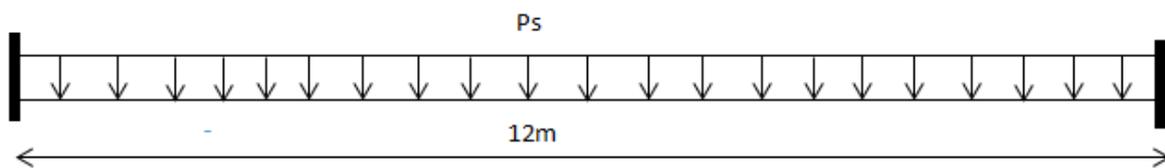


figure V.7: Sommier sous charge équivalente.

V.7.3 Pré dimensionnement :

$$q_s = [G+Q].d \text{ sommier} + [(11.P_{solive})/L] = [4.635+3.5].6 + [(11.1,128)/12] = 49.84 \text{ KN/m}$$

$$f_z = \frac{5q_s.L^4}{384EI_y} \leq f_{adm} = \frac{1200}{250} = 4,8 \text{ cm}$$

Il faut vérifier que :

$$I_y \geq \frac{5 \times 49.84 \times 1200^4 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^7 \times 1200} = 13350 \text{ cm}^4$$

On adopte un IPE 360 avec $I_y = 16285.6$

V.7.4 Vérifications de la résistance

V.7.4.1 Détermination de la classe de la section

➤ Classe de la semelle (semelle comprimé)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{200/2}{16} = 6,25 \leq 10$$

Avec : $\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$

⇒ Semelle de classe 1

• Classe de l'âme (âme fléchie)

$$\frac{d}{t_w} < 72\varepsilon \Rightarrow \frac{426}{10,2} = 41,76 \leq 72\varepsilon$$

⇒ Âme de classe 1

Donc IPE360 est de classe 1

V.7.4.2 Vérification au moment de flexion

$$P_u = 1,35[(G \cdot d_{\text{sommier}}) + 11(G_{\text{profilé}} \cdot d_{\text{sommier}})/L] + 1,5Q \cdot d_{\text{sommier}}$$

$$P_u = 1,35[(4,635 \times 6) + 11(0,571 \times 6)/12] + 1,5 \times 3,5 \times 6 = 73,28 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{qu \cdot L^2}{12} = \frac{73,28 \times 12^2}{12} = 879,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1019,1 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 239,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} > M_{pl,Rd} \rightarrow \text{non vérifiée}$$

Condition de résistance non vérifiée on augmente le profilé.

$$M_{pl,Rd} \geq M_{sd} \rightarrow \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq M_{sd}$$

$$W_{pl,y} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{879,39 \times 1,1}{23,5} = 4116,63 \text{ cm}$$

On adopte un profilé HEA550.

D'où :

$$P_u = 1,35[(G \cdot d_{\text{sommier}}) + 11(G_{\text{profilé}} \cdot d_{\text{sommier}})/L] + 1,5Q \cdot d_{\text{sommier}}$$

$$P_u = 1,35[(4,635 \times 6) + 11(2,11 \times 6)/12] + 1,5 \times 3,5 \times 6 = 84,71 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = \frac{qu \cdot L^2}{12} = \frac{84,71 \times 12^2}{12} = 1016,52 \text{ KN/m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{4621,8 \times 23,5}{1} = 108612,3 \text{ KN/cm} = 1086,123 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,Rd} \quad \text{vérifiée}$$

V.7.4.3 Vérification au Cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{pu \cdot L + 11(G_{\text{profilé}} \cdot d_{\text{sommier}})}{2} = \frac{84,71 \times 12 + 11(2,11 \times 6)}{2} = 577,89 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{92,9 \left(\frac{23,5}{\sqrt{3}} \right)}{1} = 1260,4 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{pl,Rd} \quad \text{vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte **HEA550** pour la poutre principale de plancher.

V.8 Calcul de la poutre secondaire

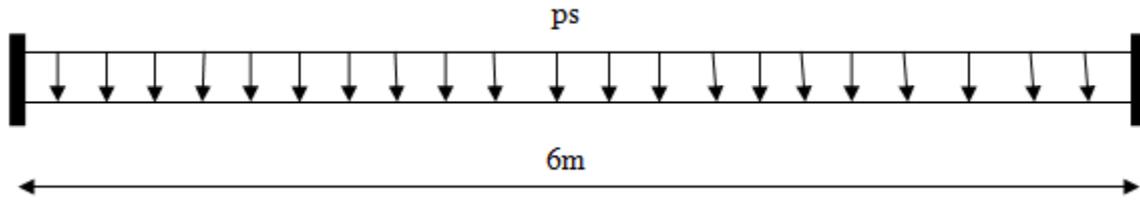


figure V.8: Schéma statique de la poutre secondaire

V.8.1 Caractéristiques de la poutre secondaire

- Portée de la poutre : $L=6m$
- Entre axe de la poutre : $d \text{ poutre}= 1m$
- Charges permanentes du plancher : $G = 4.635KN/m^2$
- Surcharges d'exploitation : $Q = 3.5KN/m^2$

V.8.2 Pré dimensionnement

$$P_s=[G+Q].d \text{ poutre} =[4.635+3.5] \times 1=8.135 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier que :

$$f_z = \frac{q_1 L^4}{384EI_y} \leq f_{adm} = \frac{600}{250} = 2,4cm$$

$$I_y \geq \frac{8,135 \times 10^{-1} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 2,4} = 544.75cm^4$$

On adopte un HEA 120 avec : $I_y=606,2cm^2$

➤ Vérification de la flèche en tenant compte du poids du profilé

$$P'_s=P_s+G_{profilé}=8,135+0,199=8,334 \text{ KN/m}$$

$$f_z = \frac{q_1 L^4}{384EI_y} = \frac{8,334 \times 600^4 \times 10^{-1}}{384 \times 2,1 \times 606,2 \times 10^5} = 2.2cm \leq f_{adm} = 2,4cm$$

La condition est vérifiée.

V.8.3 Vérifications de la résistance

V.8.3.1 Détermination de la classe de la section

- Classe de la semelle (semelle comprimé) :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{120/2}{8} = 7,5 \leq 10$$

Avec $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$

⇒ Semelle de classe 1

- Classe de l'âme (âme fléchie) :

$$\frac{d}{t_w} < 72\varepsilon \Rightarrow \frac{74}{5} = 14,8 \leq 72\varepsilon$$

⇒ Âme de classe 1

HEA est de classe 1

V.8.3.2 Vérification au moment de flexion

$$P_u = 1,35(G \cdot d_{\text{poutre}} + G_{\text{profilé}}) + 1,5Q \cdot d_{\text{poutre}}$$

$$P_u = 1,35(4,635 \times 1 + 0,199) + 1,5 \times 3,5 \times 1 = 11,77 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{qu \cdot L^2}{12} = \frac{11,77 \times 6^2}{12} = 35,32 \text{ KN/m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{119,5 \times 23,5}{1} = 2808,25 \text{ KN/cm} = 28,08 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} > M_{pl,Rd} \longrightarrow \text{non vérifiée}$$

La condition de résistance non vérifiée on augmente le profilé

$$M_{pl,Rd} \geq M_{sd} \longrightarrow \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq M_{sd}$$

$$W_{pl,y} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{4207 \times 1}{23,5} = 179,02 \text{ cm}^3$$

On adopte un profilé HEA 140.

D'où :

$$P_u = 1,35(G \cdot d_{\text{poutre}} + G_{\text{profilé}}) + 1,5Q \cdot d_{\text{poutre}}$$

$$P_u = 1,35(4,635 \times 1 + 0,247) + 1,5 \times 3,5 \times 1 = 11,84 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{qu \cdot L^2}{12} = \frac{14,16 \times 6^2}{12} = 35,52 \text{ KN/m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{173,5 \times 23,5}{1} = 4077,25 \text{ KN/cm} = 40,77 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,Rd} \quad \text{vérifiée}$$

V.8.3.3 Vérification au Cisaillement

$$V_{sd} = \frac{pu.L}{2} = \frac{11.84 \times 6}{2} = 35.52 \text{ KN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{13,2 \left(\frac{23,5}{\sqrt{3}} \right)}{1} = 179,09 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{pl.Rd} \quad \text{vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte **HEA 140** pour la poutre principale de plancher

V.9 Calcul et dimensionnement des connecteurs

Lorsque la poutre mixte est soumise aux actions extérieures. Un glissement apparaît entre le béton et l'acier. Pour éviter cela et rendre solidaire le béton et l'acier on utilise des connecteurs.

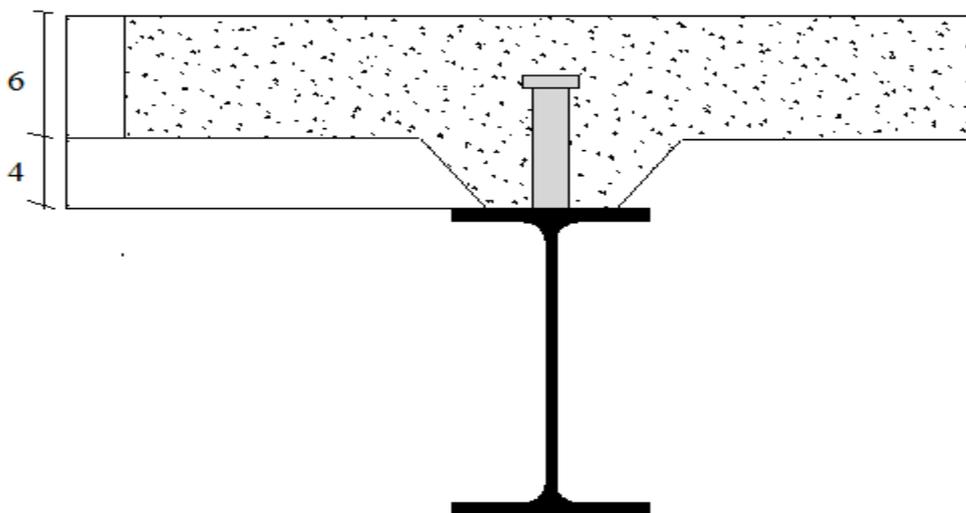


figure V.9 : Schéma de position des connecteurs

V.9.1 Nombre de connecteurs :

Doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé de calcul déterminer (section 6.2 EC.4), divisé par la résistance de calcul d'un connecteur P_{rd} section (6.3 ou 6.5

$$EC4) : N \geq \frac{V_{sd}}{P_{rd}}$$

V.9.2 Capacité de déformation des connecteurs

On appelle connecteurs ductiles ceux qui offrent une capacité de déformation suffisante pour justifier l'hypothèse d'un comportement plastique idéal de la connections au sein de la structure considérée.

$$10 \leq L \leq 25 \quad \text{et} \quad \frac{N}{N_f} \geq 0.004L$$

Avec :

- L : portée en mètre.
- N_f : le nombre de connecteurs déterminé pour la longueur de la poutre
- N : nombre de connecteurs présents à l'intérieur de la même longueur de poutre.

V.9.3 Effort de cisaillement longitudinal

Connections complète :

$$V_{lf} = \min \left\{ \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_{m0}} ; \frac{0,85 \times h_c \times f_{c28}}{\gamma_c} \right\} \dots \dots \dots [EC04 \text{ art (6.2.1.1)}]$$

Avec :

- A_a : Aire de l'élément structural
- f_{c28} : La résistance caractéristique sur cylindre du béton, à l'âge considérée.
- γ_{m1}: Coefficient de sécurité pour l'acier
- γ_c: Coefficient de sécurité pour le béton
- h_c: Hauteur de la dalle.

V.9.4 Résistance de calcul des connecteurs

- Goujons à tête utilisée avec des tôles profilées en acier.
- Tôles dont les nervures sont perpendiculaires aux poutres porteuses

$$P_{rd1} = \min \{ Prd1 \ Prd2 \}$$

$$0,8 f_u \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \dots \dots \dots (1) \quad [EC04 \text{ art}(6.3.2.1)]$$

$$P_{rd2} = 0,29 \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm} \cdot \frac{1}{\gamma_v}} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

- d : le diamètre du fut du goujon.
- f_u : résistance en traction spécifique du matériau du goujon, sans dépasser 500 N/m²
- f_{ck} : la résistance caractéristique sur cylindre du béton, à l'âge considérée.
- E_{cm} : la valeur moyenne du module sécant du béton.
- γ_v : Coefficient partiel de sécurité pris égal à 1.25 à l'état limite ultime.

- α : facteur de correction

$$\text{et : } \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1 \text{ pour } \frac{h}{d} > 4 \\ \alpha = 0,2 \cdot \left[\frac{h}{d} + 1 \right] \text{ pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{array} \right\}$$

Avec :

h : la hauteur hors tout du goujon.

V.9.5 Calcul des goujons :

Les connecteurs choisis sont des goujons a têtes soudées

$H=80\text{mm}$

$D=20$

H : la hauteur hors tout de goujon

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{20} = 4$$

$$\alpha = 0.2(4 + 1) = 1$$

V.9.5.1 Déterminer le Nombre de goujon

- Calcule V_{lf} :

$$V_{lf} = \min \left\{ \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{m0}} ; \frac{0,85 \times h_c \times f_{c28}}{\gamma_c} \right\}$$

$A_a + 23,9\text{cm}^2$ (IPE180), $f_y = 235\text{KN/cm}^2$ (S235) et $f_{ck} = 2,5\text{KN/cm}^2$ (C25/30)

$$\gamma_c = 1,5, \quad \gamma_{m1} = 1$$

$$A_c = b_{\text{eff}} \cdot t = 100 \times 10 = 1000\text{cm}^2$$

$$V_{lf} = \min \left\{ \frac{23,9 \times 23,5}{1} ; \frac{0,85 \times 1000 \times 2,5}{1,5} \right\} = \min \{ 561,65 ; 1416,67 \} \text{KN}$$

$$V_{lf} = 561,65 \text{ KN}$$

- **Calcule de P_{rd}**

$$F_u = 40\text{KN/cm}^2, f_{ck} = 2,5\text{KN/cm}^2, E_{cm} = 30,5 \cdot 10^2$$

$$\Rightarrow \alpha = 1$$

$$\text{D'après (1): } P_{rd1} = 0,8 \times 40 \times \frac{3,14 \times 1,9^2}{4} \times \frac{1}{1,25} = 72,55 \text{ KN}$$

$$\text{D'après (2): } P_{rd2} = 0,29 \times 1 \times 1,9^2 \times \sqrt{2,5 \times 30,5 \times 10^2} \times \frac{1}{1,25} = 73,13 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } P_{rd} = \min \{ 72,55 ; 73,13 \} = 72,55 \text{ KN}$$

$$D \text{ ou : } N_f \geq \frac{V_{lf}}{P_{rd}} = \frac{561,65}{72,55} = 7,74$$

→ $N=8$ goujons

Soit $N = 8$ goujons sur la demi-longueur de la poutre, c'est-à-dire 16 goujons sur la longueur totale de la poutre.

Il est permis d'espacer les goujons uniformément sur la longueur d'interface, car ici toutes les sections critiques considérées sont de classe 1. La distance entre goujons est de :

$$S = \frac{L_{cr}}{N} \text{ avec : } L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{600}{2} = 300 \text{ cm}$$

$$S = \frac{300}{8} = 37,5$$

→ Donc chaque 37,5 cm on a un goujon.

$$D'où \frac{N}{N_f} = \frac{8}{7,74} > 0,04L = 0,2 \rightarrow \text{vérifier}$$

V.10 Ferrailage de la dalle du plancher

V.10.1 Combinaisons d'actions

➤ **Etat limite ultime**

Charges permanentes du plancher : $G = 4,635 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 5 \text{ KN/m}$

$$P_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,635 + 1,5 \times 5 = 13,76 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Etat limite de service**

$$P_s = G + Q = 4,635 + 5 = 9,635 \text{ KN/m}$$

V.10.2 Moment en travée et en appuis

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1}{6} = 0,16 \rightarrow \text{la dalle travaille dans un seul sens } l_x$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9,635 \times 1^2}{8} = 1,2 \text{ KN.m}$$

• Moment en travée $M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 1,2 = 1,02 \text{ KN.m}$.

• Moment sur appuis : $M_a = 0,4 \times M_0 = 0,4 \times 1,2 = 0,48 \text{ KN.m}$.

V.10.3 Calcul des armatures en travée

$b=1\text{m,}$

$h= 100-40=60\text{mm}=0.06\text{m}$

$d= 0,9h= 0,054\text{m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,02}{1 \times 0,054^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,246 < 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,359$

$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,054(1 - 0,4 \times 0,359) = 0,046 = 4,6\text{cm}$

$$A_t = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = \frac{1,02 \times 10^6}{46 \times 384} = 0,58\text{cm}^2$$

Donc on ferraille avec $6\text{Ø}6 = 1.7\text{cm}^2$

-Les armatures de répartition sont donnée par :

$$A_r = \frac{2,51}{4} = 1.255 \text{ cm}^2$$

On choisit $7\text{Ø}6 = 1.98\text{cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{100 \times 0,054 \times 10^2 \times 2,1}{400} = 0,65\text{cm}^2 \rightarrow \text{vérifier}$$

V.10.4 Calcul des armatures en appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,48}{1 \times 0,054^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,116 < 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,359$

$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,054(1 - 0,4 \times 0,359) = 0,046 = 4,6\text{cm}$

$$A_t = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = \frac{1,02 \times 10^6}{46 \times 384} = 0,58\text{cm}^2$$

Donc ; on ferraille avec $7\text{Ø}6 = 1.98\text{cm}^2$

V.10.4.1 Espacement des barres

$S_{u/x} = \min[(3 \cdot hc) ; 33] = \min[(3 \cdot 6) ; 33] \rightarrow S_{u/x} = 18\text{cm}$

La condition à satisfaire est :

$$S_{u/x} = \frac{100}{7} \approx 15 \text{ cm} \leq 18 \text{ cm} \rightarrow \text{ok}$$

$S_{u/y} = \min[(4 \cdot hc) ; 45] = \min[(4 \cdot 6) ; 45] \rightarrow S_{u/y} = 24 \text{ cm}$

La condition à satisfaire est :

$$S_{t/y} = \frac{100}{7} \approx 15 \text{ cm} \leq 24 \text{ cm} \rightarrow \text{ok}$$

Donc on va poser un treillis soudé Ø6 d'un espacement de 15 cm

V.10.5 Vérification de l'effort tranchant

$$V = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{9,635 \times 1}{2} = 4,817 \text{ KN/m}$$

$$\tau = \frac{V}{b.d} = \frac{4,817 \times 10^3}{10^3 \times 0,054 \times 10^3} = 0,89 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1,25 \text{ MPa} > \tau = 0,89 \text{ MPa} \rightarrow \text{ok}$$

V.10.6 Conclusion

À travers cette étude nous avons montrés que le plancher mixte réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 10 cm posé sur des solives IPE180

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 19mm, espacées de 37,5 cm entre eux.

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 effets 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 long pans.

VI.2 Calcul des contreventements de toiture(Poutre au vent) :

Les contreventements de toiture sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la ferme. Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon et du lang-pant aux fondations.

La poutre au vent sera calculée comme une poutre en treillis sur deux appuis chargée par des forces horizontales dues au vent.

VI.2.1 Force horizontales dues au vent (un seul versant $\alpha=5,71$) :

Les forces horizontales dues au vent sont données dans le tableau suivant :

On a :

$$F_{fr}=5591,12 \text{ daN}$$

$$W_i=77,572 \text{ daN}$$

$$F_i=1,5[(W_i \cdot S_i) + \frac{F_{fr}}{n}] = \frac{5591,12}{5} = 1118,224 \text{ daN}$$

F_{fr} : force de frottement

N : nombre de nœuds (n=5)

$$\frac{F_{fr}}{n} = \frac{5591,12}{5} = 1118,224 \text{ daN}$$

Tableau VI.1 : Les forces horizontales dues au vent

$W \times S_i$ (dan)	f_{fr}/n (dan)	$(W \times S_i + f_{fr}/n)$ (dan)	$1.5 (W \times S_i + f_{fr}/n)$ (dan)
1396,29	1118,224	2549,51	3771,76
2932,22	1118,224	4050,44	6075,66
3071,85	1118,224	4190,07	6285,105

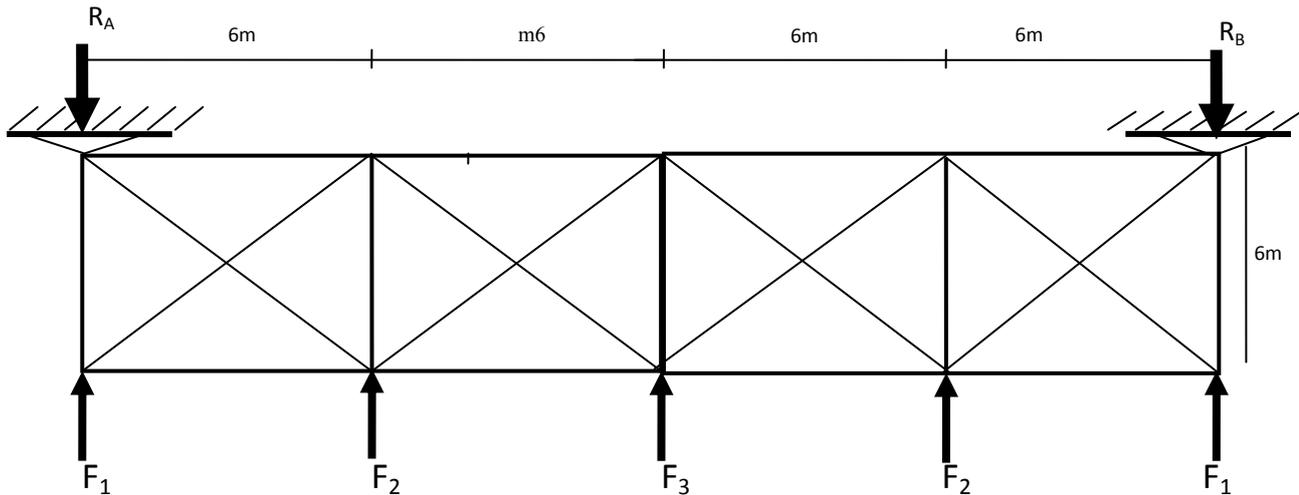


Figure VI.1 :Schéma des contreventements sous versant les plus sollicités

VI.2.2 : Vérification des éléments:

-les diagonales

Par la méthode des coupures ; on établit l'effort F_d dans les diagonales comme suite

$$Ra = Rb = \sum Fi/2$$

Avec :

$$R = \frac{2 \times (F1 + F2) + F3}{2}$$

$$R = \frac{2 \times (3771,76 + 6075,66) + 6285,105}{2}$$

$$Ra = Rb = 129,9KN$$

$$tg \alpha = \frac{6}{6} \Rightarrow \alpha = 45^\circ$$

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos(\theta)} = \frac{129,9 - 37,717}{\cos 45^\circ}$$

$$F_d = 130,38KN.$$

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d$$

$$N_{sd} = 1.5 \times 130.38 = 195.57 \text{ KN}$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{F_y} = \frac{195.57 \times 1}{23.5} = 8.32 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière L (70*70*7) de section $A_s=9.4 \text{ cm}^2$

VI.2.3 Vérification des pannes (montants de la toiture au vent)

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charge verticale, et en outre à la compression sous F au doit donc vérifier la panne à la flexion déviée la formule de vérification est la suite :

$$\frac{N}{N_{pl}} \left(\frac{M_y}{M_{ply}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{plz}} \right)^\beta \leq 1,0$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{9.4 \times 23.5}{1.1} = 200.81 \text{ KN}$$

VI.2.4 Vérification de la panne intermédiaire

$$Q_{\max} = G - 1.5 \times V = 0.392 - 1.5 \times 0.775 = -0.77 \text{ Kn / ml}$$

$$Q_{\max} = 0.77 \text{ Kn / ml}$$

IPE 160 :

$$h = 160 \text{ mm}, b = 82 \text{ mm}, T_w = 5,0 \text{ mm}, T_f = 7,4 \text{ mm}, A = 20,1 \times 10^2 \text{ mm}^2, W_{ely} = 108,7 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{ply} = 123,9 \times 10^3 \text{ mm}^3, W_{elz} = 16,65 \times 10^3 \text{ mm}^3, W_{plz} = 26,1 \times 10^3 \text{ mm}^3, I_y = 869.3 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 68.28 \times 10^4 \text{ mm}^4, i_y = 6.58 \times 10 \text{ mm}, i_z = 2.05 \times 10 \text{ mm}, A = 20,1 \text{ cm}^2, P = 15,8 \text{ Kg / m}.$$

$$Q_y = Q_{\max} \times \sin \alpha = 0,77 \times \sin 5,71 = 0,076 \text{Kn} / \text{ml}$$

$$Q_z = Q_{\max} \times \cos \alpha = 0,77 \times \cos 5,71 = 0,766 \text{Kn} / \text{ml}$$

$$M_y = \frac{Q_z \times L^2}{8} = \frac{0,766 \times 6^2}{8} = 3,44 \text{Kn} \times \text{m}$$

$$M_z = \frac{Q_y \times (L/2)^2}{8} = \frac{0,076 \times 3^2}{8} = 0,08 \text{Kn} \times \text{m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma m_0} = \frac{123,9 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 26,405 \text{Kn} \times \text{m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times F_y}{\gamma m_0} = \frac{26,1 \times 235 \times 10^{-2}}{1,1} = 5,575 \text{Kn} \times \text{m}$$

$$\text{Section de classe (1)} \rightarrow \begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases}$$

A. N :

$$\left(\frac{3,447}{26,405} \right)^2 + \left(\frac{0,085}{5,575} \right)^1 = 0,032 < 1$$

VI.2.5 Vérification de la panne intermédiaire AU FLAMBEMENT

La formule de vérification est donnée comme suite :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \quad \text{EC3 Art 5.5.4(2)}$$

$$N = 60,75 \text{kn}$$

$$N_{ply} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{20,1 \times 23,5}{1,1} = 429,41 \text{kn}$$

$$M_{ply} = 26,405 \text{kn.m}$$

$$M_{plz} = 5,575 \text{kn.m}$$

$$M_y = 3,447 \text{Kn.m}$$

$$M_z = 0,085 \text{Kn.m}$$

Calcul de K_y :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{X_y \times A \times f_y} \text{ avec } K_y \leq 1,5.$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{MY} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \text{ avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0,5}$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{600}{6,58} = 91,185$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \xi \text{ avec } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\text{Acier S235} \rightarrow \xi = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times 1 = 93,9$$

$$\text{Section en 1} \rightarrow \beta_A = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{91,185}{93,3} \times (1)^{0,5} = 0,971$$

Par le tableau 8 eurocode3 on a :

$$\beta_{MY} = 1,3$$

$$A.N \mu_y = 0,977(2 \times 1,3 - 4) + \frac{123,9 - 108,7}{108,7} = -1,22 < 0,9$$

Calcul de χ à l'aide du tableau 5.5.2 de l'eurocode3

$$h/b = \frac{160}{82} = 1,95 > 1,2$$

$$t_f = 7,4 \text{ mm} < 40 \text{ mm}.$$

Par rapport à l'axe f_y → courbe a

Par rapport à l'axe z → courbe b

Tableau de l'eurocode3 :

$$\chi_y = 0,71$$

$$\chi_z = 0,64$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \times [BA]^{0,5}$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{300}{1,84} = 163,043$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \xi \text{ avec } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{163,043}{93,9} = 1,736.$$

Par le tableau 8 EUROCODE 3 on a :

$$\beta_{Mz} = 1,3$$

A.N

$$\mu_z = 1,736 \times (2 \times 1,3 - 4) + \frac{34,6 - 22,16}{22,16}$$

$$\mu_z = -1,869(0,9)$$

calcul de X_a laide de tableau 5.5.2 Eurocode 3

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1,95 > 1,2$$

$$t_f = 7,4 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Par rapport a l'axe yy → courbe a

Par rapport a l'axe zz → courbe b

$$\chi_y = 0,29$$

$$\chi_z = 0,26$$

$$K_z = 1 - \frac{-1,869 \times 60,75}{0,27 \times 429,41} = 1,98 > 1,5$$

On prend : $K_z = 1,9$

$$\frac{N}{X_{min} \times N_{ply}} + \frac{K_y \times M_y}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma M_1}} + \frac{K_z \times M_z}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma M_1}} \leq 1$$

$$\frac{60,75}{0,26 \times 429,41} + \frac{1,13 \times 3,447}{123,9 \times \frac{23,5}{1,1}} + \frac{1,9 \times 0,085}{26,1 \times \frac{23,5}{1,1}} = 0,545 < 1,0$$

IPE 160 son convient comme les pannes intermediaire.

VI.2.6 Vérification de la panne sablière

Les pannes sablières qui sont des pannes de rive, travaillent simultanément à la flexion déviée sous l'action des verticaux pavements de la toiture et la compression sous l'action de l'effort à la traction de la poutre au ven.

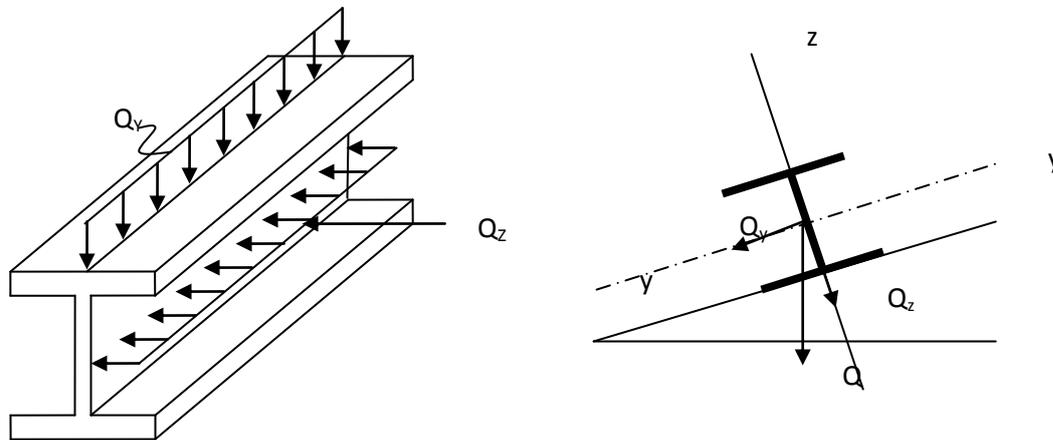


Figure VI.2 : chargement de la panne sablière

La formule de vérification est la suivante :

$$\left(\frac{M_y}{M_{ply}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{plz}}\right)^\beta \leq 1,0$$

VI.2.7. Vérification de la panne sablière à la flexion déviée :

$$\frac{N}{X \min \times N_{pl}} + \frac{K_y \times M_y}{M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1$$

$$N = 37,71 \text{ kn}$$

$$Q_y = \frac{Q_{\max} \times \sin \alpha}{2} = 0,038 \text{ kn/ml}$$

$$Q_z = \frac{Q_{\max} \times \cos \alpha}{2} = 0,383 \text{ kn/ml}$$

$$M_y = \frac{Q_z \times l^2}{8} = \frac{0,383 \times 6^2}{8} = 1,723 \text{ kn.m}$$

$$M_z = \frac{Q_y \times (l/2)^2}{8} = \frac{0,038 \times 3^2}{8} = 0,043 \text{ kn.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = 26,405 \text{ kn.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma M_0} = 5,575 \text{ kn.m}$$

$$\left(\frac{1,723}{26,405} \right)^2 + \left(\frac{0,043}{5,575} \right)^1 = 0,012 < 1,0$$

$$K_y = 1,13$$

$X_{\min} = 0,27$ (voir les calculs des pannes intermédiaires)

$$K_z = 1,5$$

A.N

$$\frac{37,71}{0,26 \times 429,41} + \frac{1,13 \times 1,723}{123,9 \frac{23,5}{1,1}} + \frac{1,5 \times 0,043}{26,1 \frac{23,5}{1,1}} = 0,338 < 1$$

1-L' IPE 160 convient pour la panne sablière

2-Le profilé IPE 160 convient pour la panne intermédiaire servant de montants pour les barres de contreventement.

VI.3. Contreventements verticaux

VI.3.1 Calcul de palées de stabilité

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignons transmis par le contreventement de versant (poutre au vent).

On ne fait travailler que les diagonales tendues comme dans les cas de la poutre au vent.

par la méthode de cou pure β

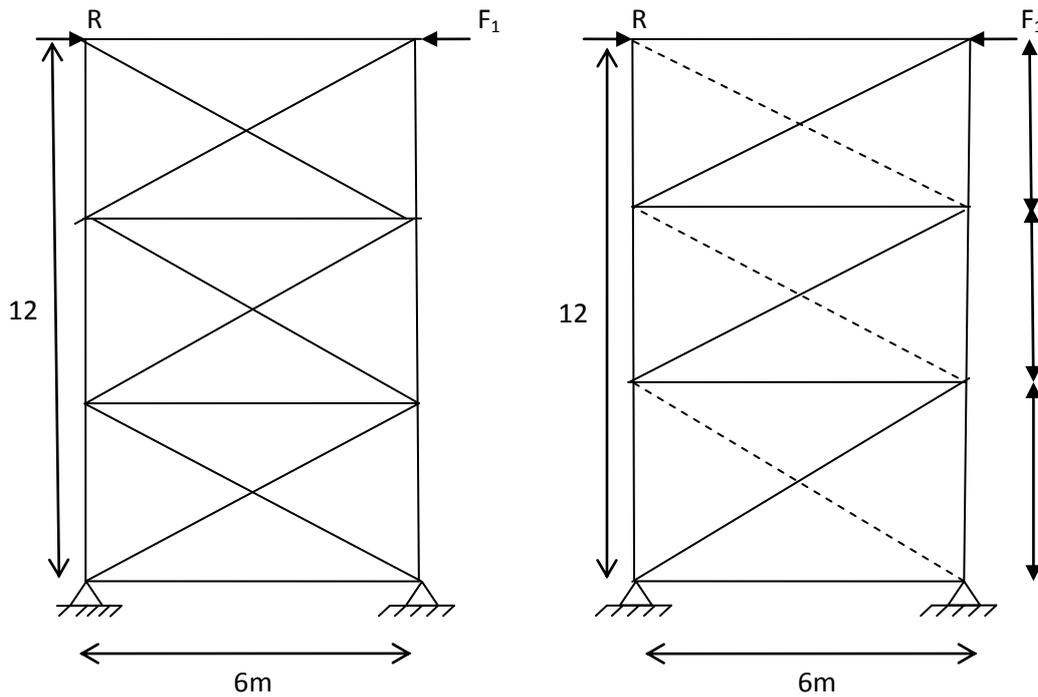


Figure VI.3 :Palée de stabilité long pan

$$Fd = \frac{R - F_1}{\cos\beta}$$

$$\beta = \text{Arctg} \frac{5,44}{6} = 42,2^\circ$$

$$N = Fd = \frac{129,9 - 37,717}{\cos 42,2^\circ} = 124,83 \text{KN}$$

Section de la diagonale :

Nature de sollicitation : traction simple.

$$\left. \begin{array}{l} N \leq N_{pl} \\ N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} \end{array} \right\} \Rightarrow A \geq \frac{N \times \gamma M_0}{f_y}$$

$$A \geq \frac{124,83 \times 1}{23,5} = 5,31 \text{cm}^2$$

Du tableau des cornières au $A=13,82 \text{cm}^2$

On adopte pour la cornières : 2L(60×60×6).

VII : Etude sismique

VII.1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui se caractérise par un mouvement d'une partie de la surface de la terre provoqué par des processus de déformations et de ruptures à l'intérieur de la croûte terrestre.

L'énergie accumulée est libérée sous forme de vibration se propageant dans toutes les directions, appelées ondes sismiques. Ce phénomène est l'un des plus graves désastres pour l'humanité, son apparition brusque, l'intensité des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations. Donc il faut limiter les endommagements causés aux constructions, ce qui nécessite une bonne conception des structures afin qu'elle résiste aux séismes.

L'analyse de la structure est faite par le logiciel Robot Structure qui est basé sur la méthode des éléments finis.

VII.2 Analyse de la structure

VII.2.1 Type d'analyse

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

- Les chargements statiques
 - Poids propre de la structure.
 - Les effets dus aux actions climatiques.
- Les chargements dynamiques
 - Les effets sismiques

VII.3 Méthodes de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le RPA99 version 2003. Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente ;
2. La méthode d'analyse modale spectrale ;
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VII.3.1 La méthode statique équivalente

Les codes parasismiques modernes autorisent de conduire l'analyse de ces ouvrages sous les actions sismiques par des méthodes simplifiées ne prenant en compte que le mode fondamental de vibration dans deux directions perpendiculaires successives.

La forme de ces modes fondamentaux peut être soit spécifiée forfaitairement dans les codes, soit calculée de manière approchée.

La méthode statique équivalente permet d'avoir des résultats conservatifs (pour les efforts, les contraintes ou les déplacements) par le fait que la masse totale en vibration est intégrée dans le mode fondamental.

On appelle mode fondamental de la structure (ou premier mode) le mode correspondant à la fréquence la plus basse.

VII.3.1.1 Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

VII.3.1.2 Calcul de la force sismique totale

D'après l'art 4.2.3 de RPA 99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas, on est dans la Zone IIa et un Groupe d'usage ($H=13,2m < 17m$)
 Nous trouverons : $A = 0.15$.

➤ **D** : facteur d'amplification dynamique, il est en fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0s \end{cases}$$

- T_2 : période caractéristique associée à la catégorie de site donnée par (le tab 4.7 p49)

→ ($T_2 = 0,5$)

(η) : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

➤ ξ : le pourcentage d'amortissement critique, il est en fonction de du matériau constructif, de type de structure et de l'importance de remplissage. Ses valeurs sont données par le tab 4.2 p38.

Dans notre cas : portique en acier de remplissage léger, $\xi=4\% \rightarrow \eta=1,85$

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

- **h_N** : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
- **C_T** : coefficient, il est en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, donné par le tab 4.6 p46 ($C_T=0.085$), portique auto stable ductile en acier sans remplissage en maçonnerie.

$$\text{Donc : } T = C_T h_N^{3/4} = 0,04 \times 13,2^{3/4} = 0,58s$$

$$T_2 = 0.5s < T = 0.58s < 3.0 s$$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} \Rightarrow D = 2.5 \times 1.08 \times (0.5/0.58)^{2/3} = 2.44$$

➤ R : coefficient de comportement global de la structure donné par le tab4. p42

→ Dans le sens longitudinal l'ossature est contreventé par palées triangulées en

X : (R=4).

→ Dans le sens transversal l'ossature est contreventé par portique ordinaire en

Y : (R=4).

➤ Q : facteur de qualité, il est fonction de :

La redondance et la géométrie des éléments constituants

La régularité en plan et en élévation

La qualité du contrôle de la construction, elle est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \dots \dots \text{tab 4.4 p 43}$$

Tableau VII.1: Pénalité de vérification.

Critère de qualité « q »	P _q (x)
1. conditions minimales sur les files porteuses	0.05
2. Redondance en plan	0.05
3. régularité en plan	0
4. régularité en élévation	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0
$\sum P_q$	0.1

$$Q = 1 + 0.1 = 1.1$$

W : poids total de la structure, W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i \quad \text{Avec :} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \dots\dots\dots 4.5 \text{ p45 du RPA 99 version 2003}$$

W_{Gi} : Charges permanentes

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003.

Dans notre cas $\beta = 0,5$

$$W_{Gi} = 18311.63 \text{KN}$$

$$W_{Qi} = 1004.61 \text{KN}$$

$$\Rightarrow W_i = 18311 + 0.5 \times 1004.61 = 18813.92 \text{KN}$$

$$V_x = \frac{0.15 \cdot 1.1 \cdot 2.44}{4} \times 18813.92 = 1893.62 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \cdot 1.1 \cdot 2.44}{6} \times 18813.92 = 1262.41 \text{KN}$$

VII.3.2 Principe de la méthode spectrale

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

VII.3.2.1 Spectre de repense de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

les coefficients A , η , R , T_1 , T_2 , Q : sont déjà déterminés.

$$Q = 1.1 \quad A = 0,15 \quad \eta = 1.85 \quad T_1 = 0,5s \quad T_2 = 3s$$

VII.3.2.2 Nombre de modes de vibrations à considérer

Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure ;

- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée ;

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{3} \text{ et } T_K \leq 0,2s$$

Où : N est le nombre de niveau au-dessus du sol et T_K la période du mode K .

VII.3.2.3 Résultat de calcul

- Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y :

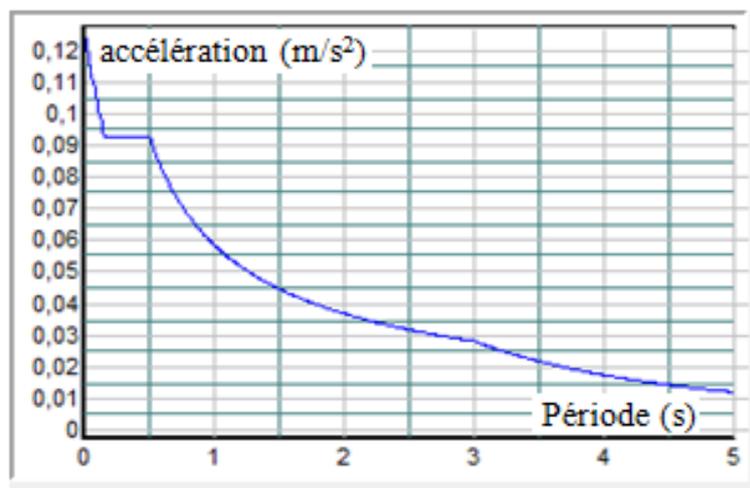


Figure VII. 1: Schéma du spectre de réponse suivant X.

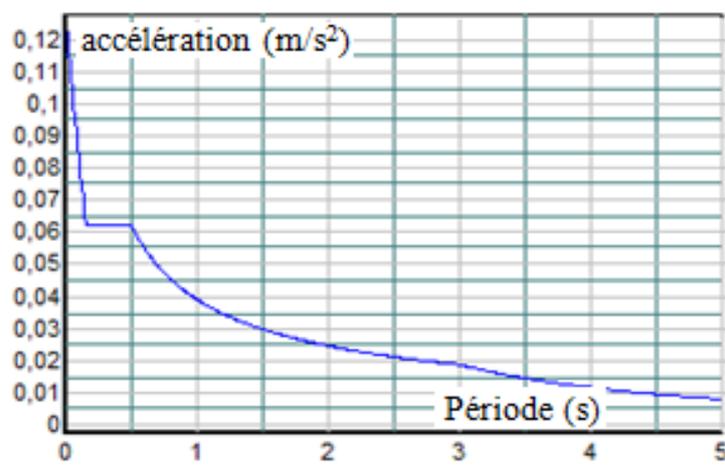


Figure VII. 2: Schéma du spectre de réponse suivant Y.

a) Pourcentage de participation de masse :

Tableau VII-2: Pourcentage de participation de masse.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
6/ 1	1,47	0,68	0,00	97,06	0,0	0,00	97,06	0,0	1826489,94	1826489,94	0,0
6/ 2	1,76	0,57	94,55	97,06	0,0	94,55	0,00	0,0	1826489,94	1826489,94	0,0
6/ 3	1,93	0,52	94,55	97,06	0,0	0,00	0,00	0,0	1826489,94	1826489,94	0,0
6/ 4	2,04	0,49	94,86	97,08	0,0	0,31	0,02	0,0	1826489,94	1826489,94	0,0
6/ 5	2,09	0,48	94,86	97,08	0,0	0,00	0,00	0,0	1826489,94	1826489,94	0,0
6/ 6	2,51	0,40	94,86	97,08	0,0	0,00	0,00	0,0	1826489,94	1826489,94	0,0
6/ 7	2,62	0,38	94,86	97,09	0,0	0,00	0,00	0,0	1826489,94	1826489,94	0,0
6/ 8	2,62	0,38	94,86	97,09	0,0	0,00	0,00	0,0	1826489,94	1826489,94	0,0
6/ 9	2,82	0,35	94,88	97,09	0,0	0,02	0,00	0,0	1826489,94	1826489,94	0,0
6/ 10	3,99	0,25	94,98	97,09	0,0	0,10	0,00	0,0	1826489,94	1826489,94	0,0

Le pourcentage de participation de masse est supérieur à 90% suivant les deux directions, donc les 10 modes de vibrations sont suffisants, pour mieux représenter le comportement de la structure.

Dans les trois premiers modes on a :

- Translation suivant (X) pour le premier mode.
- Translation suivant (Y) pour le deuxième mode.
- Rotation pour le troisième mode.

b) Les réponses modales de la structure**• Déformation modale**

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

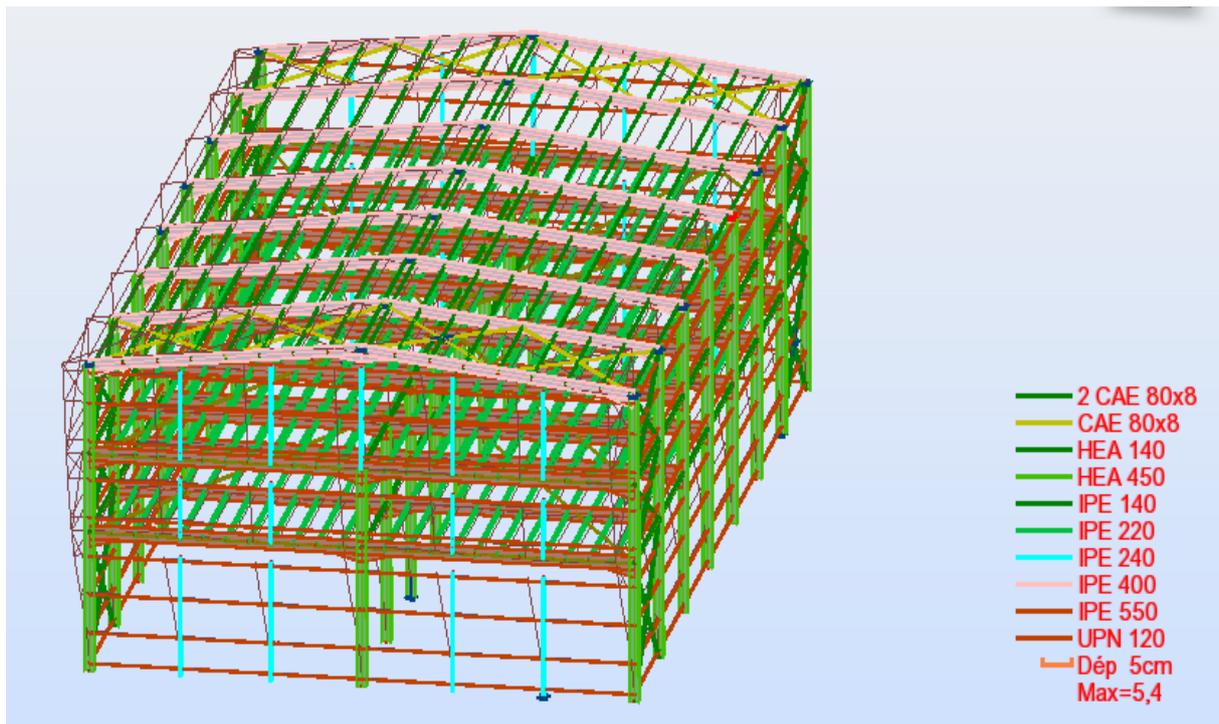


Figure VII. 3 : mode 1 Translation suivant Y-Y, période $T = 0,68s$, taux de participation de la masse 97.06%

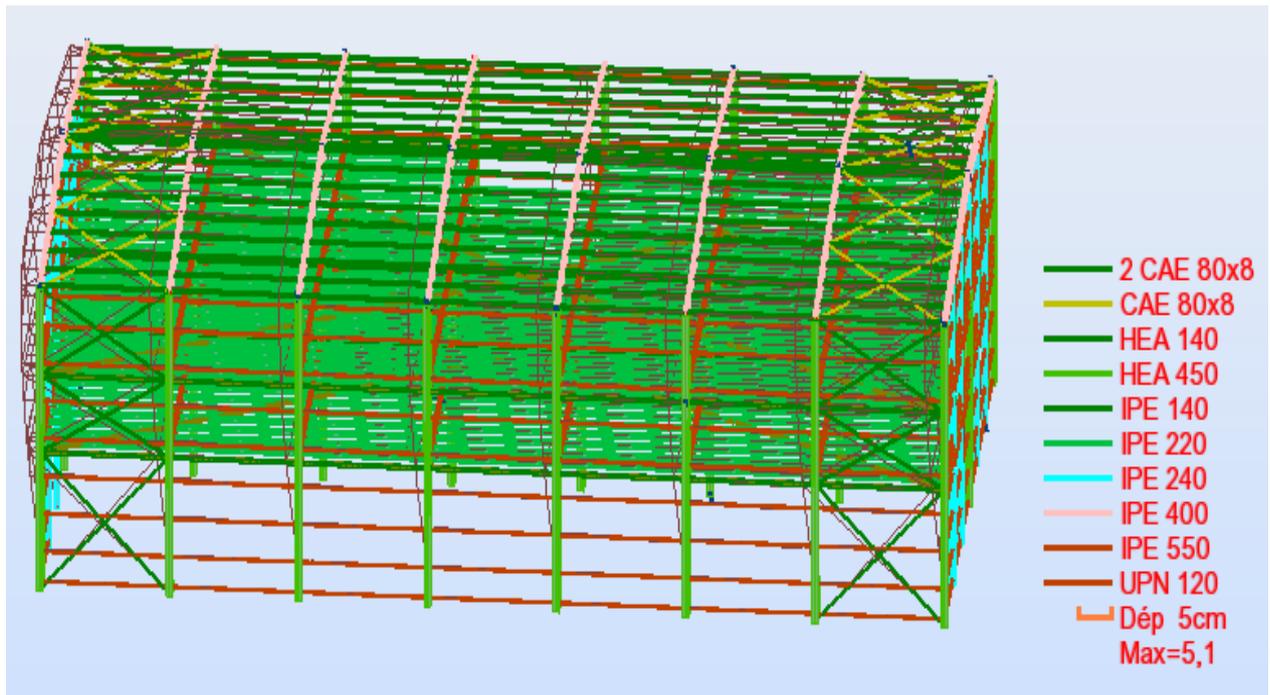


Figure VII. 4 : mode 2 Translation suivant X-X , période $T = 0.57$ s, taux de participation de la masse 94.55%



Figure VII.5 : mode 4 Rotation autour de Z-Z , période $T = 0.51$ s

VII.3.2.4 Analyse des résultats

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

a) Les combinaisons de calcul**➤ Notation**

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

S : Action de la neige.

W : Action du vent.

- W2 : Vent sur le pignon.
- W1 : Vent sur le long pan.
- E : Action sismique.

Les combinaisons de calcul adoptées selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Tableau VII-3: Combinaisons de calcul.

Combinaisons à l'État limite ultime	Combinaisons à l'État limite de service	Combinaisons Accidentelles
1.35G + 1.5Q	G + W1	G + Q + EY
1.35(G+Q+S)	G + W2	G + Q + EX
1.35(G+Q+W1)	G + Q	0.8G + EX
1.35(G+Q+W2)	G + S	0.8G – EX
G + 1,5W1	G+0,9(Q+S)	0.8G – EY
G + 1,5W2	G+0,9(Q+W1)	0.8G + EY
	G+0,9(Q+W2)	

La neige n'est pas combinée avec le vent car elle joue un rôle favorable.

b) Résultantes des forces sismiques de calcul

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Tableau VII-4: Vérification de l'effort tranchant à la base

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	1893.62	1514.89	1091.24	Non vérifié
Sens yy	1262.41	1009.93	674.57	Non vérifié

$V_t < 0,8V$ on doit augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) en multipliant E_x , E_y par le rapport $0.8V/V_t$ respectivement.

$$\text{Sens } xx = \frac{1514.89}{1091.24} = 1.4$$

$$\text{sens } yy = \frac{1009.93}{674.57} = 1.5$$

Donc on va augmenter la valeur de **facteur de qualité** et on va intégrer les résultats dans le spectre de réponse

$$Q_x = 1.1 \times 1.4 = 1.54$$

$$Q_y = 1.1 \times 1.5 = 1.65$$

Donc les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau VII-5: Vérification de l'effort tranchant à la base.

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	1893.62	1514.89	1530.55	vérifiée
Sens yy	1216.41	1009.93	1012.94	vérifiée

VII.3.2.5 Vérification des déplacements

1^{er} Cas : situation durable

Les déplacements sont limités au :

- **Déplacement horizontal**

Les déplacements sont limités selon l'EC3 par les relations suivant

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} \text{ sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} \text{ avec charge du vent} \end{array} \right.$$

Ou h : hauteur du poteau

- **Déplacement vertical**

$$\frac{L}{200} \quad L : \text{longueur de la travée}$$

EC3 tab 4.1

Tableau VII. 6: Déplacement max en situation durable.

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	$1.35(G + Q + V_2)$	$1.35(G + Q + S)$	1.7	1.6
Suivant Y	$1.35(G + Q + V_2)$	$1.35(G + Q + S)$	0.7	0.5
Suivant Z	$G + V_2$	$1.35G + 1.5Q$	5.6	0

$$h/150 = 1200 / 150 = 8 \text{ cm}$$

$$h / 125 = 1200 / 125 = 9.6 \text{ cm}$$

$$L / 200 = 2400 / 200 = 12 \text{ cm}$$

On voit que les déplacements maximaux suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles donc les déplacements sont vérifiés.

2^{ème} Cas : situation accidentelle :

Le **D.T.R RPA99 V2003** précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seul (**art 4.4.3**) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent à **1%** de la hauteur d'étage (**art 5.10**).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement **R_y=4** et **R_x= 4**

Tableau VII. 7: Déplacement selon le sens X-X.

Déplacement suivant la direction XX						
Niveau	h_k (m)	δ_{ek} (cm)	δ_{k-1} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1,0%h_k (cm)
RDC	5.44	0.125	0	0.5	0.5	5.44
1^{er} étage	3.07	0.15	0.5	0.6	0.1	3.07
2^{ème} étage	3.49	0.325	0.6	1.3	0.7	3.49

Tableau VII. 8: Déplacement selon le sens Y-Y.

Déplacement suivant la direction YY						
Niveau	h_k (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_{k-1} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1,0%h_k (cm)
RDC	5.44	0.7	0	4.2	4.2	5.44
1^{er} étage	3.07	0.9	4.2	5.4	1.2	3.07
2^{ème} étage	3.49	1.08	5.4	6.5	1.1	3.49

NB: les déplacements relatifs sont vérifiés à chaque niveau.

VII.4. Effet de deuxième ordre

VII.4.1 Définition

L'effet (P- Δ) est un effet du second ordre (non linéaire) qui se produit pour chaque structure où les éléments sont sujets à une charge axiale (P). Il est associé à l'importance de l'application de la charge axiale (P) et du déplacement (Δ).

L'effet (P- Δ) est lié à :

- La charge axiale (P)
- La rigidité ou la souplesse de la structure dans son ensemble.
- La souplesse des différents éléments de la structure.

Les effets de seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite:

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

Avec:

$$P_k = \sum_{i=1}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau «k».

Rappelons que le poids de chaque niveau est comme suit :

$$W_1 = 9321.27 \text{Kn}$$

$$W_2 = 7113.61 \text{Kn}$$

$$W_3 = 1876.75 \text{Kn}$$

Donc : $P_1 = 9801.72 \text{Kn}$ et $P_2 = 8076.57 \text{Kn}$ et $P_3 = 935.63 \text{Kn}$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k - 1».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau «k».

h_k : Hauteur de l'étage «k».

-Si $0,1 < \theta_k \leq 0,2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur : $\frac{1}{1 - \theta_k}$

- Si $\theta_k > 0,2$: La structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

➤ **Distribution horizontale des efforts sismique à chaque étage**

Sens x-x :

L'effort tranchant à l'étage k est donné par :

$$V_i = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

Avec :

- F_t : force concentrée au sommet de la structure est donnée par :

$$F_t = 0,07 \cdot T \cdot V_i \quad \dots \text{pour } T > 0,7s$$

$$F_t = 0 \quad \dots \text{pour } T \leq 0,7s$$

$$\text{On a : } T = 0,76s \rightarrow F_t = 0,07 \times 0,76 \times 1893,62 = 100,74 \text{ KN}$$

- F_i : effort sismique au niveau considéré i : $F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$

Avec : W_i : poids du plancher au niveau i.

Niveau 1

$$F_1 = \frac{(1893,62 - 100,74) \cdot 9321,27 \cdot 5,44}{18813,92} = 4832,21 \text{ KN}$$

Niveau 2

$$F_2 = \frac{(1893,62 - 100,74) \cdot 7113,61 \cdot 3,07}{18813,92} = 2021,13 \text{ KN}$$

Niveau 3

$$F_3 = \frac{(1893,62 - 100,74) \cdot 1876,75 \cdot 3,49}{18813,92} = 624,17 \text{ KN}$$

- Donc la distribution horizontale de l'effort sismique dans chaque niveau est :

$$V_i = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

Niveau 3

$$V_3 = 100,74 + 624,17 = 724,91 \text{ KN}$$

Niveau 2

$$V_2 = 100,74 + 624,17 + 2081,13 = 2806,04 \text{ KN}$$

Niveau 1

$$V_1 = 100,74 + 642,17 + 2081,13 + 4832,21 = 7638,25 \text{ KN}$$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau VII. 9 : Effet P- Δ suivant X-X.

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (cm)	θ_k
RDC	0.5	9801.72	724.91	544	0.012
Niveau 1	0.1	8076.57	2806.91	307	0.001
Niveau 2	0.7	935.63	7638.25	349	0.0002

Sens y-y :

Même calculé pour l'effort tranchant :

$$F_1 = 115.88 \text{ KN} , F_2 = 439.22 \text{ KN} , F_3 = 575.53 \text{ KN}$$

$$V_3 = 416.20 \text{ KN} , V_2 = 655.84 \text{ KN} , V_1 = 1231.37 \text{ KN}$$

Tableau VII. 10: Effet P- Δ suivant Y-Y.

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (cm)	θ_k
RDC	2.7	9801.72	416.20	544	0.11
Niveau 1	1.2	8076.57	655.84	307	0.048
Niveau 2	1.1	935.63	1231.37	349	0.002

Donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

VIII : vérification de l'ossature

VIII.1. Introduction

Après avoir modéliser l'ensemble des portiques en y appliquant les différents cas de chargement du vent et de la neige, des charges permanentes et surcharges d'exploitation ainsi que l'introduction de l'effort sismique. Sous différents combinaisons ; et à l'aide du logiciel **ROBOT** qui détermine la réaction d'appuis pour chaque cas de charge ; on passe à la vérification des cas les plus défavorables.

VIII.2. Vérification des traverses IPE400

La vérification se fait pour la traverse la plus sollicitée ; dans notre cas ; la traverse la plus sollicitée est la N°16 et de longueur $L = 12 \text{ m}$; comme illustré en rouge sur la figure suivante :

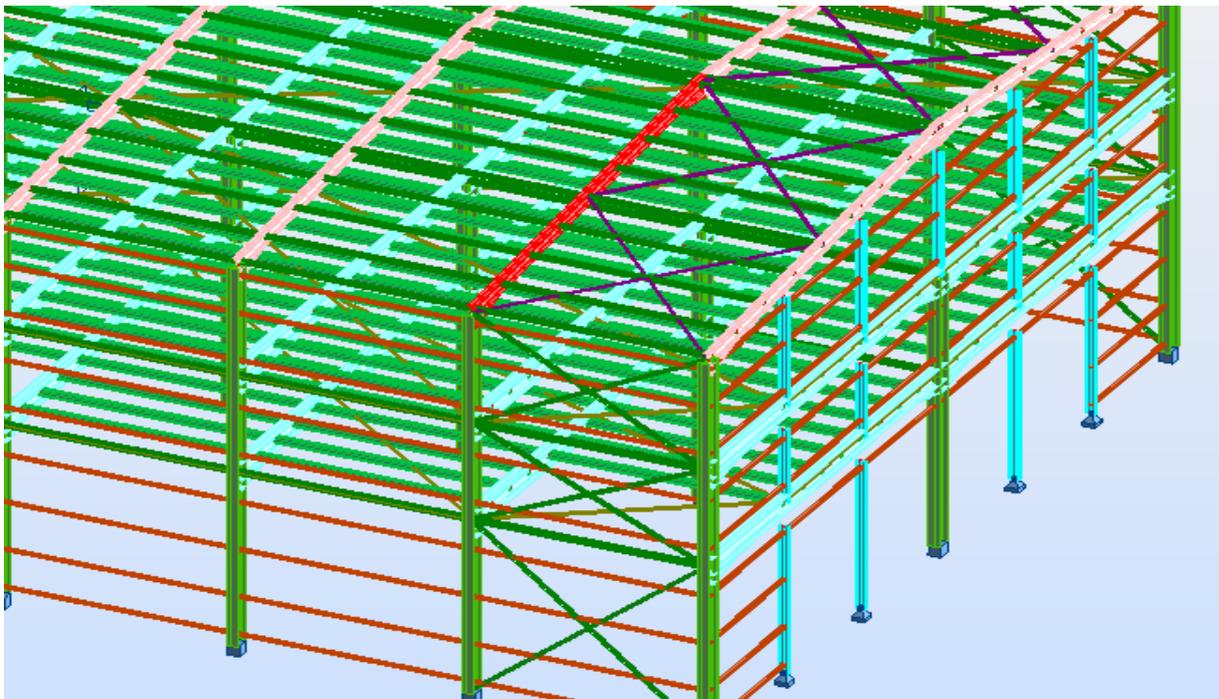


Figure : VIII.1: Illustration de la traverse la plus sollicité.

VIII.2.1 : Vérification de la section à la résistance :

a) Bilan des efforts

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (barre N°16) sous la combinaison 1.35 (G + Q + S)

$$M_{y_{sd}}^{\max} = -236.38 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd}^{\max} = 224.78 \text{ KN}$$

$$V_{z_{sd}}^{\max} = 68.70 \text{ KN}$$

b) Classe de la section

➤ **Classe de la semelle : (comprimée)**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{19}{1.35} = 7.03 \leq 10\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

➤ **Classe de l'âme : (Flexion composée)**

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \left(\frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} \right) = \frac{224.78}{1.1 \times 23.5} = 8.69$$

$$\alpha = \frac{1}{33.1} \left(\frac{33.1 + 8.69}{2} \right) = 0.63 \leq 1$$

0.63 > 0.5

Pour les sections de classe 1 :

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{33.1}{0.86} = 38.48$$

$$\frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396}{(13 \times 0.54 - 1)} = 65.78$$

$$\text{Donc : } \frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} \Rightarrow \text{classe 01}$$

c) Incidence de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5V_{plRd}$

$$V_{zsd} = 68.7 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{42.7 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 579.34 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{zsd}}{V_{plrd}} = \frac{68.7}{579.34} = 0.118 < 0.5$$

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

d) Incidence de l'effort normal

Si $N_{sd} < \text{Min}(0,25N_{pl,Rd}, 0,5A_w f_y / \gamma_{m0})$: il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 224.78 \text{ KN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{98.8 \times 23.5}{1} = 2321.8 \text{ KN}$$

$$0.25 \times N_{pl,Rd} = 580.45 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 98.8 - 2 \times 18 \times 1.35 = 50.2 \text{ cm}^2$$

$$0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} = 0.5 \times \frac{50.2 \times 23.5}{1} = 589.85 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < \min \left(0.25 N_{pl,Rd}, 0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} \right)$$

$$\Rightarrow N_{sd} < \min(580.45 \text{ KN}; 589.85 \text{ KN})$$

$$\Rightarrow N_{sd} = 224.78 \text{ KN} < 580.45 \text{ KN} \rightarrow \text{OK}$$

Alors, l'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

e) Vérification de la résistance de la section transversale

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1307.1 \times 23.5}{1.1} = 279.24 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} = 236.38 \text{ KN.m} < M_{ply,Rd} = 279.24 \text{ KN.m}$$

La résistance de la section transversale est vérifiée.

VIII.2.2 Vérification de l'élément aux instabilités

a) Flexion composée avec risque de flambement

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{ySd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1$$

b) Flexion composée avec risque de déversement

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{ySd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1$$

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

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

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

Longueur de flambement :

$$l_y = \frac{1200}{\cos 5.71} = 1206 \text{ cm (Longueur total de la traverse)}$$

L'élanement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1200}{16.55} = 72.5$$

L'élanement réduit :

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) \times [B_A]^{0.5}$$

Avec : $B_A = 1$ pour les sections de classe 1,2 et 3

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0.5} = 3.14 \times \left[\frac{2.1 \times 10^6}{2350}\right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{72.5}{93.9}\right) = 0.78$$

Courbe de flambement : $\frac{h}{b} = \frac{400}{180} = 2.22 > 1.2$

Axe de flambement y-y \rightarrow courbe de flambement a $\rightarrow \alpha_y = 0,21$

$$\phi_y = 0,5 \times \left[1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2\right]$$

$$\phi_y = 0,5 \times \left[1 + 0,21 \times (0,78 - 0,2) + 0,78^2\right] = 0,86$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,86 + \sqrt{0,86^2 - 0,78^2}}$$

$$\chi_y = 0,81$$

d) Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors plan du portique)

Longueur de flambement :

$$l_z = \frac{600}{\cos 5,71} = 602,3 \text{ cm (Maintien par les pannes reliées à la poutre au vent)}$$

avec $l = 600 \text{ cm}$ (Longuer max de la poutre au vent)

L'élanement :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{600}{3,95} = 151,89$$

L'élanement réduit :

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{151,89}{93,9}\right) = 1,61$$

Courbe de flambement : $\frac{h}{b} = \frac{400}{180} = 2,22 > 1,2$

Axe de flambement z-z \rightarrow courbe de flambement b $\rightarrow \alpha_z = 0,34$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (1,62 - 0,2) + 1,62^2] = 2,05$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{2,05 + \sqrt{2,05^2 - 1,62^2}}$$

$$\chi_z = 0,3$$

Donc : $x_{min} = \min(x_y, x_z) = \min(0,81, 0,3) = 0,3$

e) Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT}

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

Avec :

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

$\alpha_{LT} = 0,21$ pour les sections laminées. (C'est notre cas)

$\alpha_{LT} = 0,49$ pour les sections soudées.

$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0,5}$: L'élancement réduit pour le déversement.

Avec : $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9$

λ_{LT} : Élancement de l'élément vis-à-vis du déversement

Pour les profilés laminés en I ou en H :

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_z}{c_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

IPE 400 : $i_z = 3,95$ cm, $h = 40$ cm, $t_f = 1,35$ cm

$L = \frac{600}{\cos 5,71} = 603$ cm : Maintien par les pannes reliées à la poutre au vent.

$$c_1 = 1,88 - 1,40\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7$$

$\psi = \frac{M_a}{M_b}$ avec $M_a \prec M_b$ Moment aux extrémités du tronçon.

$$-1 \leq \psi \leq 1$$

$$M_a = 72.72 \text{ KN.m et } M_b = -236.38 \text{ KN.m}$$

(Résultats obtenus à partir du logiciel ROBOT)

$$\Psi = \frac{72.72}{-236.38} = -0.30$$

$$\Rightarrow c_1 = 1.88 - 1.4(-0.3) + 0.52(-0.3)^2 = 2.34 \leq 2.7$$

$$\Rightarrow \lambda_{LT} = \frac{\frac{603}{3.95}}{(2.34)^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{603}{3.95}}{\frac{40}{1.35}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 92.51$$

Donc :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{92.51}{93.9} \right) = 0.98$$

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

$$\phi_{LT} = 0.5 \times \left[1 + 0.21 \times (0.98 - 0.2) + 0.98^2 \right] = 1.06$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1.06 + \sqrt{1.06^2 - 0.98^2}}$$

$$\chi_{LT} = 0.68 < 1 \longrightarrow OK$$

f) Calcul des coefficients k

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{et} \quad k_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0.15 \quad \text{et} \quad \mu_{LT} \leq 0.9$$

$$\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi : \text{Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.}$$

Application numérique

$$\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7(-0.3) = 2.01$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.62 \times 2.01 - 0.15 = 0.338 < 0.9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0.338 \times 224.78}{0.3 \times 84.5 \times 23.5} = 0.87 \leq 1$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad \text{avec} \quad k_y \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{avec} \quad \mu_y \leq 0.9$$

g) Calcul du facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion suivant y-y.

D'après la figure 5.5.3 du CCM97 [annexe]

$$\beta_M = \beta_{M\psi} + \frac{MQ}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M\psi})$$

$$\beta_{M\psi} = 1,8 - 0,7\psi$$

$$\Psi = \frac{72,72}{-236,38} = -0,3 \Rightarrow \beta_{M\psi} = 0,8 - 0,7(-0,3) = 1,01$$

$$MQ = |\max M| = -236,38 \text{ KN.m}$$

$$\Delta M = |\max M| + |\min M| = |-236,38| + |72,72| = 309,1 \text{ KN.m}$$

$$\beta_{MQ} = 1,3 \text{ Cas d'une charge uniformément répartie.}$$

$$\beta_{My} = 1,038 + \frac{236,38}{309,1} \times (1,3 - 1) = 1,27$$

$$\text{Donc : } \mu_y = 0,78 \times (2 \times 1,27 - 4) + \frac{1307,1 - 1156,4}{1156,4} = -1 < 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{(-1) \times 224,78}{0,81 \times 84,5 \times 23,5} = 1,14 \leq 1,5$$

➤ **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Application numérique :

$$\frac{224,78}{0,3 \times 3736,5} + \frac{1,16 \times 236,38}{547,33} = 0,70 < 1$$

➤ **Vérification au déversement**

Déversement = Flambement latéral de la partie comprimée + Rotation de la section transversale.

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Application numérique

$$\frac{224,78}{0,3 \times 3736,5} + \frac{0,98 \times 236,38}{0,68 \times 547,43} = 0,82 < 1$$

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre sur toute sa longueur.

➤ **Vérification avec le logiciel robot**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 3 traverse						
16 Traverse_16	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 400	ACIER	47.83	37.73	0.72	10 1.35(G+Q+S)

Conclusion :

Le profilé choisi **IPE 400** est adéquat comme traverse.

VIII.3 Vérification des poteaux HEA450

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et dans notre cas : le poteau le plus sollicité est le N°92 de hauteur **H=12m** ; comme illustré en rouge sur la figure suivante :

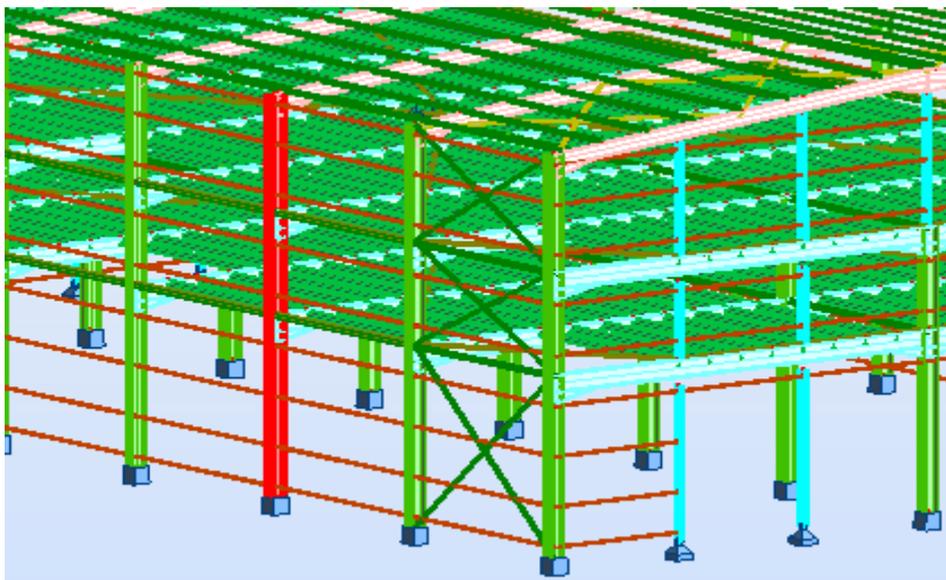


Figure VIII. 2: Illustration du poteau le plus sollicité.

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel ROBOT sont :

Tableau VIII 1 : les sollicitations sur le poteaux

h (m)	N (kN)	M_y (kN.m)	M_z (kN.m)	V_z (kN)
12	689.17	$M_y^+ = 417.65$ $M_y^- = -432.08$	$M_z^+ = 0.89$ $M_z^- = -0.75$	-291.6

VIII.3.1 Vérification à la résistance**Classe de la section**

- **Classe de la semelle : (comprimée)**

$$c / t_f = b_f / 2 \cdot t_f \leq 10 \varepsilon \Rightarrow 300 / 2 \cdot 21 = 7.14 < 10 \varepsilon \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

- **Classe de l'âme : (fléchie)**

$$d / t_w = 344 / 11.5 = 29.9 < 72 \varepsilon \Rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc : les poteaux de section **HEA450** sont de classe **01**.

VIII.3.2 Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plRd}$

$$V_{sd} = 291.6 \text{ Kn (Note de calcul sur la pièce du Robot sous la combinaison 1.35(G+Q+W1))}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{23.5 \times 65.8}{\sqrt{3} \times 1} = 892.75 \text{ KN} > V_{sd}$$

$$V_{sd} < 0.5 V_{plRd} \rightarrow \text{Pas de réduction du moment plastique.}$$

VIII.3.3 Vérification à l'effort normal

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{plRd}$

$$N_{sd} = 689.17 \text{ Kn}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{178 \times 23.5}{1} = 4183 \text{ Kn}$$

$$N_{sd} < N_{plRd} \rightarrow \text{ok}$$

VIII.3.4 Vérification au moment fléchissant

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{plRd}$

$$M_{sd} = 417.65 \text{ kn.m (Note de calcul sur la pièce 407 du Robot sous la combinaison G+Q+S+EX)}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3215,9 \cdot 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 755.73 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} < M_{plRd} \rightarrow \text{ok}$$

VIII.3.5 Vérification de l'élément aux instabilités

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

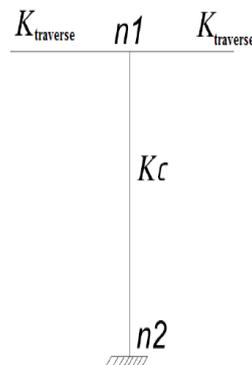
VIII.3.5 .1 Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{plRd}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{M_{plyRd}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

a) Calcul de χ_{\min} :

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z)$$

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



$$\eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{Travée}}$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (Encastrement à la base)}$$

$$K_c = \frac{I_y}{L} = \frac{63721.6}{544} = 117.13 \text{ cm}^3$$

$$K_{Travée} = \frac{I_y}{L} = \frac{111932.2}{600} = 186.5 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = 0.385$$

- Suivant l'axe y-y

$$\lambda_y = I_{Ky} / i_y = 0.7 \cdot 544 / 18.92 = 20.12$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} = \frac{20.12}{93.9} (1)^{0.5} = 0.21 > 0.2 \text{ (il y a risque de flambement)}$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 440/300 = 1.46 > 1.2$$

$$t_f = 21 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement y-y \longrightarrow courbe de flambement a ; $\alpha = 0.21$ (tableau 3).

$$X_y = 1$$

- Suivant l'axe faible z-z : (hors du plan du portique)

$$\lambda_z = I_{Kz} / i_z = 0.7 \cdot 544 / 7.34 = 51.88$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} = \frac{51.88}{93.9} (1)^{0.5} = 0.55 > 0.2 \text{ (il y a risque de flambement)}$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 440/300 = 1.46 > 1,2$$

$$t_f = 21 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement z-z \longrightarrow courbe de flambement b ; $\alpha = 0.34$ (tableau 3).

$$X_z = 0.86$$

Donc : $\chi_{\min} = 0.86$

b) Calcul du moment critique

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\}$$

Avec :

$$B_w = 1 \quad K = 1 \quad C_1 = 3.348 \quad C_2 = 0 \quad Z_g = 22.5 \text{ cm} \quad I_w = 4148 \text{ cm}^6 \quad I_t = 243.8 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 9465 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{3.348 \times 3.14^2 \times 2.1 \times 9465}{(1 \times 5.44)^2} \left\{ \left[\frac{1}{1} \right]^2 \times \left[\frac{4148}{9465} + \frac{5.44^2 \times 0.4 \times 243.8}{3.14^2 \times 2.1 \times 9465} \right]^{\frac{1}{2}} \right\} = 16152.90 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 3215.9 \times 23.5}{1615290}} = 0.21 < 0.4 \rightarrow \text{Pas de risque de déversement}$$

c) Calcul des coefficients K_y et K_z

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

❖ Calcul des coefficients réducteurs

Suivant l'axe (Y-Y) :

$$\mu_y = 0.21 (2 \cdot 2.63 - 4) + \frac{3215.9 - 2896.4}{2896.4} = 0.37$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$K_y = 1 - \frac{0.37 \times 689.17}{1 \times 178 \times 23.5} = 0.94$$

Suivant l'axe (Z-Z)

$$\mu_z = 0.55 (2 \cdot 2.41 - 4) + \frac{965.5 - 630.9}{630.9} = 0.98$$

$$K_z = 1 - \frac{0.98 \cdot N}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$K_z = 1 - \frac{0.98 \times 689.17}{0.86 \times 178 \times 23.5} = 0.81$$

$$N_{sd} = 689.17 \text{ Kn}$$

$$M_{y,Sd} = 432.08 \text{ Kn.m}$$

$$M_{z,Sd} = 0.89 \text{ Kn.m}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} = 178 \cdot 23.5 / 1 = 4183 \text{ Kn}$$

$$M_{ply,Rd} = 3215.9 \cdot 23.5 \cdot 10^{-2} / 1 = 755.73 \text{ Kn.m}$$

$$M_{plz,Rd} = 965.5 \cdot 23.5 \cdot 10^{-2} / 1 = 226.89 \text{ Kn.m}$$

➤ **Vérification au flambement**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{plRd}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{M_{plyRd}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

$$\frac{689.17}{0.86 \cdot 4183} + \frac{0.94 \cdot 432.08}{755.73} + \frac{0.81 \cdot 0.89}{265.5} = 0.73 < 1$$

d) Vérification avec le logiciel robot

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 poteau						
92 Poteaux_92	 HEA 450	ACIER	88.10	20.57	0.68	11 1.35(G+Q+W1)

Conclusion

Dans le calcul et dans le modèle robot on a opter pour un **HEA450**

Donc le profilé choisi **HEA450** est adéquat comme poteau.

VIII.4 Vérification de la poutre auvent CAE 80*80*8

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (barre N°606) sous la combinaison **G +1.5V1**

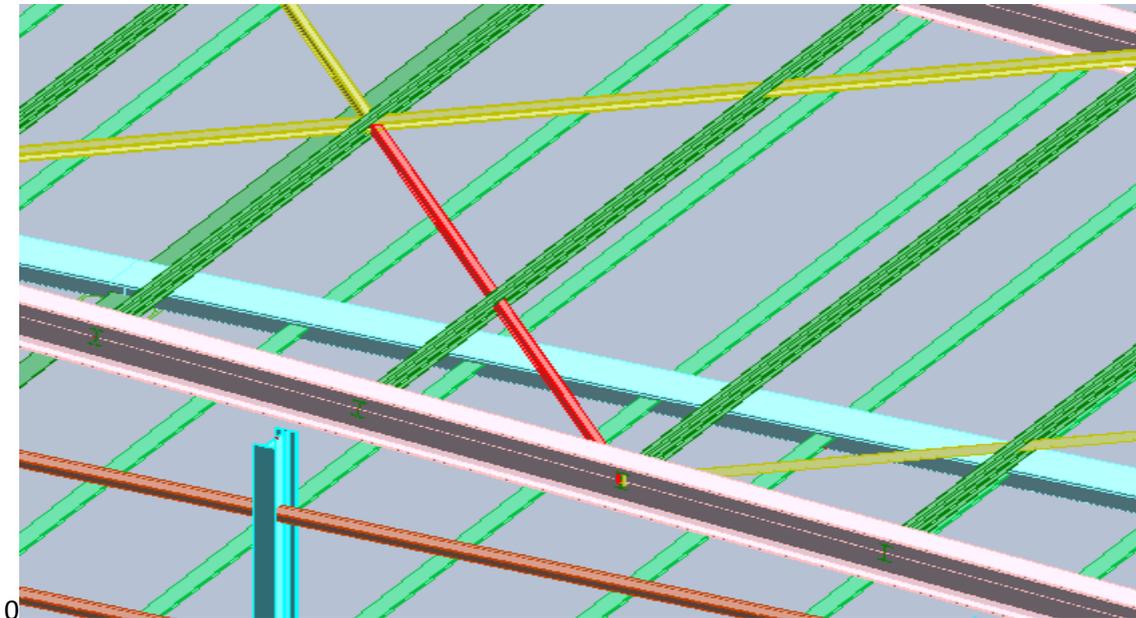


Figure VIII. 3: Illustration de la barre la plus sollicité.

L'effort dans la poutre au vent est :

$$N_{sd}^{\max} = 27.74 \text{ KN (traction)}$$

a) Vérification à la traction :

L'effort de traction $N_{sd} = 27.74 \text{ Kn}$

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a : $A = 12.27 \text{ cm}^2$

$$N_{rd} = \frac{12.27 \cdot 23.5}{1} = 288.34 \text{ Kn}$$

$$N_{sd} = 27.74 \text{ Kn} < N_{rd} = 288.34 \text{ Kn} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

b) Vérification au flambement

$$\lambda = 425 / 2.43 = 174.89$$

$$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1 = 174.89 / 93.9 = 1.86$$

$$\rightarrow \text{ Courbe c } \rightarrow \chi = 0.2451$$

$$N_{c,Rd} = \chi \cdot A \cdot \beta_w \cdot f_y / \gamma_{m0} = 0.2451 \times 12.27 \times 2 \times 1 \times 23.5 / 1.1 = 128.48 \text{ Kn}$$

$$N_{sd} = 27.74 \text{Kn} < N_{c,Rd} = 12848 \text{Kn} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

c) Vérification avec le logiciel ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 9 poutre au vent						
606	CAE 80x8	ACIER	175.28	87.64	0.37	13 G+1.5W1

Conclusion

La cornière CAE 80x80x8 est adéquate comme diagonale de la poutre au vent.

VIII.5 Vérification des palées de stabilités de long pan 2CAE 80*80*8

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (barre N°152) sous la combinaison 1.35 (G + Q + W1)

L'effort max dans les diagonales est $N_{max} = 50.76 \text{ Kn}$

$$l_k = l_0 = 4.05 \text{m} = 405 \text{cm}$$

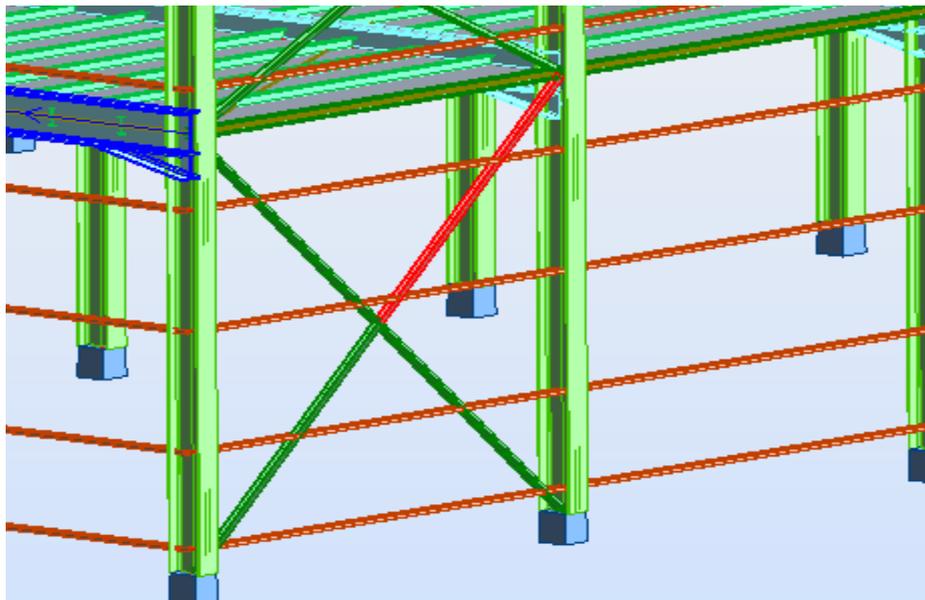


Figure VIII. 4: Illustration de la barre la plus sollicité.

a) Vérification au flambement

$$\lambda = 405 / = 166.67$$

$$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1 = 166.67 / 93.9 = 1.77$$

$$\bar{\lambda} = 1.77 \rightarrow \text{Courbe c} \rightarrow \chi = 0.2437$$

$$N_{c,Rd} = \chi \cdot A \cdot \beta_w \cdot f_y / \gamma_{m0} = 0.2437 \times 12.27 \times 1 \times 23.5 / 1.1 = 63.88 \text{ Kn}$$

$$N_{sd} = 24.82 \text{Kn} < N_{c,Rd} = 63.88 \text{ Kn} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

b) Vérification avec le logiciel ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 9 poutre au vent						
152	<input checked="" type="checkbox"/> 2 CAE 80x8	ACIER	166.88	40.82	0.15	9 1.35 (G+ Q+W1)

Conclusion

2 CAE 80× 80 × 8 est idéale pour les palées de stabilité

VIII.6 Résumé des résultats obtenus

Les sections choisies sont données dans le tableau suivant :

Tableau VIII.2: liste des éléments et de leurs sections choisies

Eléments	Section choisie
Poteaux	HEA 450
Traverse	IPE 400
Poutre principale	HEA 550
Poutre secondaire	HEA 140
Pannes	IPE 140
Palé de stabilité	2CAE 80*80*8
Poutre au vent	CAE 80*80*8
Potelets	IPE 240
Lisses da bardage	UPN 120
Solive	IPE 220

IX .Etude des assemblages

1X.1 Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique , une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction , les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage , c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause .

IX.2. Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

a) Le boulonnage

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il offre sur site . Dans notre cas, le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée , une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

Tableau IX. 1: Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N / mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub} (N / mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

b) Le soudage

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides , cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs . Les soudages à la flamme

oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièce de métal à assembler .

c) Fonctionnement par adhérence

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage , le collage , le boulonnage par boulons HR .

d) Coefficients partiels de sécurité (chap.6.1.2 –eurocode3)

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{MB} = 1,25$

- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{MB} = 1,50$

e) Coefficient de frottement (art.6.5.8.3 (1))

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces , par brossage ou grenailage , pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage , etc.

Tableau IX. 2 : Valeur du coefficient de frottement μ selon la surface.

Surface de classe A	$\mu=0,5$	Pour surfaces grenillées ou sablées
Surface de classe B	$\mu=0,4$	Pour surfaces grenillées, sablées et peintes.
Surface de classe C	$\mu=0,3$	Pour surfaces brossées
Surface de classe D	$\mu=0,2$	Pour surfaces non traitées

IX.3. Rôle des assemblages

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles , en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces , sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion .

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- **Les assemblages articulés** : qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants.
- **Les assemblages rigides** : qui transmettront en outre les divers moments.

Tableau IX. 3: Principales caractéristiques géométrique.

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A_s (mm²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
φ rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
φ clé (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
Tôle usuelle (mm)	2	3	4	5	6	7	8	10,14	>14	-	-
Cornière usuelle (mm)	30	35	40	50	60	70	80	120	>120	-	-

d : diamètre de la partie non filetée de la vis.

d₀ : diamètre nominal du trou.

A : section nominale du boulon.

A_s : section résistante de la partie filetée.

IX.4 Calcul d'assemblages

IX.4.1 Assemblage traverse – traverse

L'assemblage **traverse – traverse** est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée.

Si la portée du portique ne dépasse pas certaines limites pour le transport (environ 16m), L'assemblage du faitage peut être réalisé en usine, hors chantier, permettant ainsi des économies.

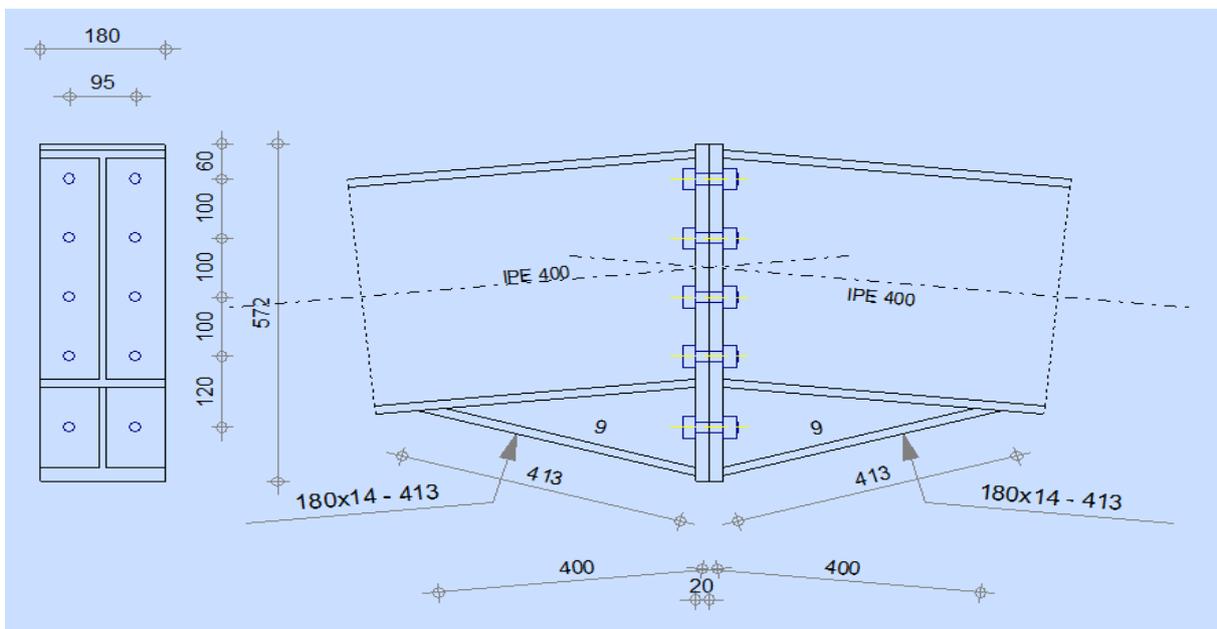


Figure IX. 1: Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

❖ Efforts de calcul :

$$M^{\text{Max}} = 76.41 \text{ KN.m.} \quad N^{\text{Max}} = 157.36 \text{ KN.} \quad V^{\text{Max}} = -0.12$$

a) Dimensionnements des boulons

❖ Choix des diamètres des boulons

Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés, on choisit des boulons de diamètre **M18** de classe **10.9**

❖ **Disposition des boulons**

Les pièces ne sont pas soumises aux intempéries et ne sont pas situées dans des conditions favorisant l'oxydation.

❖ **Entre axe des boulons**

$$P_1 \geq 2,2 d_0 \quad P_2 \geq 3d_0 \quad \text{Avec : } d_0 = 20 \text{ mm (tableau 6.1 Eurocode 3)}$$

$$P_1 \geq 2,2 \times 20 = 44 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } P_1 = 100 \text{ mm}$$

$$P_2 \geq 3 \times 20 = 60 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } P_2 = 100 \text{ mm}$$

❖ **Pince longitudinale**

$$e_1 \geq 1.2d_0$$

$$e_1 \geq 1.2 \times 20 = 24 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } e_1 = 60 \text{ mm}$$

❖ **Pince transversale**

$$e_2 \geq 1.5d_0$$

$$e_2 \geq 1.5 \times 20 = 30 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } e_2 = 40 \text{ mm}$$

❖ **Détermination des efforts dans les boulons**

$$d_1 = 420 \text{ mm}$$

$$d_2 = 320 \text{ mm}$$

$$d_3 = 220 \text{ mm}$$

$$d_4 = 120 \text{ mm}$$

$$\sum di^2 = 420^2 + 320^2 + 220^2 + 120^2 = 341600 \text{ mm}^2.$$

$$N_i = \frac{M \times di}{\sum di^2}$$

$$N_1 = \frac{76.41 \times 0.42}{0.3416} = 93.95 \text{ Kn} \quad N_2 = \frac{76.41 \times 0.32}{0.3416} = 71.57 \text{ Kn} \quad N_3 = \frac{76.41 \times 0.22}{0.3416} = 49.21 \text{ Kn}$$

$$N_4 = \frac{76.41 \times 0.12}{0.3416} = 46.97 \text{ Kn}$$

b) **Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU**❖ **Vérification au moment résistant**

$$M_R = \frac{F_p \times \sum di^2}{d_1}$$

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_S$$

(Eurocode 3 chap 6.5.8.3)

F_P : force de précontrainte dans les boulons.

f_{ub} : 1000 MPa.

n : nombre de boulon par rangé ($n = 2$).

$$F_P = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171.5 \text{ Kn} \quad \text{par boulon}$$

$$\text{Soit : } F_P = n \cdot F_P = 2 \cdot 171.5 = 343 \text{ KN} \quad \text{par ranges.}$$

$$M_R = \frac{343 \times 0.3416}{0.42} = 278.97 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = 76.41 \text{ Kn.m} < M_R = 278.97 \text{ Kn.m} \quad \text{OK}$$

❖ **Vérification a l'effort tranchant :**

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd \max}}{n} = \frac{0.12}{10} = 0.012 \text{ Kn}$$

$$F_{rd} = \frac{K_S \cdot m \cdot \mu \cdot F_P}{\gamma_{M2}} = \frac{1 \cdot 1 \cdot 0.3 \cdot 171.5}{1.25} = 41.16 \text{ Kn}$$

Avec:

$K_S = 1$: Facteur de forme , trous nominaux. (Eurocode 3 chap 6.5.8.1)

$\mu = 0.3$: Coefficient de frottement , surface brossée (Eurocode3 chap 6.5.8.3)

$m = 1$: Plan de contact

$$F_{vsd} = 0.012 \text{ Kn} < F_{rd} = 41.16 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

Conclusion : L'assemblage calculé est satisfait.

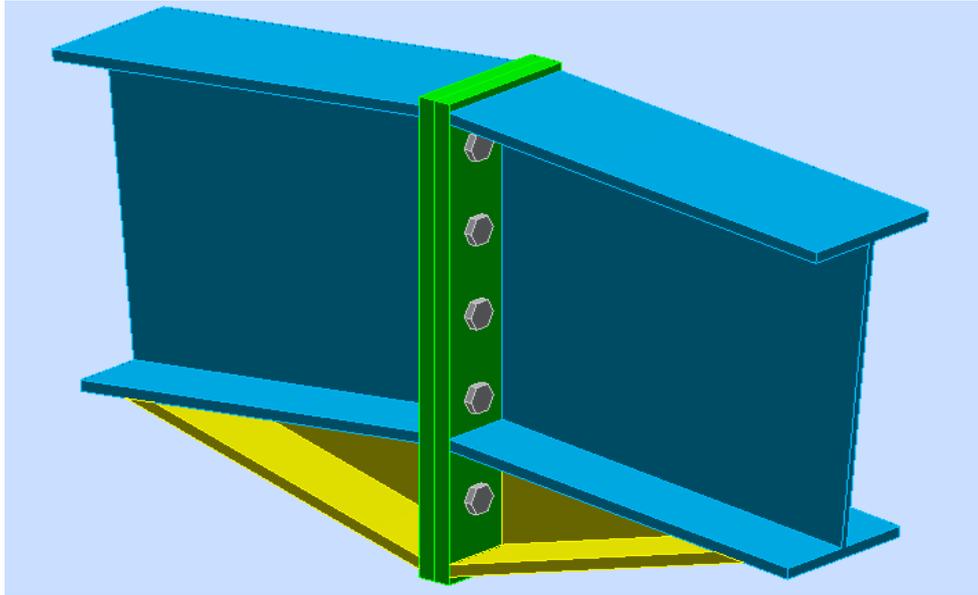


Figure IX. 2: Vue de l'assemblage Traverse – Traverse.

IX.4.2 Assemblage poteau - traverse

- L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.
- L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

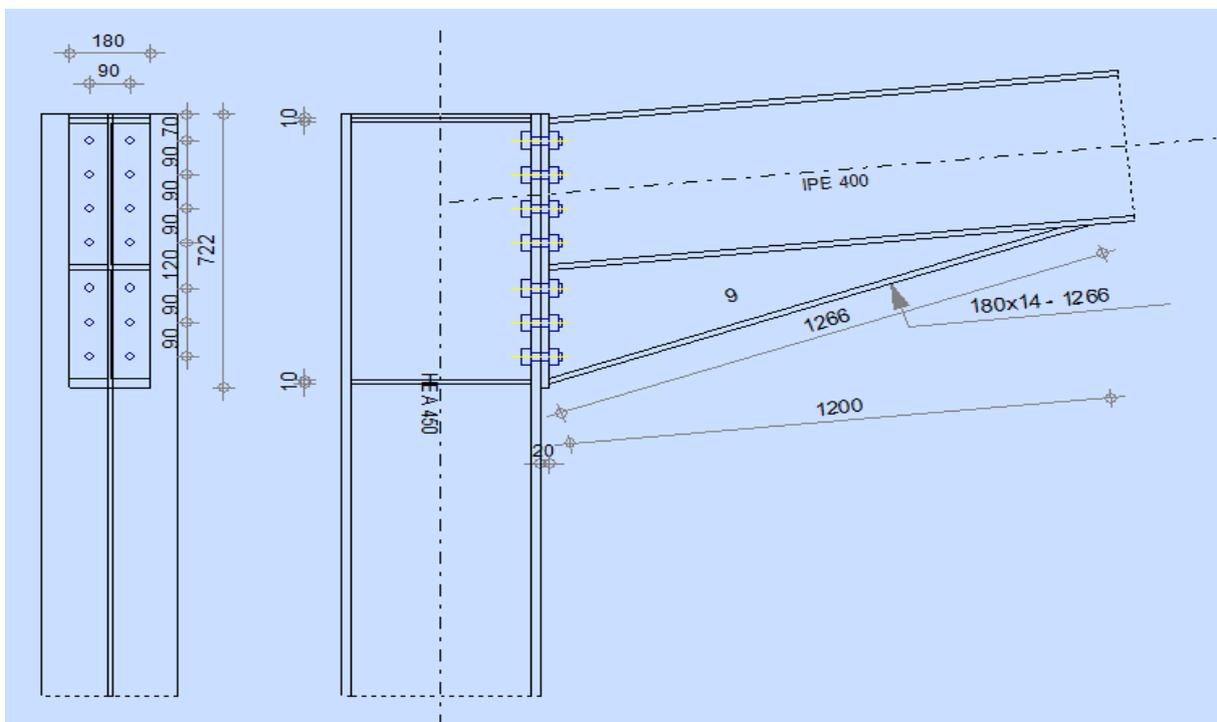


Figure IX. 3: Représentation de l'assemblage poteau-traverse.

❖ **Efforts de calcul :**

$$M_{\max} = 267.04 \text{ KN.m.} \quad N_{\max} = 145.76 \text{ KN.} \quad V_{sd\max} = 87.28 \text{ KN}$$

IX.4.2.1 Assemblage poteau platine**a) Dimensionnements des boulons**❖ **Choix des diamètres des boulons**

On choisit des boulons **M22** de diamètre $\varnothing 22$ de **classe 10.9**

❖ **Distance entre axe des boulons**

$$P_1 \geq 2,2d_0 \quad P_2 \geq 3d_0 \quad \text{Avec : } d_0 = 24 \text{ mm (tableau 6.1 Eurocode 3)}$$

$$P_1 \geq 2 \cdot 24 = 48 \text{ mm} \quad \text{On prend : } P_1 = 90 \text{ mm}$$

$$P_2 \geq 3 \times 24 = 72 \text{ mm} \quad \text{On prend : } P_2 = 90 \text{ mm}$$

❖ **Pince longitudinale**

$$e_1 \geq 1.2d_0 \quad e_1 \geq 1.2 \times 24 = 28.8 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_1 = 70 \text{ mm.}$$

❖ **Pince transversale**

$$e_2 \geq 1.5d_0 \quad e_2 \geq 1.5 \times 24 = 36 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_2 = 45 \text{ mm.}$$

❖ **Détermination des distances dans les boulons**

$$d_1 = 640 \text{ mm.} \quad d_2 = 550 \text{ mm.} \quad d_3 = 460 \text{ mm.} \quad d_4 = 340 \text{ mm.}$$

$$d_5 = 250 \text{ mm} \quad d_6 = 160$$

b) Vérification de la résistance de l'assemblage et des boulons à l'ELU❖ **Vérification de la résistance de l'assemblage**

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

❖ **Le moment résistant de l'assemblage**

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i}$$

N_i : l'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné de centre de rotation.

d_i : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

❖ L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 353 = 247.1 \text{ KN} \quad \text{par boulon.}$$

n : est le nombre de boulons dans un rangé horizontal.

$$\sum d_i^2 = (160^2 + 250^2 + 340^2 + 460^2 + 550^2 + 640^2) = 1127400 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i} = M_{Rd} = \frac{2 \times 247.1 \times 1127400}{570} \times 10^{-3} = 977.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sd} = 267.04 \text{ KN.m} < 977.47 \text{ KN.m} \quad \text{OK}$$

❖ Vérification sous l'effort tranchant

L'effort tranchant par boulons est :

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{87.28}{14} = 6.23 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{m2}} = \frac{1.1 \cdot 0.3 \cdot 247.1}{1.25} = 35.30 \text{ KN}$$

$$6.23 \text{ KN} \leq V_{Rd} = 35.30 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

❖ Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

$$F_V < F_{TRd}$$

Avec :

$$F_{TRd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Où :

$F_{t,Rd}$: Résistance de l'âme du poteau à la traction.

t_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = P$: entraxe des rangées de boulons. (P=90mm).

$$\text{Donc : } F_{TRd} = 23.5 \times 1.15 \times \frac{9}{1.1} = 221.11 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{267.04}{0.419} = 637.32 \text{ KN}$$

$$F_V = 637.32 \text{ KN} > F_{TRd} = 221.11 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Non vérifié}$$

D'où la nécessité d'un raidissage : raidisseur d'épaisseur 30mm.

❖ Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

On doit vérifier que : $N_{sd} < F_{c.Rd}$

$$\text{Avec : } F_{c.Rd} = \frac{k_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot f \cdot t_{we} \cdot f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{1 + 1,3 \left(\frac{b_{eff}}{h} \right)^2}}$$

$$\text{Et : } b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

- Lorsque : $\sigma_{c.Sd} \leq 0,7 f_y \rightarrow k_c = 1$
- Lorsque : $\sigma_{c.Sd} > 0,7 f_y \rightarrow k_c = 1,7 - \sigma_{c.Sd} / f_y$

Avec :

$\sigma_{c.Sd}$: Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant. Dans le cas l'effort de compression $V_{sd} = 87.28 \text{ KN}$

$$\sigma_{c.Sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \times Z_{max}}{I_y}$$

$$Z_{max} = \frac{h}{2} = \frac{44}{2} = 22 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c.Sd} = \frac{87.28}{178} + \frac{267.04 \times 10^2 \times 22}{63721.6} = 9.71 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{c.Sd} = 9.71 \text{ KN/cm}^2 < 0.7 \times f_y = 23.5 \times 0.7 = 16.45 \text{ KN/cm}^2$$

Donc : $k_c = 1$

Avec :

$t_p = 20\text{mm}$: épaisseur de la platine d'extrémité.

$$b_{eff} = 13.5 \times 2 \times 7 \times \sqrt{2} + 5(21 + 27) + 2 \times 20 = 547.28 \text{ mm}$$

t_{fb} : épaisseur de la semelle du poutre.

t_{fc} : épaisseur de la semelle du poteau.

r_c : rayon de raccordement âme /semelle du poteau.

a_p : épaisseur de la gorge de la soudure (estimée à 7 mm).

$$- \text{ Si } \bar{\lambda}_p \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1$$

$$- \text{ Si } \bar{\lambda}_p > 0,72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$$

Et : $\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}}$: élancement réduit de la partie efficace de l'âme.

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{54,728 \times 34,4 \times 23,5}{2,1 \times 10^4 \times 1,15^2}} = 1,17 > 0,72$$

$$\rho = (1,17 - 0,2) / 1,17^2 = 0,708$$

$$\rightarrow \rho = 0,708$$

$$\text{On aura : } F_{CRd} = \frac{1,0 \times 0,708 \times 54,728 \times 1,15 \times 23,5}{1,1 \times \sqrt{1 + 1,3 \times \left(\frac{54,728}{44}\right)^2}} = 574,23 \text{ KN}$$

Calcul de N_{sd} tq : $N_{sd} = \sum N_i$

$\sum N_i$: La somme des efforts dans les boulons tendus.

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}, \quad M_{sd} = 267,04 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{267,04 \times 640 \times 10^{-3}}{1127400 \times 10^{-6}} = 151,6 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{267.04 \times 550 \times 10^{-3}}{1127400 \times 10^{-6}} = 130.27 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{267.04 \times 460 \times 10^{-3}}{1127400 \times 10^{-6}} = 108.95 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{267.04 \times 340 \times 10^{-3}}{1127400 \times 10^{-6}} = 80.53 \text{ KN}$$

$$N_5 = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{267.04 \times 250 \times 10^{-3}}{1127400 \times 10^{-6}} = 59.21 \text{ KN}$$

$$N_6 = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{267.04 \times 160 \times 10^{-3}}{1127400 \times 10^{-6}} = 37.89 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = 151.6 + 130.27 + 108.95 + 80.53 + 59.21 + 37.89 = 568.45 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 568.45 \text{ KN} < F_{cRd} = 574.23 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

❖ Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée

On doit vérifier que : $F_v \leq V_{Rd}$

$$V_R = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{M_0}}$$

$$V_R = 0.58 \times 23.5 \times 44 \times \frac{1.15}{1.1} = 626.98 \text{ KN.}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{267.04}{0.419} = 637.32 \text{ KN}$$

D'où : $F_v = 637.32 \text{ KN} > V_R = 626.98 \text{ KN}$. Non vérifié

⇒ Nécessité de poser une fourrure d'âme (épaisseur 5mm)

D'où : $t_w = 1.15 + 0.5 = 1.65 \text{ cm}$

$$\text{Et : } V_R = 0.58 \times 1.65 \times 44 \times \frac{23.5}{1.1} = 899.58 \text{ KN.}$$

$$V_R = 1281.22 \text{ KN} > F_v = 637.32 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

XI.4.2.2 Assemblage platine poutre

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure

❖ **Epaisseur de la platine**

Soit $e = 20$ mm

❖ **Gorge reliant l'âme**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_w \quad \rightarrow \quad 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \cdot 8.6 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad a = 4 \text{ mm}$$

❖ **Gorge reliant la semelle**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_f \quad \rightarrow \quad 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \cdot 13.5 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad a = 6 \text{ mm}$$

❖ **Distribution des efforts sur les différents cordons**• **Cordon âme platine**

Chaque cordon reprend : $V / 2 = 87.28 / 2 = 43.64$ Kn

• **Cordon semelle**

$$L = 2b - t_w = 360 - 8.6 = 351.4 \text{ mm}$$

$$N = M / L = 267.04 / 0.3514 = 759.93 \text{ Kn}$$

❖ **Vérification**• **Cordon semelle platine**

$$L = \frac{N \cdot \sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{mw}}{a \cdot f_u} \quad (\text{EC3 Art 6.6.5.3})$$

β_w : Coefficient de corrélation = 0.8

γ_{mw} : Coefficient de sécurité = 1.25

f_u : Valeur normal de la résistance = 360Mpa

$$L = \frac{145.76 \times \sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25}{0.4 \times 36} = 17.53 \text{ cm}$$

$$L = 35.14 \text{ cm} > 17.53 \text{ cm}$$

OK

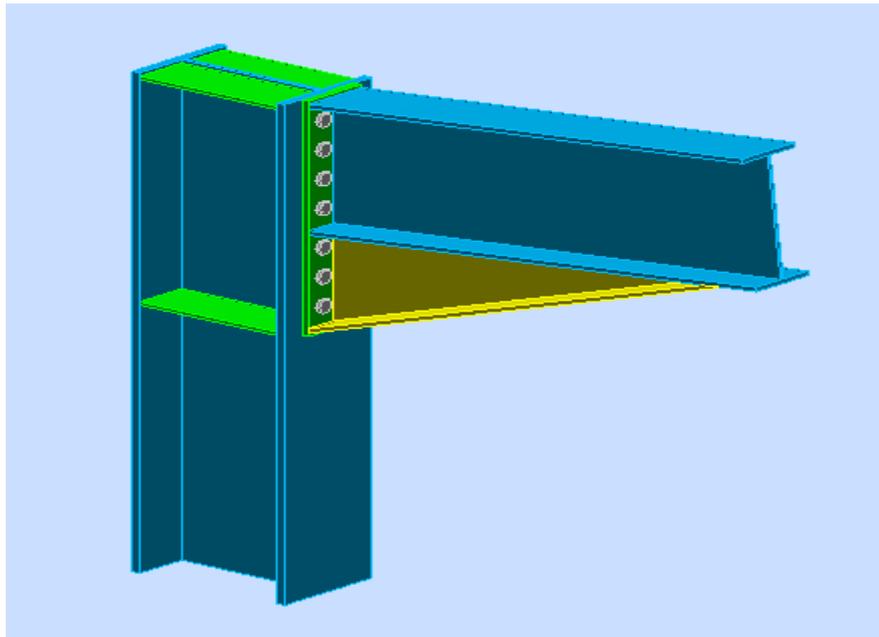


Figure IX. 4: Vue de l'assemblage poteau – Traverse.

IX.4.3 Assemblage poteau-poutre maîtresse

On calculera l'assemblage le plus sollicité

$$M=617.14\text{KN.m}$$

$$V=341.5\text{ KN}$$

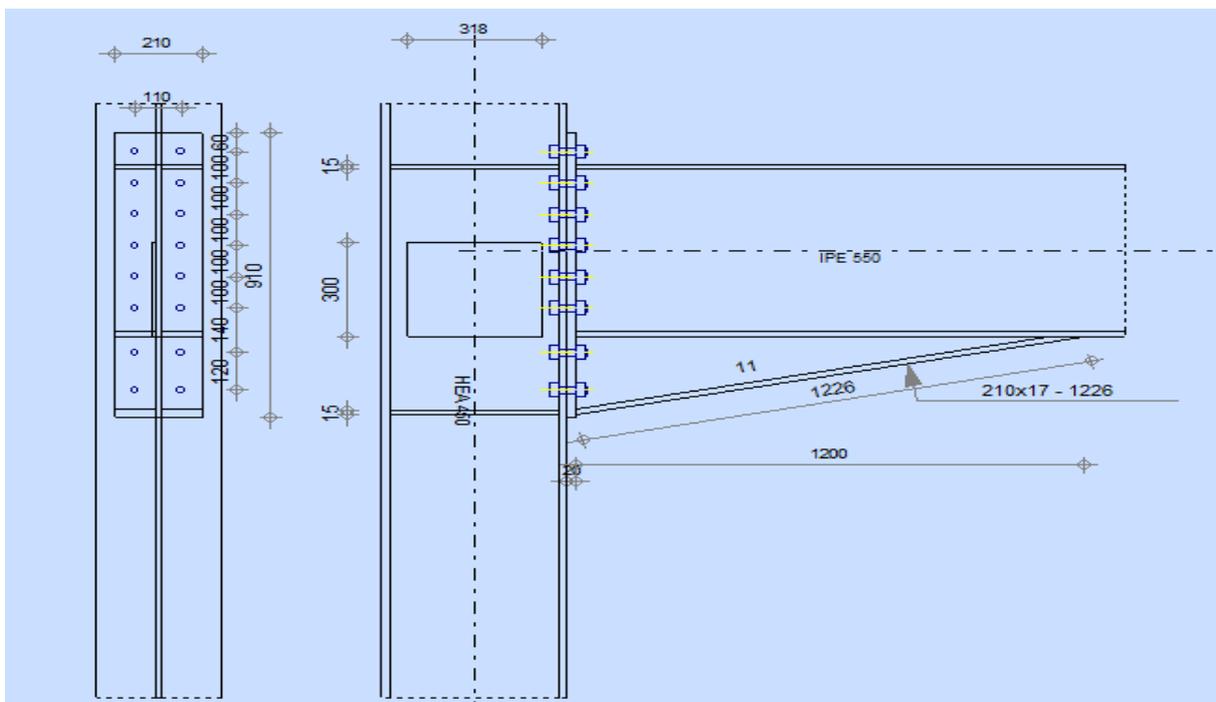


Figure IX. 5: Représentation de l'assemblage poteau - poutre maîtresse.

IX.4.3.1 Assemblage poteau platine**a) Dimensionnements des boulons****❖ Distance entre axe des boulons**

$$P_1 \geq 2,2d_0 \quad P_2 \geq 3d_0 \quad \text{Avec : } d_0 = 24 \text{ mm (tableau 6.1 Eurocode 3)}$$

$$P_1 \geq 2 \cdot 2 \times 24 = 52,8 \text{ mm} \quad \text{On prend : } P_1 = 100 \text{ mm}$$

$$P_2 \geq 3 \times 24 = 72 \text{ mm} \quad \text{On prend : } P_2 = 110 \text{ mm}$$

❖ Pince longitudinale

$$e_1 \geq 1,2d_0 \quad e_1 \geq 1,2 \times 24 = 28,8 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_1 = 60 \text{ mm}$$

❖ Pince transversale

$$e_2 \geq 1,5d_0 \quad e_2 \geq 1,5 \times 24 = 36 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_2 = 50 \text{ mm.}$$

L'assemblage se fait par une platine : **910 x 210 x 20**, et des boulons **HR**, . On choisit des boulons **M 22** de diamètre ϕ **22** de **classe 10.9**

$$d_1 = 820 \text{ mm.} \quad d_2 = 700 \text{ mm.} \quad d_3 = 560 \text{ mm.} \quad d_4 = 460 \text{ mm.}$$

$$d_5 = 360 \text{ mm.} \quad d_6 = 260 \text{ mm} \quad d_7 = 160 \text{ mm}$$

c) Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU**❖ Vérification de la résistance de l'assemblage**

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

❖ Calcul du moment résistant

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i}$$

❖ L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 303 = 212,1 \text{ KN} \quad \text{par boulon.}$$

$$\sum d_i^2 = (160^2 + 260^2 + 360^2 + 460^2 + 560^2 + 660^2 + 760^2 + 860^2) = 2500800 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i} = M_{Rd} = \frac{2 \times 212.1 \times 2500800}{860} \times 10^{-3} = 1233.53 \text{ KNm}$$

$$M_{Sd} = 617.14 \text{ KN.m} < 1233.53 \text{ KN.m} \quad \text{OK}$$

❖ Vérification sous l'effort tranchant

Par boulons :

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{341.5}{16} = 21.34 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{m2}} = \frac{1.1.0,3.212,1}{1.25} = 50.90 \text{ Kn}$$

$$21.34 \text{ KN} \leq V_{Rd} = 50.90 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

❖ Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

$$F_V < F_{TRd}$$

$$\text{Avec : } F_{TRd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{et} \quad F_V = \frac{M_{Sd}}{h - t_f}$$

$$\text{D'où : } F_{TRd} = 3.15 \times 31.7 \times \frac{23.5}{1.1} = 672.95 \text{ KN}$$

$$F_V = \frac{617.14}{0.419} = 1472.88 \text{ KN}$$

$$F_V = 1472.88 \text{ KN} < F_{TRd} = 2133.26 \text{ KN} \quad \text{verifier}$$

❖ Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée

On doit vérifier que : $F_V \leq V_{Rd}$

$$V_R = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{M_0}} \quad \text{D'où :} \quad V_R = 0.58 \times 23.5 \times 44 \times \frac{3.15}{1.1} = 1717.38 \text{ KN.}$$

$$F_V = \frac{M_{Sd}}{h - t_f} \quad \text{D'où :} \quad F_V = \frac{617.14}{0.419} = 1472.88 \text{ KN}$$

$$F_V = 1472.88 \text{ KN} < V_R = 1717.38 \text{ KN.} \quad \text{vérifier}$$

IX.4.3.2 Assemblage platine poutre

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure

❖ **Epaisseur de la platine**

Soit $e = 20$ mm

❖ **Gorge reliant l'âme**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_w \quad \rightarrow \quad 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \cdot 11.1 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad a = 5 \text{ mm}$$

❖ **Gorge reliant la semelle**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_f \quad \rightarrow \quad 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \cdot 17.2 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad a = 8 \text{ mm}$$

❖ **Distribution des efforts sur les différents cordons**• **Cordon âme platine**

Chaque cordon reprend : $V / 2 = 341.5 / 2 = 170.75$ Kn

• **Cordon semelle**

$$L = 2b - t_w = 420 - 11.1 = 408.9 \text{ mm}$$

$$N = M / L = 617.14 / 0.4089 = 1509.26 \text{ Kn}$$

❖ **Vérification**• **Cordon semelle platine**

$$L = \frac{N \cdot \sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{mw}}{a \cdot f_u} \quad (\text{EC3 Art 6.6.5.3})$$

β_w : Coefficient de corrélation = 0.8

γ_{mw} : Coefficient de sécurité = 1.25

f_u : Valeur normal de la résistance = 360Mpa

$$L = \frac{1509.26 \times \sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25}{1 \times 36} = \text{ cm}$$

$$L = 40.89 \text{ cm} > 3.40 \text{ cm}$$

OK

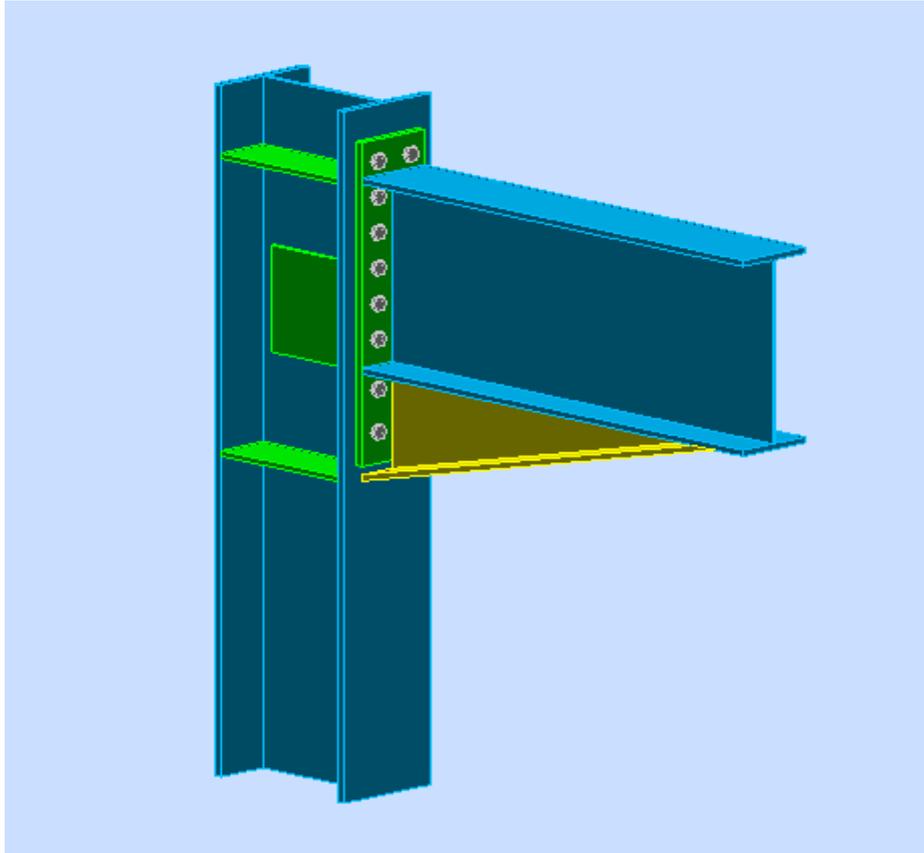


Figure IX. 6: Vue de l'assemblage poteau – poutre maitresse.

IX.4.4 Assemblage de l'échantignolle

a) Assemblage de l'échantignolle sur la panne

Les pannes sont assemblées aux traverses ou aux fermes par boulonnage. Sur les toitures inclinées, pour éviter le glissement et le basculement à la pose, les pannes sont fixées à l'aide d'échantignolles.

On dimensionnera le boulon au cisaillement avec $R_{qz} / 2$ (chaque boulon reprend une seule panne).

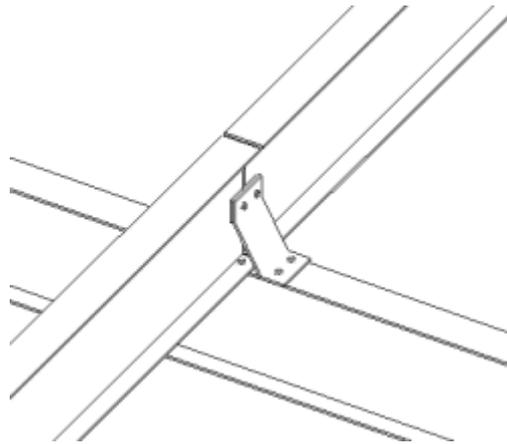


Figure IX. 7: Vue de face de l'échantignolle.

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation.

Soit un boulon ordinaire M 12 de classe 6.8 ; $f_{ub} = 600\text{MPa}$.

$R_{qz} \text{ max} = 2.656 \text{ Kn}$ est celui due au vent (voire chapitre (III) calcul de l'échantignolle).

$$F_{Vrd} = \frac{0.5 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{mo}} = \frac{0.5 \times 0.84 \times 60}{1.25} = 20.16 \text{ Kn} > \frac{2.656}{2} = 1.328 \text{ Kn} \quad \rightarrow \text{OK Vérifier}$$

b) Assemblage de l'échantignolle sur la traverse

Dans ce cas-là, le boulon est soumis simultanément un effort de cisaillement et de traction, Le cas le plus défavorable et celui du vent :

$$V_Z = 19.47 \text{ Kn} \quad ; \quad V_Y = 0.356 \text{ Kn}$$

Soit un boulon ordinaire M 12 de classe 6.8 ; $f_{ub} = 600\text{MPa}$. ≤ 1

$$\frac{F_{Vsd}}{F_{Vrd}} + \frac{F_{tsd}}{1.4 \cdot F_{tRd}} \leq 1$$

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{mb} = 0.9 \times 0.843 \times 60 / 1.25 = 36.41 \text{ Kn}$$

$$F_{V,Rd} = 0.5 \cdot A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{mb} = 0.5 \times 0.843 \times 60 / 1.25 = 20.23 \text{ Kn}$$

$$\frac{0.356}{20.23} + \frac{19.47}{1.4 \cdot 36.41} = 0.39 \leq 1 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

IX4.5 Assemblage du contreventement (Palées de stabilités)

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction : $N_{t,Sd} = 53.26$ KN.

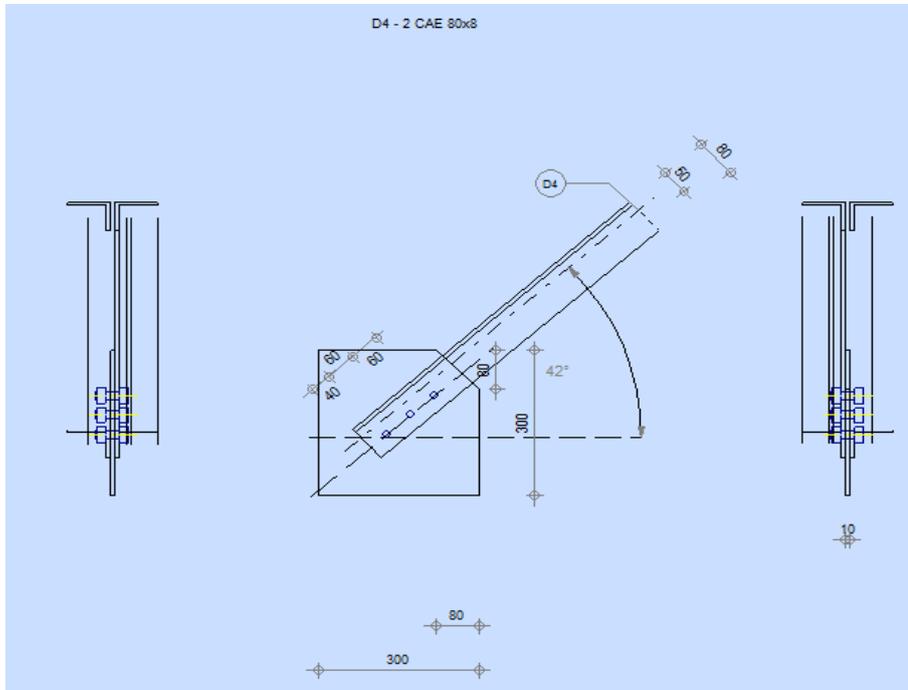
a) Assemblage gousset-nœud du portique

Figure IX. 8: Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.

- **Pré dimensionnement du gousset**

L'épaisseur du gousset dépend de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

Tableau IX. 4: Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

F (KN)	200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

On a :

$N_{t,Sd} = 53.26$ KN < 200 KN ; donc on prend : $e = 8$ mm

- **Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique**

Pour ce type d'assemblage, On choisit des boulons **M 16** de diamètre ϕ 16 de **classe 10.9** et on dispose 3 boulons dans chaque rangée.

- **Distribution de l'effort normale sur les boulons**

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n.p} \quad \text{Avec : } p : \text{ nombre de plan de cisaillement}$$

$$F_{v.sd} = \frac{53.26}{2 \times 1} = 26.63 \text{ KN}$$

- **Dimensionnement des boulons**

$$F_{v.sd} \leq F_{v.rd} = \frac{0.6 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{v.sd} \times \gamma_{Mb}}{0.6 \times f_{ub}} \quad \gamma_{Mb} = 1.25$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{26.63 \times 1.25}{0.6 \times 100} = 0.55 \text{ cm}^2 = 55 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de types **M(16)** avec $A_s = 157 \text{ mm}^2$

- **Disposition géométrique**

Profilés : **L80*80*8**

$$e_1 \geq 1.2d_0 = 21.6 \text{ mm} \quad \text{On prend } e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$p_1 \geq 2.2d_0 = 39.6 \text{ mm} \quad \text{On prend } p_1 = 60 \text{ mm}$$

- **Vérification de l'Assemblage trop long**

$$L = (n-1) \times p_1 = (2-1) \times 10 = 10 \text{ cm}$$

$$L = 10 < 15d = 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm}$$

$L < 15d = 24 \text{ cm}$; Donc l'assemblage n'est pas long.

- **Vérification à la pression diamétrale**

$$F_{p.rd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] = \min [0.74, 1.1, 2.77, 1] = 0.74$$

$$F_{p.rd} = 2.5 \times 0.74 \times 1.6 \times 1 \times \frac{100}{1.25} = 236.8 \text{ KN}$$

$$F_{p.rd} = 236.8 \text{ KN} > F_{v.sd} = 26.63 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

L'assemblage est vérifié à la pression diamétrale.

- **Vérification de la rupture de la section nette :**

$$N_{u.Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \geq F_{v.sd} .$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2)$$

$$A_1 = (1 - d_o) \times e = (80 - 18) \times 8 = 496 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_o \times e) - A_1 = 2454 - (80 \times 8) - 496 = 1318 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = \frac{3 \times 496}{3 \times 496 + 1318} = 0.53$$

$$A_{net} = 2 \times (496 + 0.53 \times 1318) = 23.89 \text{ cm}^2$$

$$N_{u.rd} = 0.9 \times 23.89 \times \frac{10}{1.25} = 172.06 \text{ KN} > F_{v.sd} = 53.26 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

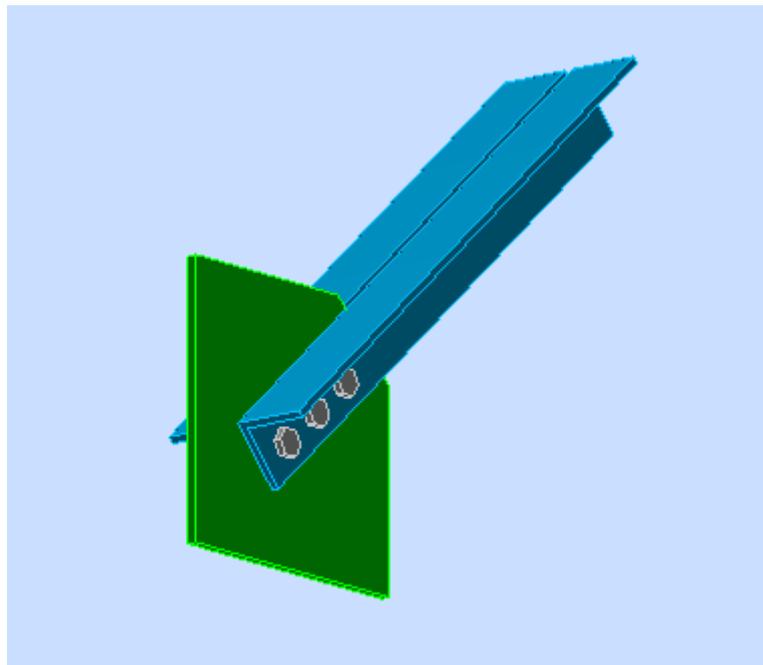


Figure IX. 9: Vue de l'assemblage gousset –diagonale.

b) Assemblage palée en croix de saint André

• Vérification de la résistance des boulons au cisaillement :

$$F_{V,Rd} = 0.6 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{mb}} = 0.6 \times 1000 \times \frac{192}{1.25} \times 10^{-3} = 92.16 \text{ KN}$$

$$F_{V,Rd} = 92.16 \text{ KN} > F_{v,sd} = 53.26 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

• Vérification à la traction :

il faut vérifier que: $N_{Sd} < F_{t,rd}$

$$\text{tg } \alpha = \frac{5.44}{6} \Rightarrow \alpha = \text{tg}^{-1} 0.906 = 42.19^\circ$$

$$N_{Sd} = 53.26 \cdot \cos(42.19) / (2 \times 1) = 219.73 \text{ KN.}$$

$$F_{t,rd} = 0.9 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{mb}} = 0.9 \times 1000 \times \frac{192}{1.25} \times 10^{-3} = 138.24 \text{ KN.}$$

$$N_{Sd} = 19.73 \text{ KN} < F_{t,rd} = 138.24 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée.

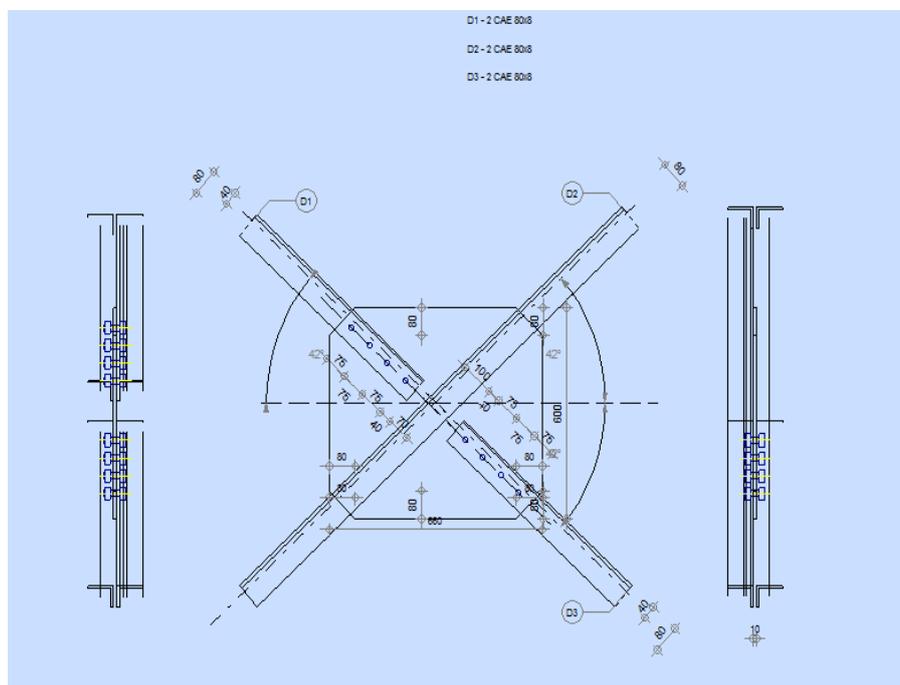


Figure IX. 10: Représentation de l'assemblage palée de stabilité.

IX.4.6 Assemblage des éléments de la Poutre au vent

a) Assemblage de la diagonale sur le gousset

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul. Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum : $N = 60.86 \text{ KN}$

On utilise des boulons **M16** de **classe 6.8** soumis au cisaillement d'où:

$$F_{V,sd} = 0,5 \cdot A_s \cdot \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

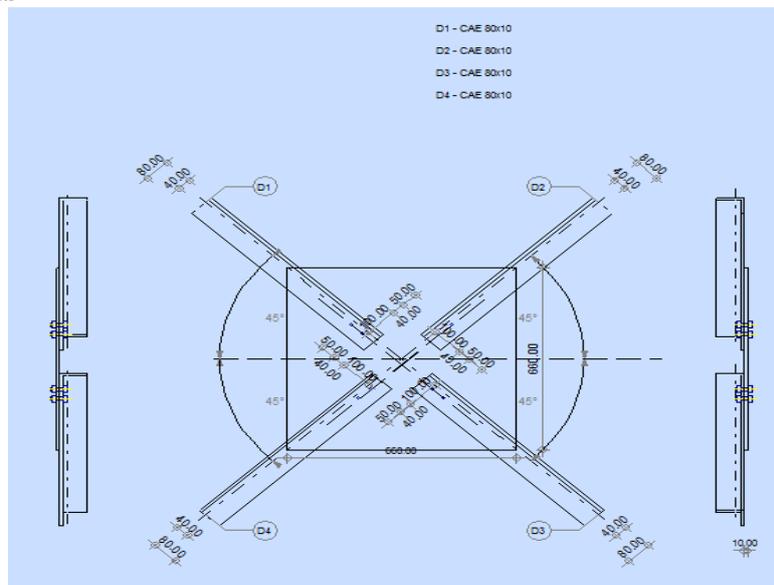


Figure IX. 11: Représentation de l'assemblage poutre au vent.

On a des diagonales : **L (80*80*8)**

Boulon M16, $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{classe 6.8} \\ f_{yb} = 480 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 600 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow F_{V,sd} = 0.5 \times 1.57 \times \frac{60}{1.25} = 37.68$$

L'effort tranchant repris par un boulon est:

$$F_{V,rd} = \frac{N}{n \cdot p}$$

p : nombre de plan de cisaillement

On doit vérifier la condition suivante:

$$F_{v.sd} \leq F_{v.rd} \Rightarrow n = \frac{N}{F_{v.rd} \times P} = \frac{60.86}{37.68 \times 1} = 1.6$$

Soit : **n=3** Boulons pour chaque cornière.

- **Disposition des boulons:**

$$P_1 \geq 2.2 d_0 \quad P_1 \geq 2.2 \times 18 = 39.6 \text{ mm} \quad \text{On prend : } P_1 = 50 \text{ mm}$$

$$e_1 \geq 1.2d_0 \quad e_1 \geq 1.2 \times 18 = 21.6 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_1 = 40 \text{ mm.}$$

$$e_2 \geq 1.5d_0 \quad e_2 \geq 1.5 \times 18 = 27 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_2 = 40 \text{ mm}$$

On opte pour **3** Boulons ordinaires **M16** avec un gousset de **10mm**.

- **Vérification de la pression diamétrale :**

$$F_{v.s} \leq F_{p.rd}$$

$$F_{p.rd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] = \min [0.74, 0.67, 0.8, 1] = 0.67$$

$$F_{p.rd} = 2.5 \times 1 \times 1.6 \times 0.67 \times \frac{60}{1.25} = 128.64 \text{ KN}$$

$$F_{p.rd} = 128.64 \text{ KN} > F_{v.sd} = \frac{60.86}{3} = 20.28 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

Pas de risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

- **Vérification vis-à-vis de la rupture de la section nette :**

$$N_{u.Rd} = 0.9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \geq F_{v.sd}$$

$$\text{Avec : } A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2)$$

$$A_1 = (1 - d_o) \times e = (80 - 18) \times 8 = 496 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1227 - (18 \times 8) - 496 = 587 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = \frac{3 \times 496}{3 \times 496 + 587} = 0.71$$

$$A_{net} = 2 \times (496 + 0.71 \times 587) = 1833.88 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,rd} = 0.9 \times 1833.88 \times \frac{60}{1.25} = 792.23 \text{ KN} > F_{v,sd} = 60.86 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification vis-à-vis des assemblages longs :**

$$L = (n-1) \times P_1 = (3-1) \times 5 = 10 \text{ cm}$$

$$L < 15 \cdot d = 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm}$$

Donc : L'assemblage n'est pas long.

b) Dimensionnement du cordon de soudure

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante:

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times t_{\max}$$

Avec :

t_{\max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$$t_{\max} = 8 \text{ mm (épaisseur du gousset)}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 8 \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 4 \text{ mm} \Rightarrow a = 4 \text{ mm}$$

c) Les longueurs de soudures

Les longueurs de soudure sont données comme suit:

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{N \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d}{d'}\right)} \quad \text{EC3 Art 6.6.5.3}$$

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{N \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

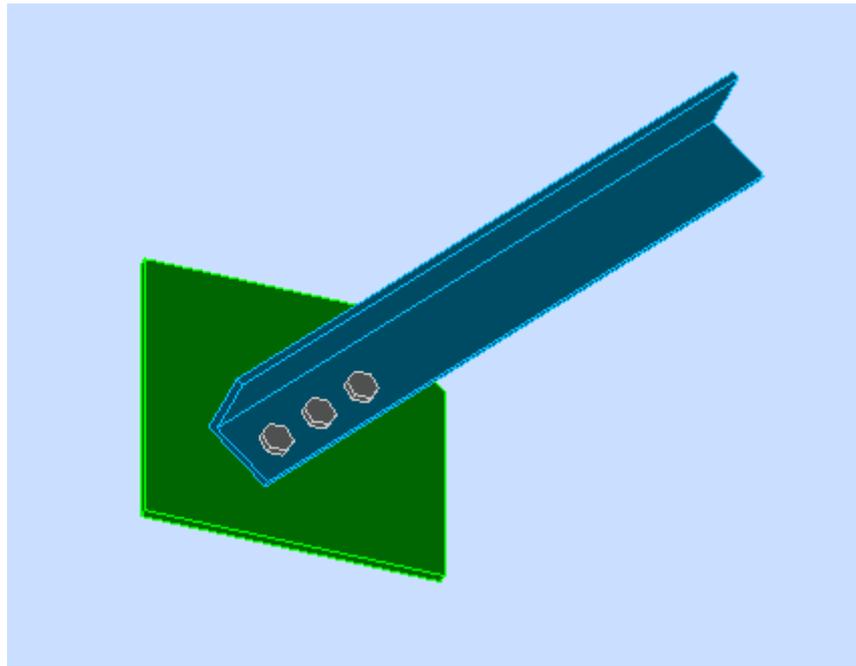


Figure IX. 12: Vue de soudure poutre au vent.

On considère que la cornière est soudée seulement au bord donc on aura:

Avec :

N : effort repris par une cornière $N=60.86\text{KN}$.

γ_{m0} : Coefficient de sécurité $\gamma_{m0}=1,25$

β_w : Coefficient de corrélation $\beta_w = 0.8$

f_u : Résistance limite de rupture $f_u = 360 \text{ MPa}$

a : Gorge de la soudure $a = 4\text{mm}$.

$$L_{bord} \geq \frac{60.86 \times 1.25 \times 0.8 \times \sqrt{3}}{0.4 \times 36} = 7.32 \text{ cm}$$

$$L_{bord} = 8 \text{ cm}$$

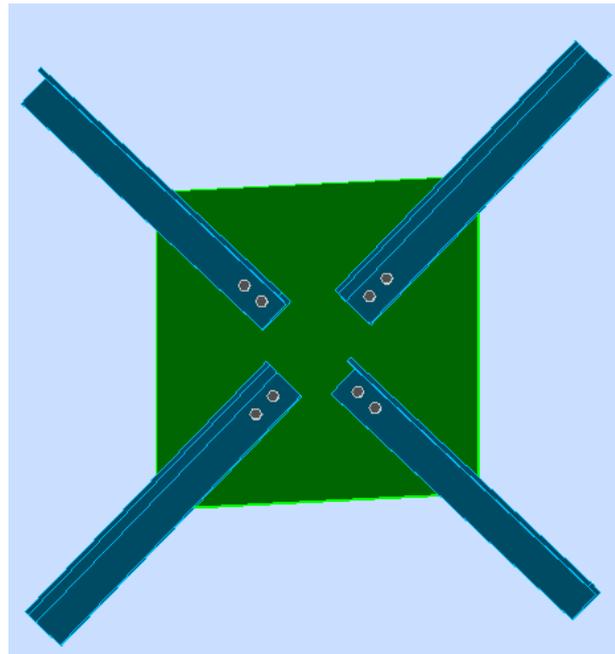


Figure IX. 13: Vue de l'assemblage poutre au vent.

IX.4.6 Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale)

Les solives sont articulées aux poutres par des cornières d'attache, l'effort tranchant repris par l'assemblage est celui qui transmet la solive à la poutre soit $V_{st} = 29.85\text{KN}$.

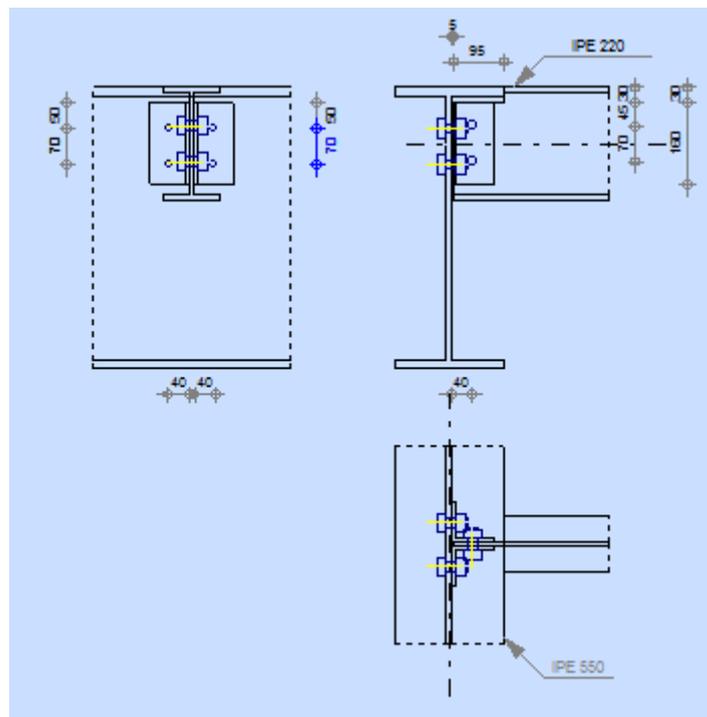


Figure IX. 14: Représentation de l'assemblage poutre maitresse - solive.

Cette assemblage est réalisé avec des boulons ordinaire de **classe 10.9** caractérisé par :

$f_{ub} = 1000$ MPa . (Limite de la résistance ultime à la traction).

$f_{yb} = 900$ MPa. (Limite d'élasticité).

On choisit une double cornière de $(80 \times 80 \times 8)$

a) Dimensionnement des boulons

❖ Choix des boulons

- **Coté solive :**

$$F_p = 0.7 \times n \times f_{ub} \times A_s$$

$$\frac{F}{n_b} \leq K_s \times n \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F \times \gamma_{ms}}{n_b \times K_s \times n \times \mu \times 0.7 \times f_{ub}}$$

$$A_s \geq \frac{29.85 \times 1.25 \times 10^3}{2 \times 1 \times 2 \times 0.3 \times 0.7 \times 1000} = 44.41 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons **M18** de **classe 10.9** avec $A_s = 192 \text{ mm}^2$

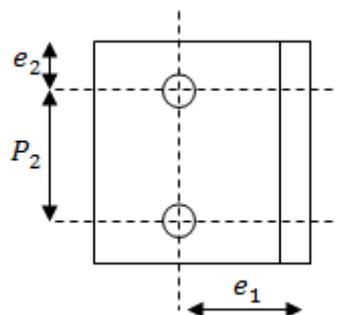
- **Coté poutre principale :**

On choisit le même type des boulons M18 avec : $A_s = 192 \text{ mm}^2$

❖ Disposition constructive

Distance entre axes des boulons:

$$\begin{cases} 3d_0 \leq p_2 \leq 14t \\ 1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t \\ 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \end{cases} \text{ D'où } \begin{cases} 60\text{mm} \leq p_2 \leq 126\text{mm} \\ 30\text{mm} \leq e_2 \leq 108\text{mm} \\ 24\text{mm} \leq e_1 \leq 108\text{mm} \end{cases} \begin{cases} p_2 = 70\text{mm} \\ e_2 = 50\text{mm} \\ e_1 = 40\text{mm} \end{cases}$$



b) Vérifications nécessaires**❖ Assemblage long :**

Assemblage long $\Rightarrow L > 15 \times d$

$$L = (n-1) \times P_2 = (2-1) \times 70 = 70 \text{ mm}$$

$$15d = 15 \times 18 = 270 \text{ mm} > L$$

\rightarrow L'assemblage n'est pas trop long.

c) La pression diamétrale

On doit vérifier que : $F_{vSd} \leq F_{brd}$

$$F_{bRd} = 2.5 \times \alpha \times \frac{F_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}}$$

$$\gamma_{mb} = 1.25$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \frac{f_{yb}}{f_u}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{40}{3 \times 20}; \frac{70}{3 \times 20} - \frac{1}{4} \cdot \frac{900}{360}; 1 \right\} = 0.625$$

$$F_{bRd} = 2.5 \times 0.625 \times \frac{360 \times 18 \times 9}{1.25} = 72.9 \text{ KN}$$

$$\frac{F}{n_b} = 14.92 < 72.9 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

d) Cisaillement du bloc

La rupture par cisaillement de bloc résulte d'une rupture de traction le long de la ligne de trou de fixation délimitant le bloc en zone tendue accompagnée d'un écoulement plastique le long de la rangée de trou délimitant ce bloc en zone cisailée. Elle se traduit par l'enlèvement de la zone hachurée.

Il faut vérifier : $V_{sd} \leq V_{eff,Rd}$

$$V_{eff,Rd} = \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \cdot \frac{A_{veff}}{\gamma_{m0}}$$

$$L_{veff} = L_v + L_1 + L_2$$

$$L_1 = a_1 = e_2 = 50 \text{ mm}$$

$$L_v = p_2 = 70 \text{ mm}$$

$$L_2 = (a_2 - k_{d,t}) \left(\frac{f_u}{f_y} \right) = 20.6 \text{ mm}$$

$k_{d,t}$: taille des trous le long de la ligne tendue

t : épaisseur de l'âme

$k = 0,5$ pour une seul rangée de boulons

$$\Rightarrow L_{\text{veff}} = 70 + 50 + 20.6 = 140.60 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow A_{\text{veff}} = t \times L_{\text{veff}} = 9 \times 140.6 = 1265.4 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow V_{\text{eff,Rd}} = \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right) \frac{1265.4}{1.1} = 156.08 \text{ KN}$$

$V_{\text{eff,Rd}} = 156.08 \text{ KN} > V_{\text{sd}} = 29.85 \text{ KN} \Rightarrow$ pas de risque de cisaillement du bloc.

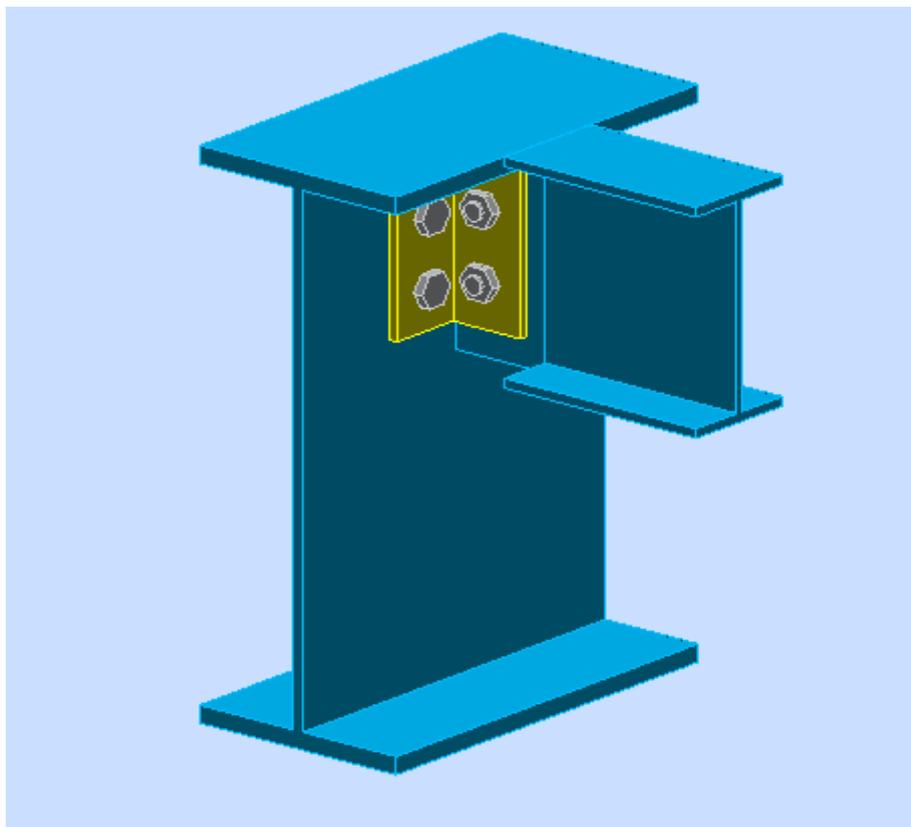


Figure IX.15: Vue de l'assemblage poutre maitresse - solive.

IX.4.7 Calcul de Pied de poteau

a) Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

$$N_t = 1676,73 \text{ KN} . \quad M_{sd} = 2.52 \text{ KN/m}$$

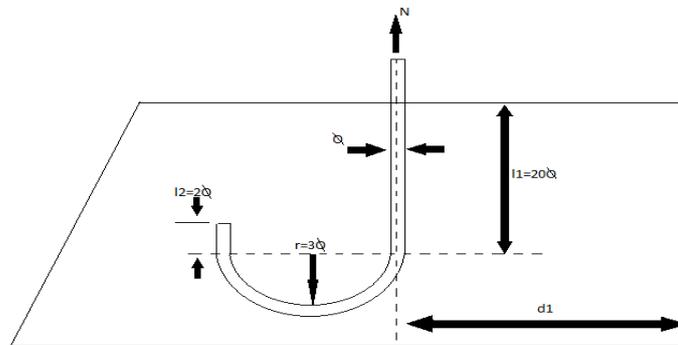


Figure IX.16: Tige d'encrage du pied du poteau.

$$b = h + 2c$$

h : la hauteur de la section HEA450 $\Rightarrow h = 440 \text{ mm}$

c : le débord, donné par : $c = (100 ; 150) \text{ mm}$

on prend : $c = 150 \text{ mm}$

$$\text{d'où : } a = h + 3c = 440 + 3 \times 150 = 890 \text{ mm}$$

$$b = h + 2c = 440 + 2 \times 150 = 740 \text{ mm}$$

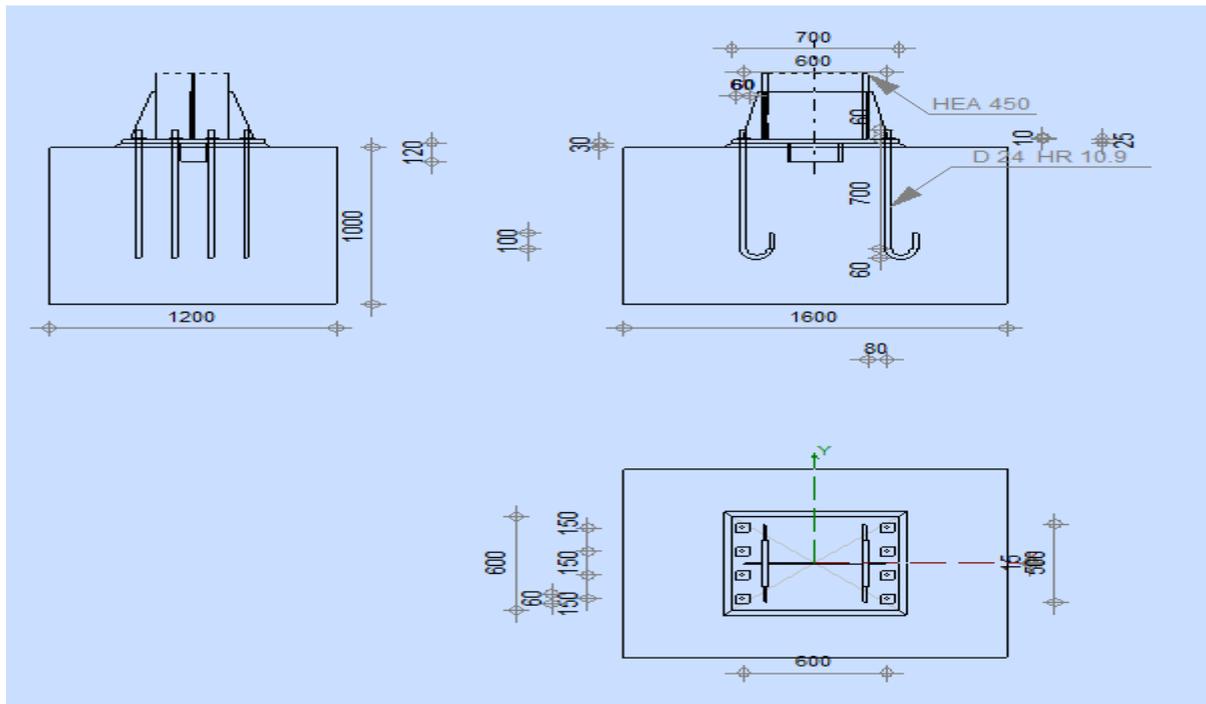


Figure IX. 17 : Dispositions constructives

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction (N_t).

$$N_{st} = \frac{N_t}{n}$$

n : nombre de tiges.

N_t : effort sollicitant de traction.

L'ancrage est réalisé par 6 tiges :

$$\frac{N_t}{8} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{2 \cdot N_t}{4 \cdot \pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{2 \cdot 1676.73}{3.14 \cdot 4 \cdot 23.5}} = 3.37 \text{ cm}$$

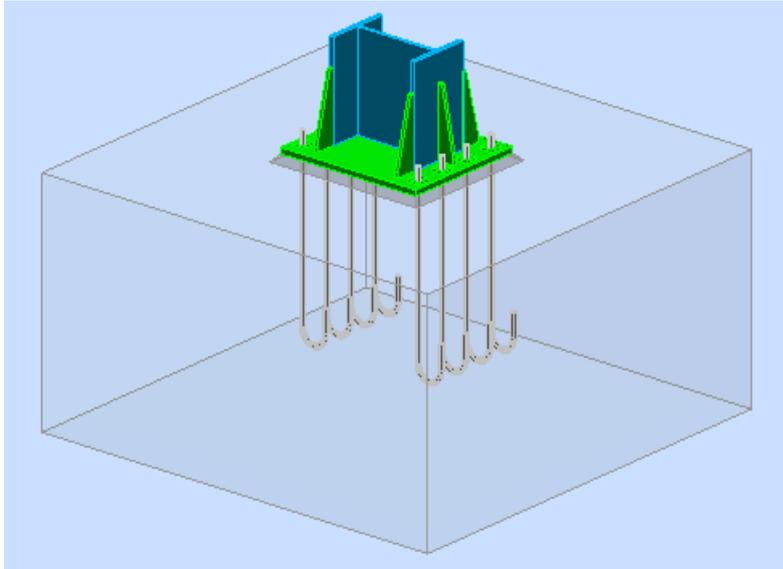


Figure IX. 18: Disposition des tiges d'ancrages

Donc on prend : $\phi = 4.5 \text{ cm}$

Soit des tiges d'ancrages de **45 mm** de diamètre.

❖ **Vérification de la tige d'ancrage :**

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivant :

$$N_a = 0.1 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000}\right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)} \cdot (l_1 + 6.4 \cdot r + 3.5 \cdot l_2) \quad (\text{CCM97})$$

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m^3

N_a : effort normal résistant d'une tige.

$$r = 3\phi, \quad l_1 = 20\phi, \quad l_2 = 2\phi$$

$$r = 13.5 \text{ cm}$$

$$l_1 = 90 \text{ cm}$$

$$l_2 = 9 \text{ cm}$$

$$d_1 = 20 \text{ cm}$$

$$N_a = 0.1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \cdot \frac{4.5}{\left(1 + \frac{4.5}{20}\right)} \cdot (100 + 6,4 \times 13.5 + 3,5 \times 10) = 280.32 \text{ KN.}$$

$$N_a = 280.32 \text{ Kn} > \frac{N_t}{8} = 209.59 \text{ Kn} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{2.52}{1676.73} = 0.15 \text{ cm}$$

$$e = 0.15 \text{ cm} < \frac{h}{6} = \frac{44}{6} = 7.33 \text{ cm}$$

Hauteur de la section HEA 450 $\Rightarrow h = 440 \text{ mm}$

Donc le centre de poussée se trouve dans le tiers central de la section, et la platine n'est pas soulevée à gauche (les boulons de gauche n'étant pas sollicités en traction).

❖ **Les contraintes dans le béton**

$$\sigma = \frac{N}{b.a} \leq f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = 1.42 \text{ Kn/cm}^2$$

$$b.a \geq \frac{N}{\sigma} \Rightarrow \sigma = \frac{N}{a.b} = \frac{1676.73}{70 \times 60} = 0.39 \text{ cm}^2 \quad \text{ok c'est vérifiée}$$

❖ **Les contraintes dans l'acier**

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad \text{avec } f_y = 235 \text{ Mpa}$$

$$\sigma = \frac{1676.73}{127.17} = 13.18 \text{ kn/cm}^2 < 23.5 \text{ kn/cm}^2 \quad \text{ok c'est vérifiée}$$

b) Dimensionnement de l'épaisseur de la platine

Hauteur de la section HEA 450 $\Rightarrow h = 440 \text{ mm}$

$$\text{Il faut vérifier que : } a.b \geq \frac{N}{f_{bu}} = \frac{1676.73}{1.42} = 1180.79 \text{ cm}^2$$

La section étant faible, on prendra par construction $a = 700 \text{ mm}$ et $b = 600 \text{ mm}$

On prend $u = 130 \text{ mm}$

$$\text{D'ou: } a = h + 2u = 440 + 2 \times 130 = 700 \text{ mm}$$

L'épaisseur est déterminée en vérifiant la platine au pliage

$$t \geq U \sqrt{\frac{3.N}{b.a.f_y}}$$

$$U: \text{debord} \Rightarrow U = a - h = 700 - 440 = 260 \text{ mm}$$

$$t \geq 26 \sqrt{\frac{3 \times 1676.73}{60 \times 70 \times 27.5}} = 5.42 \text{ cm}$$

En conclusion, on prendra une platine d'épaisseur : **t = 5.5cm.**

IX.4.8 Calcul de Pied de potelet

Le pied des potelets sont articulés

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

$$N_t = 3.51 \text{ KN .}$$

$$a=30\text{cm} \quad b=20\text{cm}$$

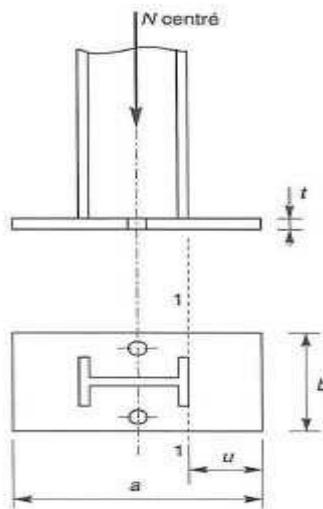


Figure IX-19: pied de poteau articulé.

h : la hauteur de la section IPE240 $\Rightarrow h = 240 \text{ mm}$

c : le débord, donné par : $c = (100 \div 150) \text{ mm}$

on prend : $c = 100 \text{ mm}$

D'où: $a = h + 2c = 330 + 2 \times 100 = 530 \text{ mm}$

$b = b + 2c = 160 + 2 \times 100 = 260 \text{ mm}$

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction (N_t).

$$N_{st} = \frac{N_t}{n}$$

n : nombre de tiges.

N_t : effort sollicitant de traction.

L'ancrage est réalisé par 2 tiges :

$$\frac{N_t}{2} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{2 \cdot N_t}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{2 \cdot 3.51}{3.14 \cdot 23.5}} = 0.31 \text{ cm}$$

Soit des tiges d'ancrages de **10 mm** de diamètre.

❖ Vérification de la tige d'ancrage

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivant :

$$N_a = 0.1 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000}\right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)} \cdot (l_1 + 6.4 \cdot r + 3.5 \cdot l_2) \quad (\text{CCM97})$$

N_a : effort normal résistant d'une tige.

$r = 3\phi$, $l_1 = 20\phi$, $l_2 = 2\phi$

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m^3

$r = 3 \text{ cm}$

$l_1 = 20 \text{ cm}$

$$l_2 = 2 \text{ cm}$$

$$d_1 = 10 \text{ cm}$$

$$N_a = 29.89 \text{ Kn} > \frac{N_t}{2} = 1.75 \text{ Kn} \quad \text{Vérifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes de compression sur la semelle de la fondation**

$L_p = 30 \text{ cm}$ (longueur de la platine)

$B_p = 20 \text{ cm}$ (largeur de la platine)

$$\sigma = \frac{N_t}{L_p \times B_p} = \frac{3.51 \times 10}{30 \times 20} = 0.058 \text{ MPa} < f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

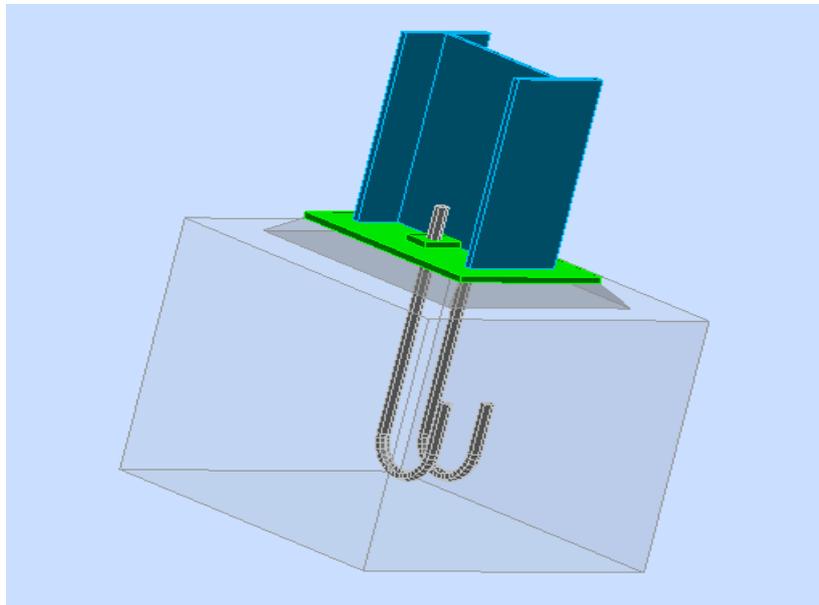


Figure IX 20 : Disposition des tiges d'encrages

❖ **Dimensionnement de l'épaisseur de la platine**

Il faut vérifier que :

$$\sigma \cdot b \frac{\mu^2}{2} < f_y \frac{b \cdot t^2}{6} \quad \text{Soit} \quad t \geq \mu \times \sqrt{\frac{3 \times \sigma}{f_y}}$$

$$t \geq 40 \times \sqrt{\frac{3 \times 0.058}{23.5}} = 3.44 \text{ mm} \quad \text{on prend } t = 10 \text{ mm} .$$

→ on adopte une épaisseur de 10mm pour la platine.

X. Introduction

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appelle fondations. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation.

X.1 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

La contrainte admissible de notre sol site S_3 est : $\sigma_{sol} = 2$ bars

La profondeur d'ancrage : $D = 2,00$ m

X.2 Calcul des fondations

X.2.1 Détermination des sollicitations

Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \quad (\text{art 10.1.4.1. RPA99/2003})$$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 .

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol q_u d'un coefficient de sécurité de 2.

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau X.1: Les sollicitations à la base des poteaux HEA450.

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
		G+Q+E	1,35G+1,5Q
N^{\max} (KN)	878.02	624.76	441.84
M_y (KN.m)	49.46	348.99	245.88
M_z (KN.m)	13.46	4.51	3.24
V_y (KN)	173.41	6.00	4.31
V_z (KN)	32.50	206.55	145.43

X.2.2 Pré dimensionnement de la semelle de poteau

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ($h*b$), donc les semelles sont rectangulaire ($H*B$).

h et b : dimension du poteau considéré. (HEA450)

H et B : dimension de la semelle.

h_1 : $d + c$; avec $c = 5$ cm. (Béton de propreté)

d : hauteur utile de la semelle est donnée par.

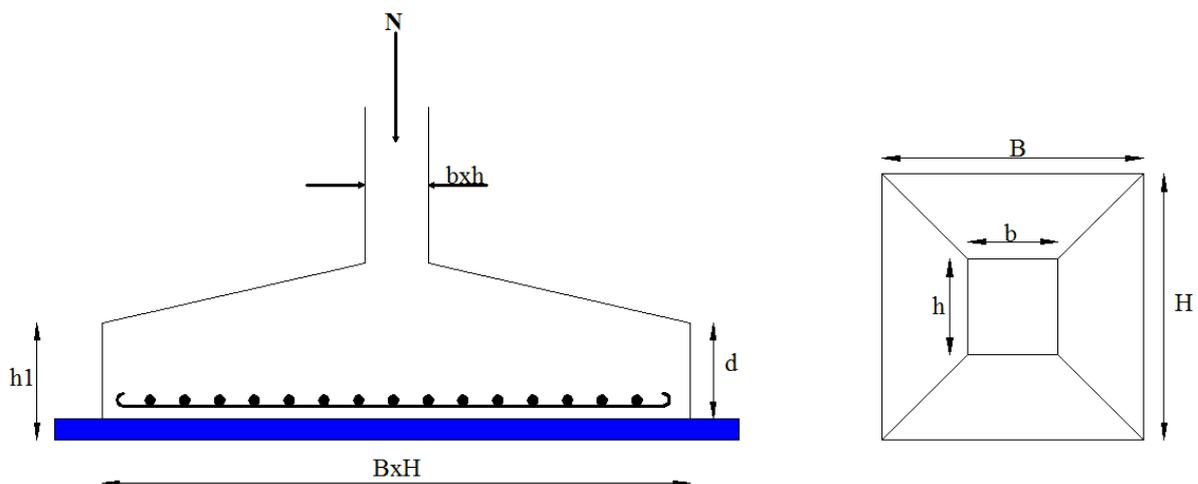


Figure X. 1: Dimension de la semelle.

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL 91-Ch 15.III - Art 1.2})$$

a) Critère de non poinçonnement:

- $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$: Situation accidentelle
- $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$: Situation durable

σ_M : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{h} = \frac{B}{H} \rightarrow H = 1.16B$$

Où : h et b dimensions de la platine puisque les poteaux sont encastés. (voir chapitre 09

calcul des assemblages - pieds de poteau).

X.2.3 Dimensionnement de la semelle

- **Situation accidentelle** : $\sigma_M \leq 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times \left(\frac{h \times B}{b} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{h \times B}{b} \right)} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$-B^3 + 1.89B + 0.636 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{49.46}{878.02} = 0.056$$

$$B = 1.52 \text{ m}$$

$$H = 1.16 \times 1.52 = 1.76$$

Soit $B=1,5\text{ m}$ et $H=1,8\text{ m}$

- **Situation durable :** $\sigma_M \leq 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times \left(\frac{h \times B}{b} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{h \times B}{b} \right)} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$-B^3 + 2,83B + 0,95 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{49,46}{878,02} = 0,056$$

$$B = 1,85\text{ m}$$

$$H = 1,16 \times 1,85 = 2,15$$

Soit $B=1,90\text{ m}$ et $H=2,20\text{ m}$

⇒ On choisit pour toutes les semelles $B=1,90\text{ m}$ et $H=2,20\text{ m}$

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,90-0,60}{4} = 32,5\text{ cm} \\ \frac{2,20-0,70}{4} = 37,5\text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{soit } d = 37,5\text{ cm}$$

$$h_1 = d + c = 37,5 + 5 = 42,5\text{ cm}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2,00 - 0,425 = 1,575\text{ m}$$

- **Poids de la semelle:**

$$P = H \times B \times h_1 \times f_{c28}$$

$$P = 2,2 \times 1,9 \times 0,425 \times 25 = 44,41\text{ KN}$$

- **Les moments à la base:**

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h_1 + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h_1 + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau X. 2: Les sollicitations à la base de la semelle.

Sollicitation	Situation	Situation durable	
	Accidentelle	ELU	ELS
		G+Q+E	1,35G+1,5Q
N^{\max} (KN)	937,89	1234,82	864,75
M_{by} (KN.m)	112.83	787.76	529.47
M_{bz} (KN.m)	351.60	16.11	11.64
V_y (KN)	30,10	7,15	4,96
V_z (KN)	204,11	252,93	175,01

X.2.4 Vérification des contraintes

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$sensB \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$sensH \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{KN} / m^2$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{KN} / m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau X. 3: Vérification des contraintes dans le sol.

Cas de chargement		Sens	e_0 (m)	σ_{\max} (bar)	σ_{\min} (bar)	σ_{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens H	0,12	0,486<4	0.208	0,416< 4
		Sens B	0,37	0,861<4	0.166	1.06< 4
Situation Durable	ELU	Sens H	0,63	0,585<2,66	-0,212	0,589<2,66
		Sens B	0,013	0,307<2,66	0,283	0,232<2,66
	ELS	Sens H	0,61	0,551<2,66	-0,137	0.379<2.66
		Sens B	0,013	0,215<2,66	0,198	0,21<2.66

Les contraintes moyennes sont toutes vérifiées donc : B= 1,90m et H =2,20m

X.2.5 Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5)

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{H}{4} = \frac{2,2}{4} = 0,55m \rightarrow \text{sens A} \\ \frac{B}{4} = \frac{1,9}{4} = 0,475m \rightarrow \text{sens B} \end{cases}$$

sens H : $e_0 = 0,12m < 0,55m$

sens B : $e_0 = 0,37m < 0,475m$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

X.2.6 Détermination des armatures de la semelle

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sens}B \\ e_0 < \frac{h}{6} \rightarrow \text{sens}H \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{B}{24} \rightarrow \text{sens}B \\ e_0 < \frac{H}{24} \rightarrow \text{sens}H \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens}B$$

$$N' = N \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{sens}H$$

Si l'une des deux conditions est vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \times \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens}B$$

$$M_1 = (4 \times H + 0,3 \times h - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{H}{2} - 0,35 \times h}{\frac{H}{2} - e_0} \right)^2 \times \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens}H$$

a) Situation accidentelle

- Armatures parallèles à H=1.9m:

$$\begin{cases} e_0 = 0,12 > \frac{0,7}{6} = 0,116 \\ e_0 = 0,12 > \frac{1,9}{24} = 0,079 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,9 + 0,3 \times 0,7 - 9 \times 0,12) \left(\frac{\frac{3}{2} - 0,35 \times 0,7}{\frac{3}{2} - 0,12} \right)^2 \frac{937,89}{27}$$

$$M_1 = 191,69 \text{KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d = 0,337 \text{m}$$

$$A_s = \frac{191.69 \times 10^{-3}}{0,337 \times 400} = 22.75 \text{cm}^2$$

$$A = 22.75 \text{cm}^2$$

- **Armatures parallèles à B=1,6m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,37 > \frac{0,6}{6} = 0,1 \\ e_0 = 0,37 > \frac{1,6}{24} = 0,06 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,6 + 0,3 \times 0,6 - 9 \times 0,37) \left(\frac{\frac{3}{2} - 0,35 \times 0,6}{\frac{3}{2} - 0,37} \right)^2 \frac{937.89}{27}$$

$$M_1 = 146.76 \text{KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d = 0.337 \text{m}$$

$$A_s = \frac{146.76 \times 10^{-3}}{0,337 \times 400} = 10.88 \text{cm}^2$$

$$A = 10.88 \text{cm}^2$$

b) Situation durable

❖ A l'E.L.U

- **Armatures parallèles à H=2,2m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,63 > \frac{0,7}{6} = 0,116 \\ e_0 = 0,12 > \frac{2,2}{24} = 0,092 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2,2 + 0,3 \times 0,7 - 9 \times 0,63) \left(\frac{\frac{3}{2} - 0,35 \times 0,7}{\frac{3}{2} - 0,63} \right)^2 \frac{1234.82}{27}$$

$$M_1 = 317.86 \text{kN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d = 0.337 \text{m}$$

$$A_s = \frac{317.86 \times 10^{-3}}{0,337 \times 400} = 23.5 \text{ cm}^2$$

$$A = 23.5 \text{ cm}^2$$

• **Armatures parallèle à B=1,9m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,013 < \frac{0,6}{6} = 0,1 \\ e_0 = 0,013 < \frac{1,9}{24} = 0,079 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N_1$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens } B$$

$$N' = 1234.82 \left(1 + \frac{3 \times 0,013}{3,5} \right) = kN$$

$$N' = 1248.58 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{1248.58 \times 10^{-3} \times (1.9 - 0,6)}{8 \times 0,375 \times 400} = 13,52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 13,52 \text{ cm}^2$$

❖ **A l'E.L.S**

• **Armatures parallèles à H=2.2m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,61 > \frac{0,7}{6} = 0,116 \\ e_0 = 0,61 > \frac{2,2}{24} = 0,092 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2,2 + 0,3 \times 0,7 - 9 \times 0,63) \left(\frac{\frac{3}{2} - 0,35 \times 0,7}{\frac{3}{2} - 0,63} \right)^2 \frac{1234.82}{27}$$

$$M_1 = 317.86 \text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d = 0.337 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{317.86 \times 10^{-3}}{0,337 \times 400} = 16.63 \text{ cm}^2$$

$$A = 16.63 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles à B=1.9m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,013 < \frac{0,6}{6} = 0,1 \\ e_0 = 0,013 < \frac{1,9}{24} = 0,079 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N_1$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens B}$$

$$N' = 864.75 \left(1 + \frac{3 \times 0,013}{3,5} \right) = kN$$

$$N' = 874.38 kN$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{874.38 \times 10^{-3} \times (1.9 - 0,6)}{8 \times 0,375 \times 400} = 9.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9.47 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité

$$\text{Min } A_A^s = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h_1 = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 220 \times 42.5 = 11.29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_A^s = 9.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B^s = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_1 = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 190 \times 42.5 = 9.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B^s = 9.75 \text{ cm}^2$$

d) Dispositions constructives

Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > H/4$ sens H et $l_s > B/4$ sens B)

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}}$$

l_s : longueur de scellement

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow HA$$

$$\text{Suivant H : } l_s = \frac{1,4 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 49,38 \text{ cm} < \frac{H}{4} = 55 \text{ cm}$$

$$\text{Suivant B : } l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32 \text{ cm} < \frac{B}{4} = 47,5 \text{ cm}$$

Donc les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, avec des crochets suivant B

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau X. 4: Les armatures des semelles.

Armatures	Situation accidentelle	Situation durable		A_{\min} (cm ²)	Nombre De barre	A_s (cm ²)	l_s (cm)	S_t (cm)
		ELU	ELS					
A_s (H)	16,9	23,5	16,63	18,59	13HA14	20,01	49,38	17
A_s (B)	14,9	13,52	9,47	13,76	13HA12	14,70	42,32	15

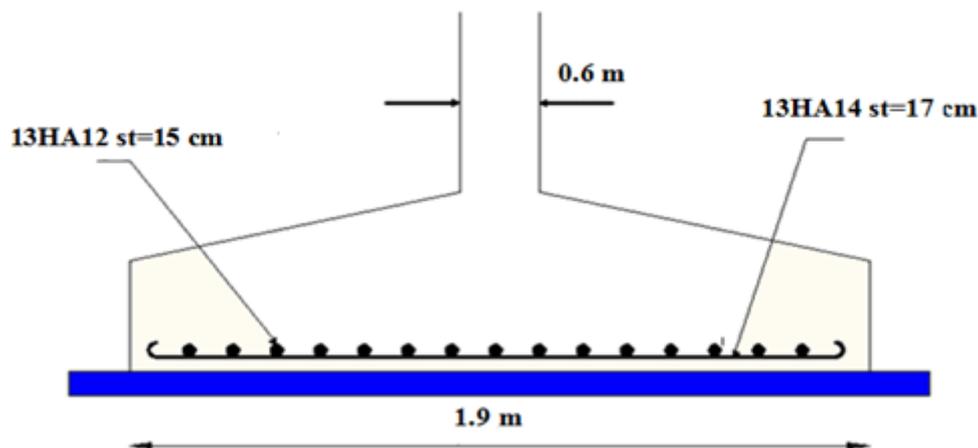


Figure X. 2: Schéma de ferrailage de la semelle.

X.2.7 Dimensionnement de la semelle de potelet

La surface de la platine du potelet

$$S = a \times b \text{ avec } L_p = 30\text{cm et } B_p = 20\text{cm}$$

$$S = 30 \times 20 = 600\text{cm}^2$$

La semelle est soumise à un effort normal

$$N_{sd} = 3.51\text{KN}$$

(A, B) dimension (longueur et largeur) de la base inférieure

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 \quad A = 1,5B$$

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{A \times B} = \frac{N_{sd}}{1,5 \times B^2} \leq \sigma_{sol} \text{ avec: } \sigma_{sol} = 0.2\text{MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{3510}{0.2 \times 1.5}} = 10.81\text{cm}$$

$$\text{Soit } B = 30, \text{ d'où : } A = 1,5 \times 30 = 45\text{cm}$$

$$\text{Soit } A = 45\text{cm}$$

- **Hauteur de la semelle :**

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,3-0,20}{4} = 5\text{cm} \\ \frac{0,45-0,3}{4} = 3.75\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\text{soit } d = 10\text{cm}$$

On prend $d = 10\text{cm}$

- **L'enrobage :**

$$ht = d + c = 10 + 5 = 15\text{ cm}$$

$$\text{On a : } \frac{ht}{3} \leq hp \leq \frac{ht}{2} \rightarrow 5 \leq hp \leq 7.5\text{ cm}$$

$$\text{Soit } h_p = 6\text{ cm}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_c = \frac{N_t}{S} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } N_t = N_{sd} + 1.35P_s$$

P_s : poids de la semelle

$$\gamma = 25\text{ KN/m}^3$$

$$P_s = 0.45 \times 0.3 \times 0.10 \times 25 = 0.337 \text{ KN}$$

$$N_t = 3.51 + (1.35 \times 0.337) = 3.96 \text{ KN}$$

D'où :

$$\sigma_c = \frac{3960}{450 \times 300} = 0.029 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

X.2.8 Calcul des armatures

$$F_x = \frac{Nt(A-a)}{8d} = \frac{3.96(45-30)}{8 \times 10} = 0.74 \text{ KN}$$

$$F_y = \frac{Nt(B-d)}{8d} = \frac{3.96(30-20)}{8 \times 10} = 0.49 \text{ KN}$$

$$\frac{F_x}{\sigma_s} = A_x = \frac{740}{\frac{450}{1.15}} = 0.143 \text{ cm}$$

$$\frac{F_y}{\sigma_s} = A_y = \frac{490}{\frac{300}{1.15}} = 0.142 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$\text{Min } A_A^s = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h1 = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 45 \times 10 = 0.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_A^s = 0.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B^s = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h1 = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 10 = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B^s = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A_{X \text{ min}} > A_x = A_{X \text{ min}} = 0.54 \text{ cm}^2 \\ A_{Y \text{ min}} > A_y = A_{Y \text{ min}} = 0.36 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{S//A}, \text{ prend } 3\phi 12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 15 cm entre deux barres

$$A_{S//B}, \text{ on prend } 4\phi 12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 15cm entre deux barres

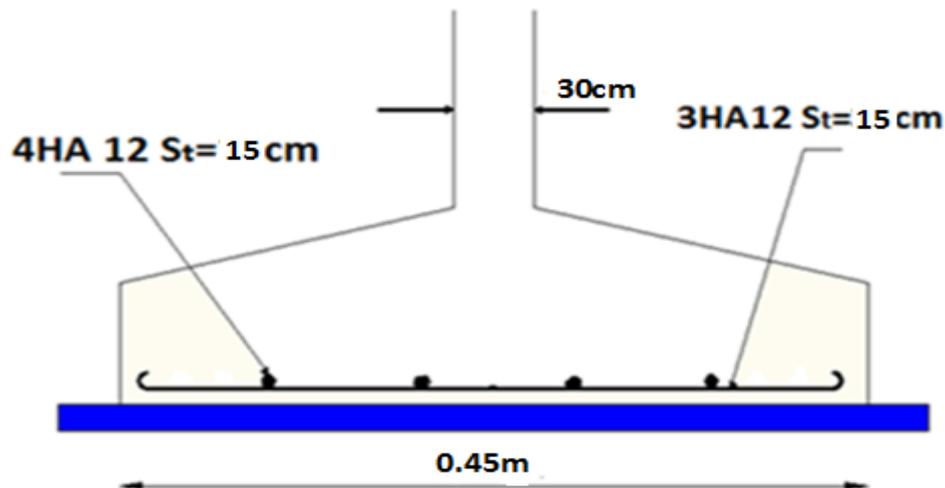


Figure X.3 : schéma de la semelle de potelet.

X.3. Calcul des longrines

X.3.1 Introduction

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Elles sont soumises à des forces axiales de traction.

X.3.2 Pré dimensionnement

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA99vs2003 sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S_2 et S_3

30 cm x 30 cm : sites de catégorie S_4

Pour notre cas on optera pour des longrines de section : $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

X.3.3 Ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction qui est égale à :

$$N_t = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20 \text{ KN} \quad (\text{RPA99 V2003.Art.10.1.1.b})$$

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

N_u^{\max} : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$\alpha = 12$ (zone II_a , site S_3)

$$\text{ELU} \rightarrow N_t = \left(\frac{849,33}{12} \right) = 70,77 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} \rightarrow N_t = \left(\frac{600.26}{12} \right) = 50.02 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$\text{ELU} \rightarrow A_s = \left(\frac{70.77 \times 10^{-3}}{348} \right) = 2 \text{ cm}^2$$

$$\text{ELS} \rightarrow A_s = \left(\frac{50.02 \times 10^{-3}}{201} \right) = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.6\% B = 0.6 \times 25 \times 30 \times 10^{-2}$$

$$A_{\min} = 4.5$$

Donc on ferraille avec A_{\min}

Soit **6HA12**, avec $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{\beta \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{30 \times 25 \times 2.1}{400}$$

$$3.93 \text{ cm}^2 < 6.79 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$q_s = \frac{600.26}{6} = 100.04 \text{ KN/ml}$$

La plus grande portée est : $l = 6 \text{ m}$

$$F = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq F_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times h^4}{12} = \frac{25 \times 30^3}{12} = 56250 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{5 \times 100.04 \times (600)^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 56250} = 1.43 \text{ cm} < 3 \text{ cm} \text{ Vérifiée}$$

- **Armatures transversales :**

Soit des cadres de diamètre 8mm dont l'espace est inférieur à : $\min [20 \text{ cm}, 15\Phi]$

$$S_t < \min [20 \text{ cm}, 15 \times 1, 2] = 18 \text{ cm}$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10cm en zone nodale.

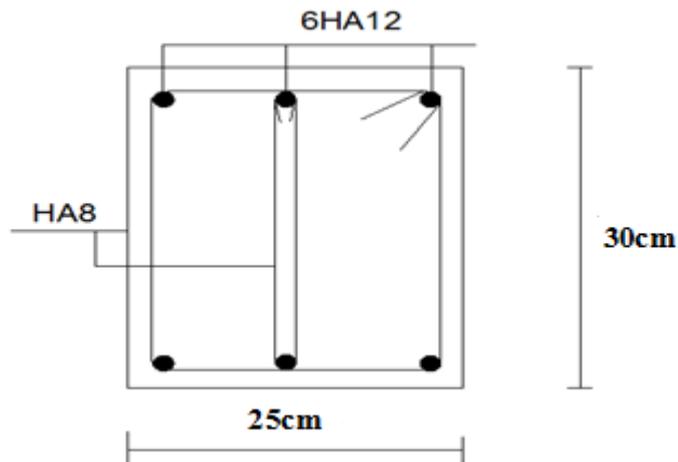


Figure X. 4: Schéma de ferrailage des longrines.

X.4. Ferrailage des futs

Les fondations sont ancrées à $D = 2\text{m}$; l'assemblage platine massif doit être au-dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension $(80 \times 70)\text{ cm}^2$.

Le fût est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferrailage de la section sera calculé en flexion composé.

On calculera uniquement le fût le plus sollicité ; par les efforts (M. N .T)

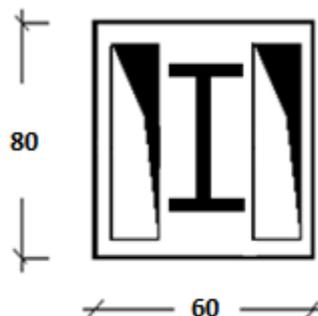


Figure X. 5 : section du fut à ferrailer.

$$\text{On a : } \begin{cases} N_u = 624.76 \text{ KN} \\ M_u = 348.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{348.99}{624.76} = 0.56 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.7}{6} = 0.116 \text{ m}$$

$e > \frac{h}{6} \rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Donc ; le calcul se fera par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} .

- **Calcul de M_{ua} :**

$$M_{ua} = N_u \left(e + \left(d - \frac{h}{2} \right) \right) \quad M_{ua} = 348.99 \left(0.56 + \left(0.425 - \frac{0.8}{2} \right) \right)$$

$$M_{ua} = 204.16 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul de μ_{bu} :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Leftrightarrow \mu_{bu} = \frac{348.99}{700 \cdot 425^2 \cdot 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.194 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

- **Calcul de A : $\Rightarrow \Leftrightarrow$**

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}}$$

- **Calcul de A_1 :**

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z \cdot f_{st}}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \text{ avec : } \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.272$$

$$\Rightarrow Z = 42.5(1 - 0.4 \times 0.272) = 37.87 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{204.16 \times 10^6}{37.87 \times 348} = 1549,159$$

$$\text{Donc : } A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 1549,159 - \frac{624.76 \times 10^3}{348} = -2.46 \text{ cm}^2$$

- **Calcula de A_{min} :**

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 700 \times 150 = 1.26 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow on ferraille avec A_{min}

Le choix de la section est : $A_{s,min} = 6HA12$

- **Armatures transversales :**

Soit trois cadres $\Phi 10$ et des épingles de diamètre $\Phi 8$ dont l'espacement max est donné par le RPA

- **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

- **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{b}{2}; \varphi 1\right) = 10 \rightarrow \text{soit } S_t = 10$$

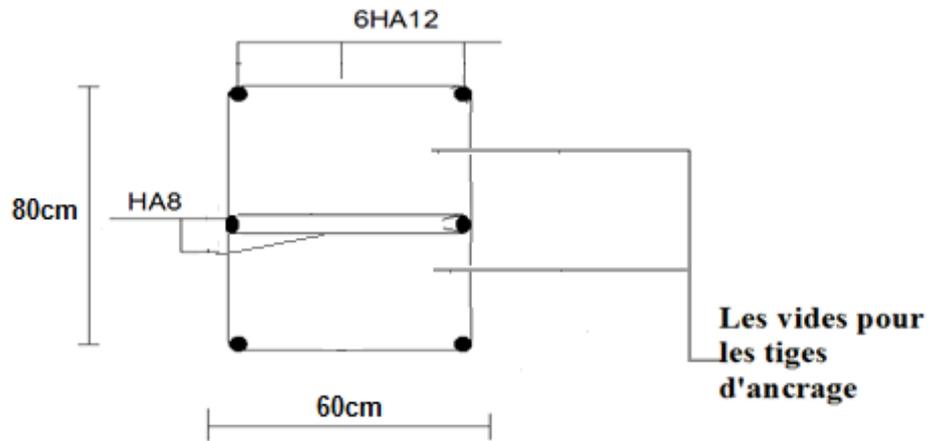


Figure X. 6: Schéma de ferrailage des futs.

XI. Vérification de la stabilité d'ensemble**XI.1. Introduction**

Après le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure, on doit vérifier la stabilité d'ensemble sous l'action du vent et du séisme.

La stabilité de la structure est assurée si :

Σ Moments résistants (stabilisateurs) $\geq \Sigma$ moments renversants.

$$\Sigma M_{st} \geq \Sigma M_R$$

XI.2. Détermination des moments renversants (M_R)**XI.2.1 Cas du vent :**

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale (R_x)
- Une composante verticale (R_z)

a) Vent perpendiculaire au long pan sens V1

Tableau XI.1: Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V1 et coordonnées des points d'application

ZONE	ETAGE	Composante horizontale T(KN)	Composante verticale U(KN)	Coordonnées du point d'application		
				X(m)	Y(m)	Z(m)
D	RDC	163.39	0	0	21	5.44
	1^{er} étage	92.38	0	0	21	8.51
	2^{ème} étage	110.03	0	0	21	12
E	RDC	138.51	0	24	21	5.44
	1^{er} étage	78.16	0	24	21	8.51
	2^{ème} étage	93.12	0	24	21	12
F₁	Toiture	0	28.39	1.32	3.3	12.08
F₂	Toiture	0	28.39	1.32	38.7	12.08
G	Toiture	0	100.03	1.32	21	12.08
H	Toiture	0	361.78	7.32	21	12.62
I	Toiture	0	290.36	13.32	21	12.08
J	Toiture	0	85.08	19.32	21	12.62
R_x		675.59 →		X_t=24	Y_t=21	Z_t=8.18
R_z			894.03 ↑	X_u=9.35	Y_u=21	Z_u=12.34

↑ : Forces verticales.

→ : Forces horizontales

$$X_T = \frac{\sum T_i \cdot x_i}{\sum T_i} ; Y_T = \frac{\sum T_i \cdot y_i}{\sum T_i} ; Z_T = \frac{\sum T_i \cdot z_i}{\sum T_i}$$

$$X_U = \frac{\sum U_i \cdot x_i}{\sum U_i} ; Y_U = \frac{\sum U_i \cdot y_i}{\sum U_i} ; Z_U = \frac{\sum U_i \cdot z_i}{\sum U_i}$$

➤ **Vérification de la stabilité transversale :**

▪ **Direction du vent V1 :**

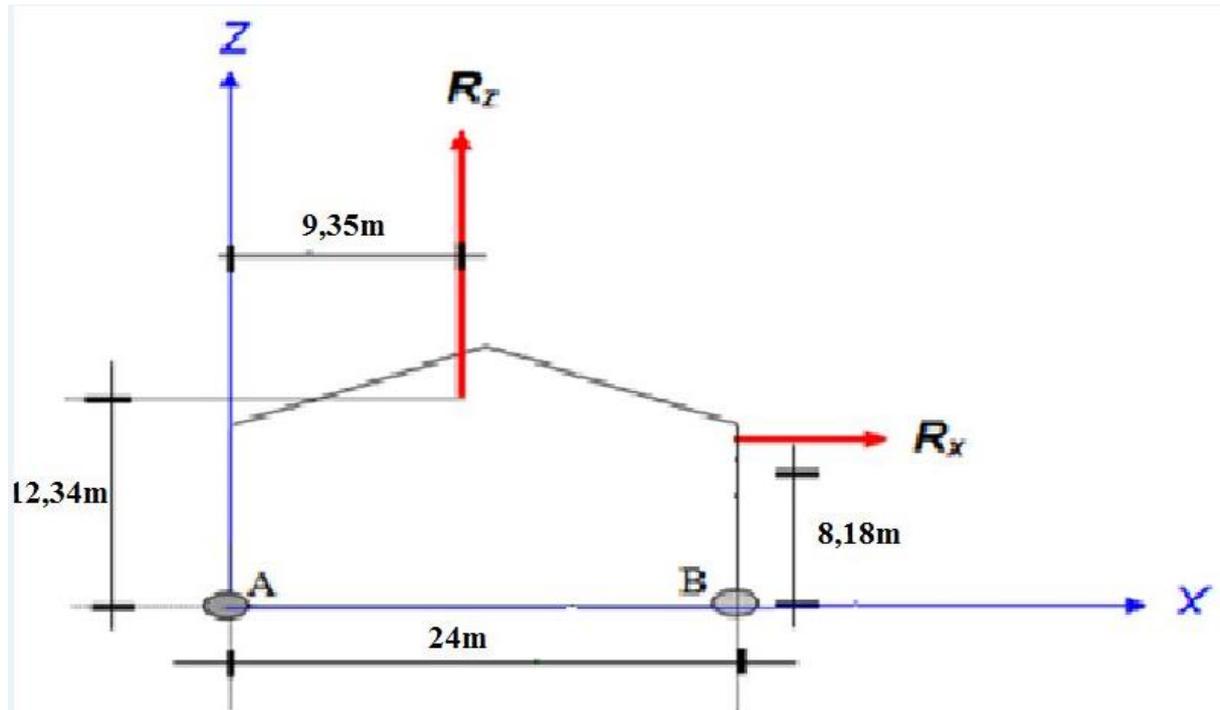


Figure XI. 1: Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V1.

➤ **Calcul du moment de renversement :**

$$M_r = R_x \times 12 + R_z \times (24 - 9.35) = 675.59 \times 12 + 894.03 \times 14.65 = 21204.62 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 21204.62 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du moment stabilisant :**

$$M_s = w \times 12$$

Avec :

$W \approx 18264.89$: Poids approximatif totale du bâtiment.

$$M_s = 18264.89 \times 12 = 219178.68 \text{ KN.m}$$

$M_r < M_s$: La stabilité transversale est vérifiée.

b) Vent perpendiculaire au pignon sens V2

Tableau X1. 2: Valeurs des forces horizontales et verticales dans le sens V2 et coordonnées des points d'application.

ZONE	ETAGE	Composante horizontale T(KN)	Composante verticale U(KN)	Coordonnées du point d'application		
				X(m)	Y(m)	Z(m)
D	RDC	96.66	0	12	0	5.44
	1^{er} étage	54.55	0	12	0	8.51
	2^{ème} étage	76.14	0	12	0	12
E	RDC	81.78	0	12	42	5.44
	1^{er} étage	46.16	0	12	42	8.51
	2^{ème} étage	64.43	0	12	42	12
F₁	Toiture	0	36.62	1.2	3	13.2
F₂	Toiture	0	36.62	1.2	21	13.2
G	Toiture	0	41.70	1.2	12	13.2
H	Toiture	0	237.17	7.2	12	12.6
I	Toiture	0	645.35	27	12	12.6
R_x		940.78 →		X_t= 12	Y_t=42	Z_t=8.37
R_z			1001.48 ↑	X_u=19.24	Y_u=11.95	Z_u=11.72

➤ **Vérification de la stabilité longitudinale**

- **Direction du vent V2 :**

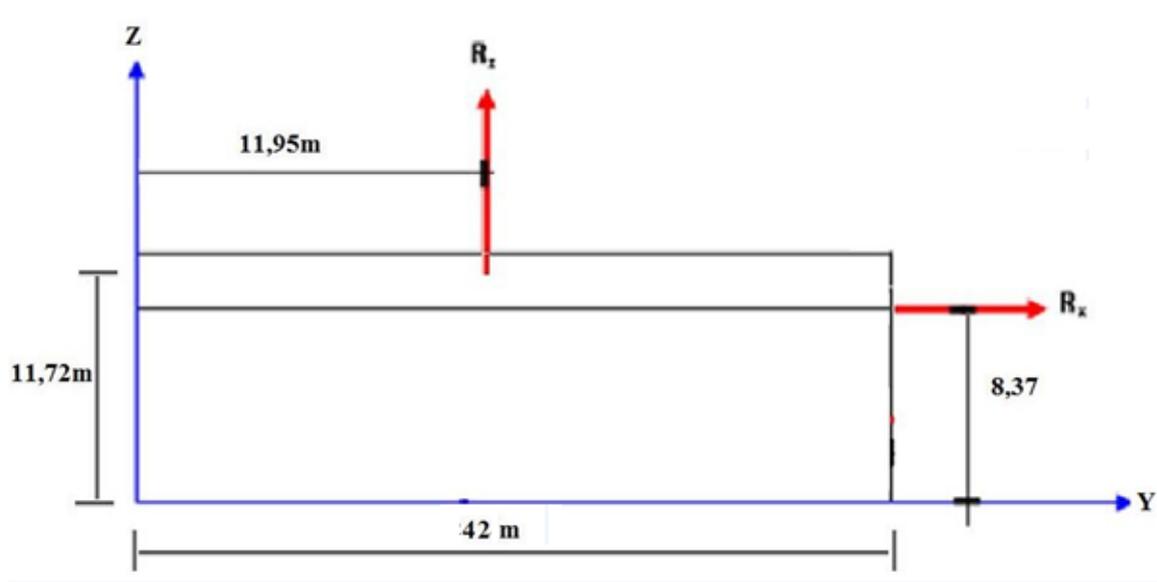


Figure XI. 2: Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V2.

➤ **Calcul du moment de renversement :**

$$M_r = R_x \times 12 + R_z \times (42 - 19.24) = 940.78 \times 12 + 1001.48 \times 22.76 = 69642.2 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 34083.04 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du moment stabilisant :**

$$M_s = w \times 21$$

Avec :

$W \approx 18264.89 \text{ KN}$: Poids approximatif totale du bâtiment.

$$M_s = 18264.89 \times 21 = 383562.69 \text{ KN.m}$$

$M_r < M_s$: La stabilité longitudinale est vérifiée.

Conclusion :

La stabilité du bâtiment vis-à-vis du vent est vérifiée dans les deux directions et cela est prévisible à cause de la lourdeur du bâtiment et des planchers mixtes dont il dispose.

XI.2.2 Cas du séisme

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol –fondation.

a) Réaction à la base

Tableau 11. 1: Réaction à la base due aux effets sismiques.

Le mode			Réaction			
	F _x (KN)	F _y (KN)	F _z (KN)	M _{xx} (KN.m)	M _{yy} (KN.m)	M _{zz} (KN.m)
CQC	1466.92	891.66	1629.83	208145.19	336849.45	18724.42

CQC : combinaison quadratique complète.

$$M_{R/xx} = M_{xx} + F_z \times Y_G = 208145.19 + (1629.83 \times 12) = 227703.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} + F_z \times X_G = 336849.45 + (1629.83 \times 21) = 371075.88 \text{ KN.m}$$

Avec :

Y_G et X_G : coordonnée de centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales (Ref : **note de calcul complète robot**).

b) Calcul des moments résistant (stabilisateurs)

Poids de la structure :

$$P_T = 18264.89 \text{ KN}$$

1) Moment résistant

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

$$M_{st/XX} = 18264.89 \times 12 = 219178.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{st/YY} = 18264.89 \times 21 = 383562.69 \text{ KN.m}$$

Tableau 11. 2: Vérification au renversement sous l'effet du séisme.

Cas du séisme	M_R (KN.m)		M_{st} (KN.m)		$0,8 M_{st}$ (KN.m)	
	Par rapport à l'axe x-x	Par rapport à l'axe y-y	Par rapport à l'axe x-x	Par rapport à l'axe y-y	Par rapport à l'axe x-x	Par rapport à l'axe y-y
	227703.15	371075.88	219178.68	383562.69	185943.46	325401.05

Tous les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants, donc il n'y'a pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

Conclusion

La stabilité d'ensemble vis-à-vis du vent et du séisme respectivement est vérifiée ; donc notre construction est stable.

Conclusion générale :

Le projet de fin d'études est une phase importante dans le cycle de formation de l'ingénieur, et c'est la meilleure occasion pour les étudiants de mettre en évidence leurs connaissances théoriques acquises durant plusieurs années et de développer l'esprit de la recherche.

Notre projet a pour objet de dimensionner un bâtiment industriel en charpente métallique d'une hauteur assez importante, dont l'objectif qu'elle soit constructible, stable et même rigide.

Nous avons vu dans ce projet une structure légère, et nous avons connus l'effet des conditions limites et leurs influences sur la stabilité des éléments et d'ensembles.

Dans ce cas, nous avons pu connaître les actions les plus extrême à prendre au sérieux, qui sont l'action de vent qui est le cas défavorable sur le portique, et l'effort sismique qui est très important au niveau des palées de stabilité, ce qui a engendrés des effets d'arrachement assez important au niveaux de fondations.

La bonne maîtrise de codes de calcul comme EC3 et EC4, CCM97, RPA, RNVA et DTR ainsi les logiciels comme Robot et TEKLA sont très important pour une meilleure précision et optimisation d'éléments constructifs.

Notons enfin, que ce projet qui présente pour nous une première expérience pratique est très bénéfique, et nous espérons que ce modeste travail sera un bon guide pour les futures promotions.



AKBOU : 20/04/2014

Monsieur CHALABI Hamid
Akbou W-Bejaia

N. Réf N° : 302/14.

Objet : Construction de Dépôt d'Eau Minérale et de Boisson Non Alcoolisée -
Akbou W-Bejaia

Etude Géotechnique définitif du sol de fondations

Monsieur,

Suite à votre bon de commande, nous avons l'honneur de vous transmettre le rapport définitif de l'étude géotechnique du sol de fondations du site retenu pour la Construction de **Dépôt d'Eau Minérale et de Boisson Non Alcoolisée – Akbou W-Bejaia.**

L'Etude de reconnaissance a consisté en l'exécution des essais In Situ et en Laboratoire.

Les Normes techniques réglementaires et appareils d'essais utilisés pour effectuer ces essais sont les suivants :

1- les Normes Techniques Algériennes de la Construction :

2- Appareils et Matériels d'Essais Utilisés :

Equipements des essais In-Situ et en Laboratoire conformes aux normes techniques réglementaires en vigueur.

En conclusion on adopte la contrainte admissible $\sigma_{adm} = 2,00$ Bars (cas le plus défavorable) déterminer à partir des essais en laboratoire

$$\sigma_{adm} = 2,00 \text{ Bars}$$

3-3- CALCULE DES TASSEMENTS:

Le tassement est dû à la compressibilité de sol, c'est-à-dire au fait qu'il peut diminuer de volume.

La compressibilité du sol résulte de:

- La Compression de l'air qui remplit des vides. l'eau est supposée incompressible.

L'air très compressible, provoquera un tassement quasiment instantané.

- L'évacuation de l'eau contenue dans les vides, c'est la consolidation primaire; elle produit le tassement le plus important: le sol subit une diminution de volume correspondant au volume d'eau expulsée (le sol est supposé saturé).
- La compression de squelette solide. C'est la consolidation secondaire elle correspond au tassement des grains qui s'arrangent entre eux de façon à occuper un volume plus réduit.

Le tassement total final d'un sol S_t a donc trois composantes:

$$S_t = S_i + S_p + S_s$$

Tassement Admissible

Le tassement final calculé doit être inférieur au tassement admissible déterminé par les règlements selon la nature de l'ouvrage.

Tassement différentiel

SKEMPTON et BJERRUM, Ont Montrés que le tassement différentiel entre deux appuis voisins, n'est en général, pas préjudiciable pour un ouvrage considéré lorsqu'il est inférieur à une certaine fraction de la portée "L" séparant ces appuis.

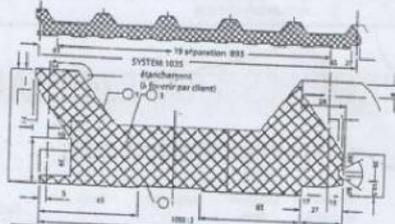
$$\diamond \text{ Maçonneries } Sd \leq \frac{L}{600}$$

$$\diamond \text{ Béton Armé } Sd \leq \frac{L}{1000}$$

Le calcul de tassement est effectué par la méthode de sommation des déformations des couches élémentaires, qui sont défini par la relation

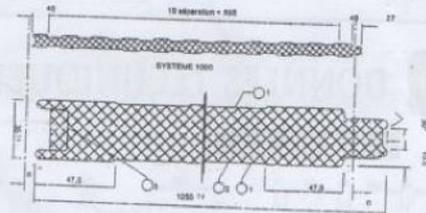
Yd

08 CARACTERISTIQUES TECHNIQUES DES PANNEAUX SANDWICH



- | | |
|---|--|
| 1 | Tôle de recouvrement liguée |
| 2 | Tôle de recouvrement profilé trapézoïdal 35/207 épaisseur 0.75 mm pour prélaqué et galvanisé |
| 3 | Mousse dure PUR sans CFC |

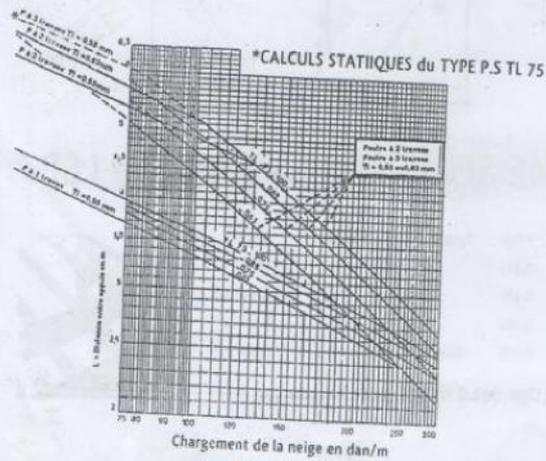
Panneau de couverture type TL 75



- | | |
|---|---|
| 1 | Tôle de recouvrement, épaisseur 0.55 mm en prélaqué ou en galvanisé |
| 2 | Mousse solide PUR sans CFC |
| 3 | Joint d'étanchéité 10 * 24 mm |

Panneau de bardage type LL 35-60-80-100

	Longueur Max	Largeur Standard	Épaisseur	Poids	Résistance à la Conductibilité	Coefficient de Transmission thermique	Distance entre Traverses max. en m		
	m	mm	mm	kg/m ²	W/m ² Kw	W/m ² K	1	2	3
I) PANNEAUX de couverture T 75									
en P - M - G	12.50	1035	75	14.20	2.32	0.40	*	*	*
II) PANNEAUX de bardage									
LL 35	12.50	1000	35	10.9	1.7	0.53	3.10	3.59	3.99
LL 60	12.50	1000	60	11.84	2.95	0.32	4.79	4.32	5.05
LL 80	12.50	1000	80	12.75	3.95	0.24	5.37	4.34	4.99
LL 100	12.50	1000	100	13.64	4.45	0.19	5.81	4.51	5.12
en P - M - G									



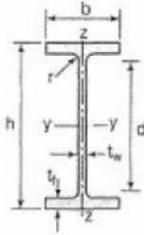
LÉGENDE:
 Nuances: -P= prélaqué - M= Mixte - G= Galvanisé
 * selon les calculs statiques.
 NB: longueur sur commande jusqu'à 12.50 m, exceptionnellement jusqu'à 14 m.
 TL: T= Trapezoidale pour peau extérieure, L= linéaire pour peau intérieure.
 LL: les 2 peaux en linéaire linéaire.

Annexe

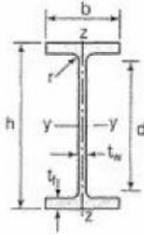
Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	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	37.70
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	7.70	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	80.09	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	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	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

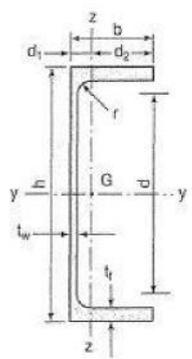
Annexe

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
IPE		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
	IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5	
IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8	
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	

Annexe

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
IPE		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
	IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5	
IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8	
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	

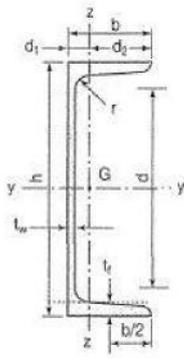
Annexe

Poutrelles											
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.										
UAP											
	Profils	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
		h	b	a	e	r	h_1	P	A	d_1	$d_2 = v_y$
		h	b	t_w	t_f	r	d	P	A	d_1	$d_2 = v_z$
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UAP 80	80	45	5,0	8,0	8,0	48	8,38	10,67	1,61	2,89
	UAP 100	100	50	5,5	8,5	8,5	66	10,50	13,38	1,70	3,30
	UAP 130	130	55	6,0	9,5	9,5	92	13,74	17,50	1,77	3,73
	UAP 150	150	65	7,0	10,3	10,3	109	17,93	22,84	2,05	4,45
	UAP 175	175	70	7,5	10,8	10,8	132	21,24	27,06	2,12	4,88
UAP 200	200	75	8,0	11,5	11,5	154	25,10	31,98	2,22	5,28	
UAP 220	220	80	8,0	12,5	12,5	170	28,47	36,27	2,40	5,60	
UAP 250	250	85	9,0	13,5	13,5	196	34,38	43,80	2,45	6,05	
UAP 300	300	100	9,5	16,0	16,0	236	45,97	58,56	2,96	7,04	

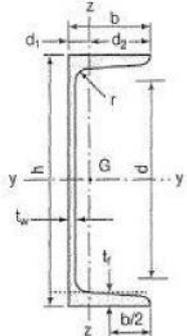
Annexe

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-255 Tolérances : NF A 45-255											
UAP (suite)												
	Profils	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
	I_x	I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J	
	I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t	
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	
	UAP 80	107,13	26,78	3,17	31,87	4,51	21,33	7,38	1,41	13,70	7,20	1,90
	UAP 100	209,50	41,90	3,96	49,59	6,07	32,83	9,95	1,57	18,54	8,50	2,65
	UAP 130	459,56	70,70	5,12	83,51	8,52	51,34	13,78	1,71	25,64	10,45	4,15
	UAP 150	796,06	106,14	5,90	125,27	11,28	93,25	20,97	2,02	38,91	13,33	6,51
	UAP 175	1269,99	145,14	6,85	171,47	13,97	126,36	25,92	2,16	47,62	15,05	8,43
UAP 200	1945,85	194,59	7,80	230,12	16,97	169,69	32,13	2,30	58,49	17,25	11,24	
UAP 220	2709,93	246,36	8,64	289,90	18,83	222,31	39,68	2,48	72,78	20,00	14,40	
UAP 250	4136,42	330,91	9,72	391,76	23,89	295,44	48,87	2,60	87,94	22,95	20,38	
UAP 300	8170,18	544,68	11,81	639,31	30,64	562,07	79,88	3,10	146,23	32,00	36,30	

Annexe

Poutrelles												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
UPN	 <div style="margin-top: 10px;"> <p>Inclinaison des ailes :</p> <p>$h \leq 300$: 8 %</p> <p>$h > 300$: 5 %</p> </div>											
	Dimensions								Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
	Profils	h	b	a	e	r	r ₁	h ₁	P	A	d ₁	d ₂ = v _y
		h	b	t _w	t _r	r	r ₁	d	P	A	d ₁	d ₂ = v _z
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UPN 80	80	45	6,0	8,0	8,0	4,00	47	8,7	11,0	1,45	3,05
	UPN 100	100	50	6,0	8,5	8,5	4,50	64	10,6	13,5	1,55	3,45
	UPN 120	120	55	7,0	9,0	9,0	4,50	82	13,3	17,0	1,61	3,89
	UPN 140	140	60	7,0	10,0	10,0	5,00	98	16,0	20,4	1,76	4,24
	UPN 160	160	65	7,5	10,5	10,5	5,50	116	18,9	24,0	1,84	4,66
	UPN 180	180	70	8,0	11,0	11,0	6,00	133	21,9	27,9	1,92	5,08
	UPN 200	200	75	8,5	11,5	11,5	6,50	151	25,2	32,2	2,01	5,49
	UPN 220	220	80	9,0	12,5	12,5	6,50	167	29,4	37,4	2,14	5,86
UPN 240	240	85	9,5	13,0	13,0	7,00	185	33,2	42,3	2,23	6,27	
UPN 260	260	90	10,0	14,0	14,0	7,50	201	37,9	48,3	2,36	6,64	
UPN 280	280	95	10,0	15,0	15,0	8,00	216	41,9	53,4	2,53	6,97	
UPN 300	300	100	10,0	16,0	16,0	8,00	231	46,1	58,8	2,70	7,30	

Annexe

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques											
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-202 Tolérances : NF A 45-210										
UPN (suite)											
	Inclinaison des ailes : h ≤ 300 : 8 % h > 300 : 5 %										
	Profils	Caractéristiques de calcul									Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	I_t
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴
	UPN 80	106	26,5	3,1	31,8	5,10	19,4	6,4	1,33	12,1	2,16
	UPN 100	206	41,2	3,9	49,0	6,46	29,3	8,5	1,47	16,2	2,81
	UPN 120	364	60,7	4,6	72,6	8,80	43,2	11,1	1,59	21,2	4,15
	UPN 140	605	86,4	5,5	103,0	10,41	62,7	14,8	1,75	28,3	5,68
	UPN 160	925	116,0	6,2	138,0	12,60	85,3	18,3	1,89	35,2	7,39
	UPN 180	1350	150,0	7,0	179,0	15,09	114,0	22,4	2,02	42,9	9,55
	UPN 200	1910	191,0	7,7	228,0	17,71	148,0	27,0	2,14	51,8	11,90
UPN 220	2690	245,0	8,5	292,0	20,62	197,0	33,6	2,30	64,1	16,00	
UPN 240	3600	300,0	9,2	358,0	23,71	248,0	39,6	2,42	75,7	19,70	
UPN 260	4820	371,0	10,0	442,0	27,12	317,0	47,7	2,56	91,6	25,50	
UPN 280	6280	448,0	10,9	532,0	29,28	399,0	57,2	2,74	109,0	31,00	
UPN 300	8030	535,0	11,7	632,0	31,77	495,0	67,8	2,90	130,0	37,40	

ACTIONS

G	Charge permanente ponctuelle
Q	Charge d'exploitation ponctuelle
S_n	Charge de neige normale
S_e	Charge de neige extrême
W_n	Charge de vent normale
W_e	Charge de vent extrême
P	Charge uniformément répartie, en général
g	Charge permanente uniformément répartie
q	Charge d'exploitation uniformément répartie

SOLLICITATIONS/CONTRAINTES/DÉFORMATIONS

E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\,000$ MPa)
G	Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 81\,000$ MPa)
F_p	Effort de précontrainte dans un boulon
M	Moment sollicitant, en général
M_{cr}	Moment critique élastique.
M_{eff}	Moment efficace (section de classe 4)
M_{el}	Moment élastique
M_N	Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort axial
M_{pl}	Moment plastique
M_R	Moment résistant
N	Effort normal, en général
N_K	Effort normal 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 (ou δ)	Flèche d'une poutre
f_u	Contrainte de rupture d'une pièce

f_{ub}	Contrainte de rupture d'un boulon
f_Y	Limite d'élasticité d'un acier
f_{red}	Limite d'élasticité réduite pour l'aire de cisaillement $f_{red} = (1-\rho) \cdot f_Y$
ε (epsilon)	Déformation linéaire unitaire
ε_Y	Déformation correspondant à la limite d'élasticité
σ (sigma)	Contrainte normale
σ_K	Contrainte critique d'Euler
τ (tau)	Contrainte tangentielle ou de cisaillement
τ_{cr}	Résistance critique élastique au voilement par cisaillement
τ_e	Contrainte limite de cisaillement pur en élasticité $\left[\tau_e = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right]$
ν (nu)	Coefficient de Poisson (pour l'acier $\nu = 0,3$)
Δ ou δ (delta)	Déplacement horizontal en tête de poteaux

COEFFICIENTS ET GRANDEURS SANS DIMENSIONS

K	Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/poutre
a	$A_w/A =$ Rapport de la section de l'âme d'une poutre à la section totale
k_o	Coefficient de flambement (Additif 80)
k_D	Coefficient de déversement (Additif 80)
k_s	Coefficient de dimension des trous perçage pour boulons
k_y et k_z	Coefficients de flambement flexion
k_τ	Coefficient de voilement par cisaillement
m	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement
n	N/N_{pl} ou nombre de boulons
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)
β_w	Facteur de corrélation (soudures)
ε (epsilon)	Coefficient de réduction élastique de l'acier $\left(\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \right)$
η (eta)	Facteur de distribution de rigidités (flambement)
λ (lambda)	Elancement $\left[\lambda = \frac{l_k}{i} \right]$

λ_k	Élancement eulérien
$\bar{\lambda}$	Élancement réduit $\left[\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_k} \right]$
$\bar{\lambda}_{LT}$	Élancement de déversement
λ_w	Élancement de l'âme d'une poutre $\left[\lambda_w = \sqrt{\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \tau_w}} \right]$
μ (mu)	Coefficient de frottement
ρ (rho)	Rendement d'une section
χ (chi)	Coefficient de réduction de flambement
χ_{LT}	Coefficient de réduction de déversement
ψ (psi)	Coefficient de distribution de contraintes
γ (gamma)	Coefficient partiel de sécurité
'y (gamma)	

CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

A	Section brute d'une pièce
A_{eff}	Section efficace d'une pièce (classe 4)
A_{net}	Section nette d'une pièce
A_f	Section d'une semelle de poutre en double T
A_v	Aire de cisaillement
A_w	Section de l'âme d'une pièce

Références bibliographiques

- + DTR. C- 2-4.7 ; Règlement neige et vent « RNV99 ».
- + DTR.B. C- 2.2 ; Charge permanentes et charges d'exploitation, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger
- + DTR-B C-2.44 : Règles de conception et de calcul des structures en acier
- + EUROCODE 3 ; Calcul des structures en acier» et Document d'Application Nationale - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments
- + Lahlou dahmani ; calcul des éléments de constructions métalliques selon l'EC3/ office des publications universitaires.
- + DTR B C 2 48; Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger
- + Lahlou dahmani ; Calcul des éléments résistants d'une construction métallique/ office des publications universitaires.
- + Cours de 1^{er} année master
- + charpente métallique (Mr A/Becheur et Larabat ZIANE).
- + béton armé (Mme CHEIKH AMER).
- + B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- + Jean morel ; calcul des structures métalliques selon l'EC3.
- + Projets de fin d'étude (Université de BEJAIA).

Logiciels :

- + ROBOT 2014
 - + Tekla structures 18.0
 - + Auto CAD 2015
-