

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

*Ministère de l'Enseignement supérieur
et de la Recherche Scientifique*



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

Université Abderrahmane Mira – Bejaia

Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

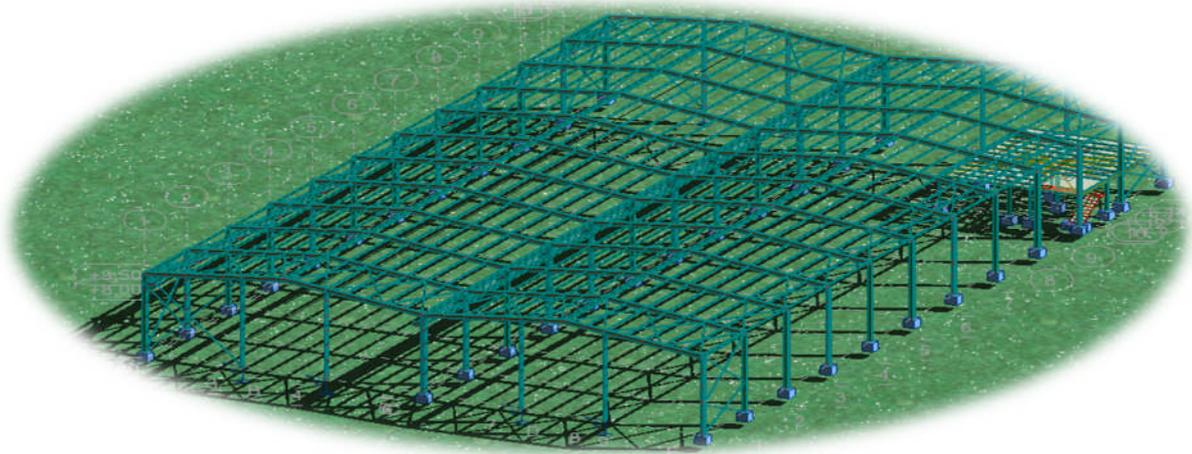
Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention d'un diplôme de Master en Génie Civil

OPTION : CONSTRUCTIONS METALLIQUES

Thème

Étude d'un hangar industriel avec un pont roulant en
construction métallique



Réaliser par :

Mr. OUALI Mohand tayeb
Mr. HAMMOUDI Abdelkader

Promoteur :

Mr. BANOUNE. B
Devant le jury:
Mr. IDDIR.A
Mr. LARABAT.Z

PROMOTION JUIN 2014



Remerciements

Nous remercions tout d'abord ALLAH le tout puissant de nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Nous tenons à remercier également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour nous.

Nos infinis remerciements à notre promoteur Mr BANOUNE pour son aide, ses conseils avisés et ses remarques qui nous ont permis de présenter notre travail dans sa meilleure forme.

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

Nos remerciements s'adressent aussi aux membres de jury qui ont accepté de juger notre modeste travail.

Enfin nous tenons à remercier toutes les personnes qui nous ont aidé (M^r Becheur, M^r Larabet, M^r Ghanem et Boualem Yahyaoui)

Abdel Kader

&

Mohand tayeb

DÉDICACE

*J'ai l'honneur de dédier ce travail à
Mes très chers parents, qui m'ont encouragés
et soutenu tout au long de mon cursus, et aux
quels je ne rendrai jamais assez.
À toute ma famille, mon frère, mes sœurs et tous
mes amis et à tous
ceux
Qui ont contribué de près ou de loin à la
Réalisation de ce travail.
Mes dédicaces vont également à la promotion
de GENIE CIVIL 2013-2014*

Abdel kader

*J'ai l'honneur de dédier ce travail à
Mes très chers parents, qui m'ont encouragés
et soutenu tout au long de mon cursus, et aux
Quels je ne rendrai jamais assez.
À toute ma famille, mes frères, mes sœurs, ma
belle-famille, ma
fiancé e. Anissa et tous mes amis et à tous
ceux
qui ont contribué de près ou de loin à la
Réalisation de ce travail.
Mes dédicaces vont également à la promotion
de GENIE CIVIL 2013-2014*

Mohand tayeb

NOTATIONS

A : Section brute d'une pièce (cm^2)

A_v : Aire de cisaillement (cm^2)

A_w : Section de l'âme d'une pièce (cm^2)

A_s : Section résistante de la tige d'un boulon en fond de filet (cm^2)

I_t : Moment d'inertie de torsion (cm^4)

I_w : Facteur de gauchissement d'une section (cm^4)

I_y : Moment d'inertie de flexion maximal (cm^4)

I_z : Moment d'inertie de flexion minimal (cm^4)

W_{el} : Module de résistance élastique (cm^3)

W_{pl} : Module de résistance plastique (cm^3)

a : Épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm)

b : Largeur d'une semelle de poutre (cm)

d_0 : Diamètre nominal des tiges des boulons (cm)

N_R : Effort normal résistant (KN)

N_{pl} : Effort normal de plastification (KN)

N_u : Effort normal ultime (KN)

V : Effort tranchant sollicitant (KN)

V_{pl} : Effort tranchant de plastification (KN)

f : Flèche d'une poutre (cm)

f_u : Contrainte de rupture d'une pièce (MPa)

f_{ub} : Contrainte de rupture d'un boulon (MPa)

NOTATIONS

f_y : Contrainte limite d'élasticité d'un acier (MPa)

$f_{réd}$: Contrainte limite d'élasticité réduite pour l'aire de cisaillement (KN)

σ : Contrainte normale (MPa)

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement (KN)

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)

β_w : Facteur de corrélation (soudures)

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier

$\bar{\lambda}$: Élancement réduit

$\bar{\lambda}_{LT}$: Élancement de déversement Sans unité

μ : Coefficient de frottement entre 2 pièces en contact

h : Hauteur d'une pièce en général (mm, cm)

i : Rayon de giration d'une section (mm, cm)

l : Longueur en général ou portée d'une poutre (mm, cm, m)

l_d : Longueur de déversement d'une poutre (mm, cm, m)

l_k : Longueur de flambement d'une poutre (mm, cm, m)

R : Rigidité d'une barre (cm³)

t : Épaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm, cm)

t_f : Épaisseur d'une semelle de poutre (mm, cm)

t_w : Épaisseur d'une âme de poutre (mm, cm)

v_s : Distance de la fibre extrême supérieure à l'axe neutre d'une section (mm, cm)

v_i : Distance de la fibre inférieure à l'axe neutre d'une section (mm, cm)

NOTATIONS

γ_{M_0} : Coefficient partiel de sécurité.

B : Poids totale du pont à vide

N : Force minimale de levage

K : Poids de chariot

ψ_1 : Coefficient de majoration dynamique des réactions

ψ_2 : Coefficient de majoration dynamique des réactions

γ_G : Coefficient partiel de sécurité.

γ_Q : Coefficient partiel de sécurité.

C_t : Coefficient de topographie

C_r : Coefficient de rugosité

C_p : Coefficient de pression

G : Charge d'exploitation

R : Coefficient de comportement de la structure

ε Coefficient de réduction élastique de l'acier

σ Contrainte de l'acier

σ Contrainte du béton

ξ Pourcentage d'amortissement critique

Δ D déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 " μ

SOMMAIRE

Introduction Générale	1
Chapitre I : Généralités	
I.1 Introduction.....	3
I.2 Situation du projet.....	3
I.3 Caractéristiques	3
I.3.1 Géométries de l'ouvrage.....	3
I.3.2 Pant roulant :.....	4
I.3.3 Étude de sol.....	4
I.3.4 Ossature et stabilité de la structure	4
I.3.5 Matériaux utilisé	6
I.4 Règlement utilisée.....	8
I.4.1 Les états limites.....	8
I.5 Les Actions prises en compte	8
Chapitre II : Études climatiques	
II.1 Introduction.....	10
II.2 Étude au vent	10
II.2.1 Détermination des différents paramètres ou coefficient de calcul.....	10
II.3 Calcul de la pression	12
II.3.1 Détermination de la pression q_{dyn}	12
II.3.2 Coefficient de rugosité C_r	12
II.3.3 Calcul de coefficient d'exposition (C_e)	13
II.3.4 Valeurs des pressions dynamiques q_{dyn}	13
II.3.5 Détermination des coefficients de pression	14
II.4 Récapitulation des cas les plus défavorables	28
II.5 Calcul de la force de frottement :(RNVA99-chapitre 2 § 1.4).....	29
II.6 Action d'ensemble	30
II.7 Étude a la neige	34
II.7.1 But	34
II.7.2 La charge de neige sur le sol.....	34
II.7.3 Coefficient de forme de la toiture	35
II.7.4 Calcul des charges de neige sur la toiture	35
Chapitre III : Étude des éléments secondaire	
III.1 Les pannes:	37
III.1.1 Dimensionnement des pannes:.....	37
III.1.2 Évaluation des charges et surcharges :.....	38
III.1.3 Combinaisons de charges	40
III.1.4 Pré dimensionnement	41
III.1.5 Dimensionnement des pannes :.....	42
III.1.1 Vérification de la résistance des pannes	44
III.1.2 Vérification au déversement :	45
III.1.3 Calcul des liernes :.....	47
III.1.4 Calcul de l'échantignolle	48
III.2 Lisses de bardages.....	50
III.2.1 Lisses de bardage de long pan.....	51
III.2.2 Lisses de bardage de PINGON	58
III.3 Les potelets	64
III.3.1 Dimensionnement des potelets.....	65
III.3.2 Détermination de la section de potelet (calcul a L'ELS):.....	65
III.3.3 Évaluation des charges	66
III.3.4 Vérification de la flexion composée.....	66

SOMMAIRE

III.4	Conclusion	71
III.5	Escalier	72
III.5.1	Introduction :	72
III.5.2	Palier :	72
III.5.3	Volée :	72
III.5.4	Dimensionnement de cornière de support (Cornière de marche).....	73
III.5.5	Dimensionnement de limon :	76
III.5.6	Calcul de la poutre palière	80
III.5.7	Conclusion :	82
III.6	Calcul du support du chemin de roulement	82
III.6.1	Charges verticales	82
III.6.2	Charge verticale pondérée	82
III.6.3	Dimensionnement du support du chemin de roulement	83
III.6.4	Vérification à l'effort tranchant	83
III.6.5	Vérification de la flèche	84
III.6.6	Conclusion	84
Chapitre IV : Études du pont roulant		
IV.1	Introduction.....	85
IV.2	Caractéristiques de pont roulant :	85
IV.3	Les coefficients et classement des ponts roulants :	86
IV.4	Calcul de la poutre de roulement.....	87
IV.4.1	Réactions des galets d'un pont roulant :	87
IV.4.2	Pré dimensionnement de la poutre de roulement	88
IV.4.3	Détermination des efforts dans les poutres de roulement.....	89
IV.4.4	Calcul des contraintes dans les sections les plus sollicitées	93
IV.5	Vérification de la poutre de roulement	97
IV.5.1	Vérification à la résistance	97
IV.5.2	Vérification au voilement.....	99
IV.5.3	Vérification à la flèche.....	100
IV.5.4	Vérification à la fatigue	101
Chapitre V: Études de plancher mixte		
V.1	Définition.....	103
V.2	Disposition des poutrelles :	103
V.3	Caractéristique des éléments constructifs	104
V.3.1	L'acier	104
V.3.2	Le béton	104
V.4	Méthode de calcul.....	105
V.4.1	Phase de construction	105
V.4.2	Phase finale	105
V.5	Vérification des solives au stade de montage	105
V.5.1	Évaluation des charges	105
V.5.2	Combinaison des charges :	106
V.5.3	Vérification de la flèche:	106
V.5.4	Vérifications à la résistance.....	107
V.6	Vérification au stade final : (Après durcissement du béton).....	108
V.6.1	Évaluation des charges	108
V.6.2	Combinaison des charges :	108
V.6.3	Calcul de largeur efficace du béton	109
V.6.4	La position de l'axe neutre :	109
V.6.5	Position de l'axe neutre plastique :	110

SOMMAIRE

V.6.6	Le moment d'inertie de la section mixte :	110
V.6.7	Moment fléchissant maximal dans la section mixte	111
V.6.8	Contrainte de flexion simple	111
V.6.9	Vérification de la flèche:	112
V.6.10	Vérifications à la résistance	112
V.6.11	Contraintes additionnelles de retrait	113
V.6.12	Contraintes finale.....	115
V.7	Calcul de la poutre principale:.....	116
V.7.1	Caractéristiques du plancher	116
V.7.2	Vérification de la flèche	116
V.7.3	Pré dimensionnement	117
V.7.4	Vérifications de la résistance	117
V.8	Calcul de la poutre secondaire.....	119
V.8.1	Caractéristiques de la poutre secondaire	119
V.8.2	Pré dimensionnement	120
V.8.3	Vérifications de la résistance	120
V.9	Calcul et dimensionnement des connecteurs	122
V.9.1	Nombre de connecteurs	122
V.9.2	Capacité de déformation des connecteurs	122
V.9.3	Effort de cisaillement longitudinal	123
V.9.4	Résistance de calcul des connecteurs	123
V.9.5	Calcul des goujons.....	124
V.9.6	Vérification des soudures :	125
V.10	Ferraillage de la dalle du plancher :	126
V.10.1	Combinaisons d'actions :	126
V.10.2	Moment en travée et en appuis :	126
V.10.3	Calcul des armatures en travée :	126
V.10.4	Calcul des armatures en appuis :	127
V.10.5	Vérification de l'effort tranchant :	128
V.10.6	Conclusion:	128
Chapitre VI : Études des contreventements		
VI.1	Introduction.....	129
VI.2	Contreventements de toiture (poutre au vent)	129
VI.3	Calcul de la poutre au vent en pignon.....	129
VI.3.1	Évaluation des efforts dans la poutre au vent.....	130
VI.4	Vérification des montants de la poutre au vent	133
VI.4.1	Vérification de la panne montante	133
VI.4.2	Vérification de la panne sablière :	139
VI.5	Contreventement vertical du long-pan	142
VI.5.1	Le premier cas.....	143
VI.5.2	Deuxième cas	145
VI.5.3	Poutre sablier de pont roulant:	147
VI.5.4	Poutre montante de la palée de stabilité.....	150
Chapitre VII : Étude sismique		
VII.1	Introduction.....	153
VII.2	Analyse de la structure :	153
VII.2.1	Type d'analyse	153
VII.3	Méthodes de calcul	153
VII.3.1	la méthode statique équivalente	154
VII.3.2	Principe de la méthode spectrale	158

SOMMAIRE

Chapitre VIII : Vérification des éléments

VIII.1	Introduction	167
VIII.2	Justification des traverses (IPE450)	167
VIII.2.1	Charges repaires sur la traverse	167
VIII.2.2	Caractéristiques de la traverse.....	168
VIII.2.3	Efforts sollicitant	168
VIII.2.4	Classe de la section transversale	168
VIII.2.5	Condition de résistance.....	169
VIII.3	Vérification des poteaux (hangar)	172
VIII.3.1	1 ^{er} première cas : sous (N max et M correspond)	173
VIII.3.2	2eme cas : sous (N correspond et M max)	173
VIII.3.3	Conclusion	181
VIII.4	Vérification des diagonales des contreventements poutre au vent :.....	182
VIII.4.1	lanpang (L75×75×8).....	182
VIII.4.2	pingan (L75×75×8) :.....	182
VIII.5	Vérification du contreventement de la poutre sablière du pont roulant :183	
VIII.6	Vérification des diagonales de la palée de stabilité	184
VIII.6.1	Pingan : 2(60×60×6)	184
VIII.6.2	lanpang : 2(60×60×6)	185
VIII.7	Vérification des poteaux (plancher)	186
VIII.7.1	Vérification à la résistance	186
VIII.7.2	Conclusion	190

Chapitre IX : Calcul des assemblages

IX.1	Assemblage poteau _ traverse :.....	191
IX.1.1	Détermination des efforts dans les boulons :.....	192
IX.1.2	Dimensionnement des boulons :	192
IX.1.1	Condition de résistance des boulons :	192
IX.1.2	Moment résistant effectif de l'assemblage :	193
IX.1.3	Vérification.....	193
IX.2	Assemblage traverse _ traverse :.....	197
IX.2.1	La disposition constructive des boulons	197
IX.2.2	Détermination des efforts dans les boulons :.....	198
IX.2.3	Dimensionnement des boulons :	198
IX.2.1	Condition de résistance des boulons :	198
IX.2.2	Moment résistant effectif de l'assemblage :	199
IX.2.3	Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction :	199
IX.2.4	Vérification.....	200
IX.3	. Assemblage des éléments de la Poutre au vent :	200
IX.3.1	Assemblage de la diagonale sur le gousset :.....	200
IX.3.2	Vérifications	201
IX.4	Assemblage de l'échantignolle.....	203
IX.4.1	Assemblage de la panne sur l'échantignolle	203
IX.4.2	Assemblage de l'échantignolle sur la traverse	204
IX.5	Assemblage poteau- poutre sablière :.....	205
IX.5.1	. Assemblage platine – poteau :	205
IX.5.2	Assemblage platine – poutre sablière :.....	206
IX.6	Assemblage du contreventement (Palées de stabilités) :.....	208
IX.6.1	Assemblage gousset-nœud du portique :.....	208
IX.6.2	Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique :	209

SOMMAIRE

IX.6.3	Assemblage palée en croix de saint André :	211
IX.7	Assemblage poteau _ poutre maîtresse :	213
IX.7.1	La disposition constructive des boulons	213
IX.7.2	Détermination des efforts dans les boulons	214
IX.7.3	Dimensionnement des boulons	214
IX.7.1	Condition de résistance des boulons :	214
IX.7.2	Moment résistant effectif de l'assemblage	215
IX.7.3	Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement+ traction	215
IX.7.4	Vérifications	216
IX.8	Assemblage poteau poutre secondaire:	217
IX.8.1	La disposition constructive des boulons :	217
IX.8.2	Détermination des efforts dans les boulons :	217
IX.8.3	Dimensionnement des boulons :	218
IX.8.1	Condition de résistance des boulons :	218
IX.8.2	Moment résistant effectif de l'assemblage	218
IX.8.3	Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement+ traction :	218
IX.8.4	Vérification.....	219
IX.9	Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale)	220
IX.9.1	Dimensionnement des boulons	220
IX.9.2	Disposition constructive.....	221
IX.9.3	Vérifications nécessaires	221
IX.10	Assemblage poteau _ support de chemin de roulement :	222
IX.10.1	Détermination des efforts dans les boulons	223
IX.10.2	Dimensionnement des boulons	223
IX.10.1	Condition de résistance des boulons	223
IX.10.2	Moment résistant effectif de l'assemblage	224
IX.10.3	Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction	224
IX.10.4	Vérifications	225
IX.11	Calcul des pieds de poteaux :	228
IX.11.1	Introduction :	228
IX.11.2	Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux:	228
IX.11.3	Vérifications	230
IX.11.4	Dimensionnement de l'épaisseur de la platine:	232
IX.11.5	Dimensionnement de la tige d'ancrage des potelets :	234
Chapitre X : Étude de l'infrastructure		
X.1	Introduction.....	237
X.2	Calcul des fondations	237
X.2.1	Détermination des sollicitations	237
X.2.2	Pré dimensionnement de la semelle de poteau type 1	237
X.2.3	Dimensionnement de la semelle:.....	239
X.2.4	Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99v2003.Art.10.1.5) :	242
X.2.5	Détermination des armatures de la semelle:.....	243
X.3	Fondation sous potelet :	247
X.3.1	Dimensionnement de la semelle :	247
X.3.2	Calcul des armatures :	248
X.4	Calcul des longrines :	250
X.4.1	Introduction :	250
X.4.2	Pré dimensionnement :	250
X.4.3	Ferraillage :	250
X.4.4	Ferraillage des futs	252

SOMMAIRE

Chapitre XI: vérification de la stabilité d'ensemble

XI.1	Introduction.....	254
XI.2	Principe de vérification	254
XI.3	Détermination des moments renversants (M_R)	255
XI.3.1	Cas de vent	255
XI.3.2	Cas de séisme	259
XI.4	Vérification au renversement de la structure	260
XI.5	Conclusion	260

-Conclusion générale.

-Références bibliographiques.

-Annexes.

-Plans.

LISTE DES FIGURES

I-1 : vue en 3D de hangar.....	3
I-2: Composition d'une dalle mixte.	5
I-3 : Diagramme effort /déformation de l'acier.	7
II-1 : Les directions principales du vent.	11
II-2 : Valeurs de Cd pour les structures métalliques.(Chapitr3 fig3.2.RNV1999)	11
II-3 : Répartition de la pression dynamique.....	14
II-4: Vue en plan des zones de pression sens V2.....	14
II-5: Vue en élévation des zones de pression sens V2.....	15
II-6 : Cpe,10 correspondant à chaque zone de parois verticales sens V2	16
II-7 : Répartition des zones de pression sur la toiture sens V2	16
II-8: Valeurs de Cpe pour la toiture sens V2.	18
II-9: calcule le coefficient de pression intérieure dans le sens de v2.....	18
II-10:les schémas surpressions sur la paroi verticale et la toiture dans le sensV2.....	20
II-11:les schémas surpressions sur la paroi verticale et la toiture dans le sens V2.....	21
II-12:Vue en plan des zones pressions sens V1	22
II-13 : Vue en élévation des zones de pressions sens V1	22
II-14 : Cpe,10 correspondant à chaque zone de parois verticales sens V1	23
II-15 : Valeurs de Cpe, pour la toiture sens V1	23
II-16 : Valeurs de Cpe, pour la toiture.	24
II-17 : calcule le coefficient de pression intérieure dans le sens de v1	25
II-18 : les schémas surpressions sur la paroi verticale et la toiture dans le sens V1	26
II-19: les schémas surpressions sur la paroi verticale et la toiture dans le sens V1	27
II-20 : force résultante R.....	31
II-21 : Représentation des surfaces sens du vent V2.	32
II-22 : Représentation des surfaces sens du vent V1	33
II-23 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol (fig . 6.3 RNV1999).....	34
II-24: coefficient de forme des toitures a versants multiples.....	35
II-25 : Distribution de la charge de neige par projection horizontale, et suivant rampant.	36
III-1: les phases principales des silos.....	38
III-2: schéma statique de panne sous charge permanente.....	38
III-3: Schéma statique des surcharges d'entretien P sur les pannes.....	39
III-4: Schéma statique des surcharges climatique du vent W sur les pannes.....	39
III-5 : Échantignolle.....	49
III-6 : Disposition de la lisse sur le poteau.	51
III-7 : La flèche maximale suivant l'axe yy'	52
III-8 : Disposition de la lisse sur le poteau.	58
III-9 : le schématique de lisse avec suspente.....	60
III-10 : disposition des potelées.....	65
III-11 : Présentation en plan de l'escalier.....	72
III-12 : Les constituants de marche	73
III-13 : Section composée des 2 cornières et la tôle	74
III-14: La distribution des charges sur un limon.....	76
III-15: Schémas statique représentant les charges sur le limon	78
III-16: Schéma statique de la poutre palière	80

LISTE DES FIGURES

IV-1: Schéma 3D du pont roulant	85
IV-2: Schéma 2D du pont roulant	85
IV-3 : les caractéristiques de rail de pont	90
IV-4 : les forces horizontale et verticale appliquée sur la poutre de roulement.....	92
IV-5 : chemin en 2d de la poutre de roulement	95
V-1 : éléments constructifs de plancher	103
V-2: Schéma de la trame supportant les planchers.	104
V-3: Largeur de la dalle effective	109
V-4 : position de l'axe neutre plastique qui passe par la dalle.....	110
V-5 : Diagramme des contraintes de flexion simple	112
V-6 : Diagramme des contraintes finales	116
V-7 : Schéma statique du sommier	116
V-8 : Sommier sous charge équivalente.....	117
V-9 : Schéma statique de la poutre secondaire.....	119
V-10. Caractéristique des connecteurs.....	122
VI-1: schéma statique de la poutre au vent en pignon.....	130
VI-2 : Disposition des efforts sur la poutre au vent.....	131
VI-3: Schéma statique de la poutre sablière.	140
VI-4 : palée de stabilité en long pan	143
VI-5 : les réactions dans la palée de stabilité de rive en long pan.	144
VI-6: palée de stabilité en long pan.....	145
VI-7: les réactions dans la palée de stabilité de rive en long pan.	145
VII-1 : Schéma du spectre de réponse suivant X.	159
VII-2 : Schéma du spectre de réponse suivant Y.	159
VII-3 : Mode de déformation (1).....	161
VII-4 : Mode de déformation (2).....	161
VII-5: Mode de déformation (3).....	162
VIII-1: les traverses les plus sollicitée.....	167
VIII-2:le poteau le plus sollicite	173
VIII-3:le poteau le plus sollicite	173
VIII-4: le poteau de plancher le plus sollicité	186
IX-1 : Représentation de l'assemblage Poteau –Traverse	191
IX-2 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.	197
IX-3: Détail d'assemblage des diagonales.	201
IX-4: longueurs des soudures.	203
IX-5: Vue perspective de l'échantignole.	204
IX-6 : Représentation de l'assemblage Poteau –poutre sablière	205
IX-7 : Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.....	208
IX-8: Assemblage des diagonales sur gousset.....	209
IX-9: Vue de l'assemblage de la palée de stabilité en 3D.....	211
IX-10 : Représentation de l'assemblage Poteau –poutre maitresse	213
IX-11 : Représentation de l'assemblage Poteau –poutre maitresse	217
IX-12 : Assemblage solive-poutre principale.....	220

LISTE DES FIGURES

IX-13: Disposition des boulons.....	221
IX-14 : Schéma de cisaillement du bloc.	222
IX-15 : Représentation de l'assemblage Poteau –Traverse	222
IX-16 : Tige d'encrage du pied du poteau.	229
IX-17: Dispositions constructives.	229
IX-18 : Vue 3D du pied de poteau encastré.....	229
IX-19: Vérification dans la section 1–1	232
IX-20: Vérification dans la section 2 – 2	223
IX-21 : Vérification dans la section 3 – 3.....	234
IX-22: pied de poteau articulé.....	234
X-1 : Dimension de la semelle.	238
X-2 : Schéma de ferrailage de la semelle.	247
X-3: Schéma de ferrailage de la semelle de potelet	249
X-4: Schéma de ferrailage des longrines.....	252
X-5 : section du fut à ferrailer.....	252
X-6 : Schéma de ferrailage des futs.	253
XI-1: Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale avec dépression intérieure	256
XI-2: Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale avec surpression intérieure	257
XI-3 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur la façade secondaire avec dépression intérieure	258
XI-4 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur la façade secondaire avec surpression intérieure	259

LISTE DES TABLEAUX

II-1: Les valeurs de Cd.....	12
II-2 : Valeurs de Cr.....	13
II-3: Les valeurs de Ce.....	13
II-4 : Les valeurs de la pression dynamique.....	13
II-5: Cpe,10 correspondant à chaque zone de parois verticales sens V2.....	15
II-6: Valeur de Cpe pour la toiture sens V2.....	17
II-7 : les valeurs des surpressions qj pour le sens V2	20
II-8: les Valeurs des surpressions qj pour le sens V2.....	21
II-9: Cpe,10 correspondant à chaque zone de parois verticales sens V1	22
II-10 : Valeur de Cpe pour la toiture sens V1.....	24
II-11: les Valeurs des surpressions qj pour le sens V1	26
II-12: les Valeurs des surpressions qj pour le sens V1	27
II-13: récapitulation des valeurs de la pression maximale pour les deux cas de surpression et dépression intérieur.....	28
II-14: récapitulation des valeurs de la pression maximale pour les deux cas de surpression et dépression intérieur.....	28
II-15: Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V2.....	32
II-16: Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V1	33
III-1: caractéristiques de l'IPE 160.....	42
III-2 : caractéristiques de l'IPE 180.....	47
III-3: Caractéristiques du profilé UAP 130.....	53
III-4: Caractéristiques du profilé UPA150.....	61
III-5: Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 300.....	69
IV-1: Caractéristiques géométriques des ponts roulants.....	86
IV-2: Caractéristiques des ponts roulants	86
IV-3 : Les coefficients et classement de pont roulant	86
IV-4 : Les réactions Max et Min.....	87
V-1: caractéristiques de l'IPE 160.....	106
VI-1: Les valeurs Des forces du au vent du au neauds.....	131
VI-2 : des courbes de flambement selon euro code 3	149
VI-3 :de la courbe de flambement selon euro code 3.....	152
VII-1: les Poids totales de la structure	157
VII-2: Pourcentage de participation de masse.....	160
VII-3: Combinaisons de calcul	163
VII-4: Vérification de l'effort tranchant à la base	163
VII-5: Vérification de l'effort tranchant à la base	164
VII-6: Déplacement max en situation durable dans la partie droite	164
VII-7: Déplacement relatif des niveaux dans la partie droite	165
VII-8: Effet P- Δ suivant X-X dans la partie droite.	166
VII-9: Effet P- Δ suivant Y-Y dans la partie droite.	166
VIII-1: Caractéristiques du profile IPE450.....	168

LISTE DES TABLEAUX

VIII-2: Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 450.	170
VIII-3: Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel ROBOT	174
VIII-4: les efforts dans les éléments de contreventement.....	182
VIII-5: les efforts dans les éléments de contreventement.....	182
VIII-6: les efforts dans les éléments de contreventement.....	183
VIII-7: les efforts dans les éléments de contreventement.....	185
VIII-8 : les efforts dans les éléments de contreventement.	185
VIII-9: sollicitations sur le poteau HEA160	186
IX-1: Épaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	208
X-1: Les sollicitations à la base des poteaux	237
X-2: Les sollicitations à la base de la semelle	240
X-3: Vérification des contraintes dans le sol.....	241
X-4: Les sollicitations à la base de la semelle	242
X-5: Vérification des contraintes dans le sol.....	242
X-6: Les armatures des semelles	247
XI-1: Vent sur la façade principale $C_{pi}=-0.5$	255
XI-2: Vent sur la façade principale $C_{pi}=0.8$	256
XI-3 : Vent sur la façade latérale sud $C_{pi}=-0,5$	257
XI-4: Vent sur la façade latérale sud $C_{pi}=0,8$	258
XI-5 : Réaction à la base due aux effets sismiques.	259
XI-6 : Vérification au renversement de la structure.....	260

INTRODUCTION GENERALE :

La moitié de 19^{eme} siècle est caractérisée par la révolution industrielle, qui pour beaucoup doit à l'essor de la métallurgie.

La révolution industrielle engendre un bouleversement économique, certes, mais sans doute une révolution des matériaux.

Dans un premier temps, les ouvrages réalisés en métal le seront avec un ordre pratique (des ponts notamment), mais dès que les techniques seront maîtrisées les ingénieurs se transforment en architectes voire en artistes. C'est cela pour ses principaux avantages qui sont

(La fiabilité, ductilité, légèreté, le montage rapide, les transformations plus facile dans la conception).

L'ensemble de la construction doit être conçu de telle sorte que les efforts extérieurs appliqués à la construction s'acheminent dans ces différents éléments et les attaches assurant la liaison entre ces éléments, jusqu'aux fondations sans la moindre ruine dans la construction.

L'ouvrage à étudier est un hangar en ossature métallique.

Pour cela, nous avons suivi le plan de travail suivant :

Chapitre I : Généralités ;

Chapitre II : Étude climatique ;

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaire ;

Chapitre IV : Étude de pont roulant;

Chapitre V : Étude du plancher mixte ;

Chapitre VI : Étude de contreventement ;

Chapitre VII : Étude sismique ;

Chapitre VIII : Vérification de l'ossature ;

Chapitre IX : calcul des assemblages ;

Chapitre X : étude de l'infrastructure ;

Chapitre XI : Calcul l'instabilité d'ensemble ;

Enfin, nous terminerons par une conclusion générale.

Chapitre I : Généralités

I.1 Introduction

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un hangar, de forme rectangulaire à quatre versants avec pont roulant et un plancher mixte acier-béton, destiné pour un atelier de fabrication des éléments de constructions métalliques.

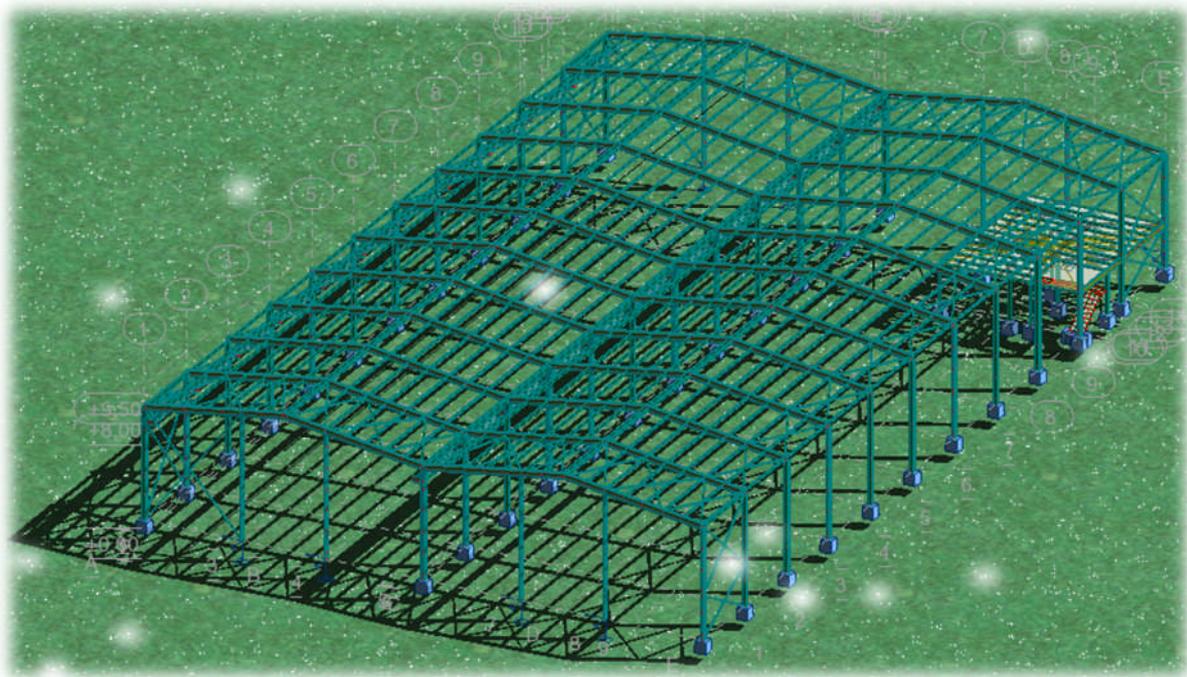


Figure I-1 vue en 3D de hangar

I.2 Situation du projet

Le projet sera implanté à commune de hassi bounif wilaya d'Oran qui est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) comme zone de moyenne sismicité (IIa).

I.3 Caractéristiques

I.3.1 Géométries de l'ouvrage

- Longueur totale= 64.00 m
- Largeur totale = 40.00 m
- Hauteur totale =9.50m
- Hauteur des poteaux =8.00m
- Longueur de planchez=12.00m
- Largeur de planchez =10.00
- Hauteur de plancher RCD=3.06m
- Hauteur de l'étage courant =3.06m

1.3.2 Pant roulant

Le pant roulant utilisée dans ce projet est un bipoutres à utilisation régulière en service intermittent avec soulèvement de charge variant de zéro à la charge nominale (group II)

- Capacité de charge maximale $Q= 15$ tonnes
- Portée de pont $L_p = 20$ m
- Distance de l'approche minimal $a= 1.20$ m
- Poids du pont roulant
- L'empâtement $e=3$ m
- Vitesse de translation maximale 60 m/min
- Vitesse de direction max 30 m/min
- Vitesse de levage max 5 m/min

1.3.3 Étude de sol

Les études faites sur le sol ou le projet sera implanté nous renseignent sur :

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance : **$\sigma_{adm}= 1.2$ 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 superficiel à une profondeur d'ancrage de 2.00 m.

1.3.4 Ossature et stabilité de la structure

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

1.3.4.1 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.

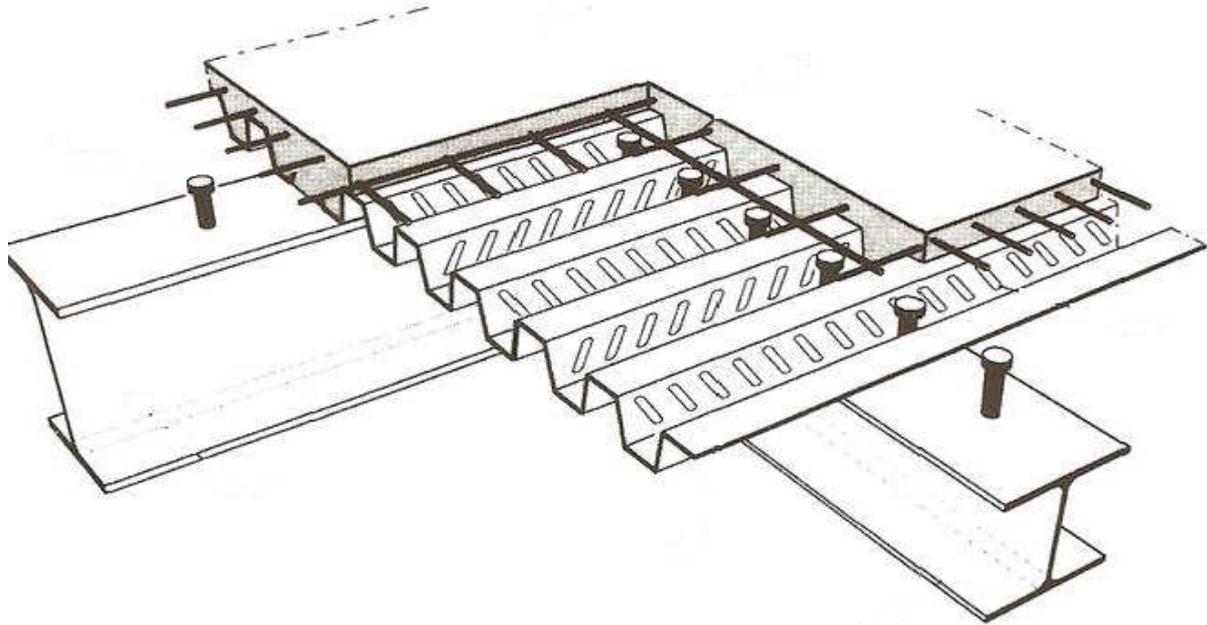


Figure I-2:Composition du plancher mixte.

I.3.4.2 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.3.4.3 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.3.4.4 Les façades et cloisons

Les façades extérieures sont réalisées avec des panneaux sandwichs fixés aux lisses de bardages, Les murs de la mezzanine sont réalisés en briques creuses d'épaisseur 10cm.

I.3.5 Matériaux utilisés

I.3.5.1 Acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon).

Le carbone n'intervient dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieur à 1%).

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,...).

I.3.5.1.1 Propriété de l'acier :

➤ Résistance

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement (Eurocode 03).

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

➤ 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%.

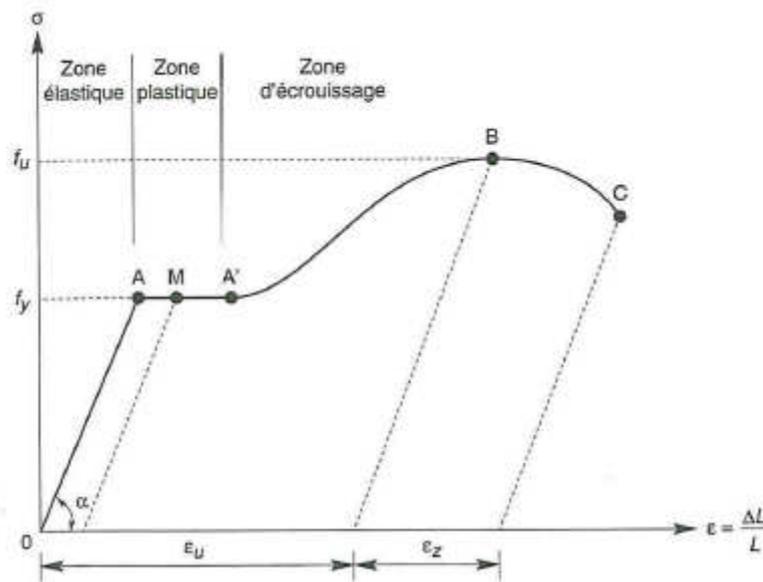


Figure I-3: Diagramme effort /déformation de l'acier.

➤ Propriétés mécaniques

- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg / m}^3$
- 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 : $\alpha = 12.10^{-6} / ^\circ\text{C}$

I.3.5.2 Le béton

Le béton est un matériau de construction Composé de granulats, de sable, ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvant pour en modifier les propriétés.

Le béton présente une excellente résistance à la compression jusqu'à 450 daN/cm^2 mais 10 fois moindre en traction ou en cisaillement.

I.3.5.2.1 Propriétés du béton

Le béton utilisé sera de classe C25 avec :

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

I.4 Règlement utilisée

- R.N.V.1999 : l'étude climatique se fera selon le règlement neige et vent Algérien 1999.
- CCM97 , Eurocodes 3 et 04 : l'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se feront conformément aux CCM97, l'Eurocode 3 et à Eurocode 4
- RPA 99 V2003 : l'étude sismique se fera suivant le règlement parasismique Algérien RPA2003 version 2003.
- D.T.R-B.C-22: charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- DTU 13.12 :Règlement de calcul des fondations superficielles

I.4.1 Les états limites

Un état limite est un état au-delà duquel la structure ne satisfait plus aux exigences pour lesquelles elle a été conçue. On en distingue état limite

I.4.1.1 État limite Ultime (E.L.U.)

Les états limites ultimes sont associés à la ruine de la structure, ils comprennent

- La perte d'équilibre de la structure ou de l'une de ses parties
- La ruine de la structure ou de l'un de ses éléments

I.4.1.2 État Limite de Service (E.L.S.)

Les états limites de service correspondent aux dépassements des critères spécifiés d'exploitation, ils comprennent :

- Les déformations et les flèches affectant l'aspect ou l'exploitation de la construction, ou provoquant des dommages à des éléments non structuraux
- Les vibrations incommodes les occupants, endommageant le bâtiment ou son contenu

[Cours de Francine SEINTURIER IUT Génie Civil de Grenoble "bases de calcul"]

I.5 Les Actions prises en compte

Une action est Une force (charge) appliquée à la structure (action directe) ou une déformation imposée (action indirecte), déplacements d'appuis, effets thermiques.

Les actions sont classées principalement en fonction de leur variation dans le temps :

- Actions Permanentes (G) : dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite, tel que :
 - Poids propre de la structure
 - Poussée des terres et liquides
- Actions variables (Q) : dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps tel que :
 - Charges d'exploitation
 - Charges climatiques (neige S, vent W) ;
 - Charges dues à l'effet de température (T)
 - Charges appliquées en cours d'exécution.
- Actions Accidentelles

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....

Chapitre II : Études climatiques

II.1 Introduction

Tout ouvrage doit résister aux actions verticales et horizontales. Parmi les actions horizontales on peut citer le vent. L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant. Par conséquent, Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction

Le calcul des actions dues au vent sera calculé par le règlement Neige et Vent du RNVA99. En effet, ce document technique règlementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ces différentes parties

II.2 Étude au vent

II.2.1 Détermination des différents paramètres ou coefficient de calcul

a) Effet de la région

Selon le RNVA 99, notre Projet est situé dans la commune (hassi bounif) de la wilaya de Oran qui est classé en zone I. Par conséquent, selon le(tableau 2-3 du RNVA99), la pression de référence est comme suit : $q_{ref}= 375 \text{ N/ m}^2$.

b) Effet du site

Cet effet est pris en compte à l'aide d'un coefficient appelé « coefficient d'exposition » ($C_e(z)$). Ce dernier tient compte des effets de la rugosité du terrain par le coefficient de rugosité ($C_r(z)$) et de la topographie du site par le coefficient de topographie ($C_t(z)$).

La structure sera implantée dans une zone industrielle :

D'où

- Le facteur de terrain $K_T=0,22$
 - Le paramètre de rugosité $Z_0=0,3$
 - La hauteur minimal $Z_{min}=8\text{m}$.
- } (tableau 2-4, chapitre II RNVA99).

Avec :

- K_T : Le facteur de terrain.
- Z_0 (m) : Le paramètre de rugosité.
- Z_{min} (m) : La hauteur minimale.

c) Coefficient de topographie

Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t=1$. (Tableau 2-5, chapitre II RNVA99).

d) Calcul du coefficient dynamique Cd

Cd 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.

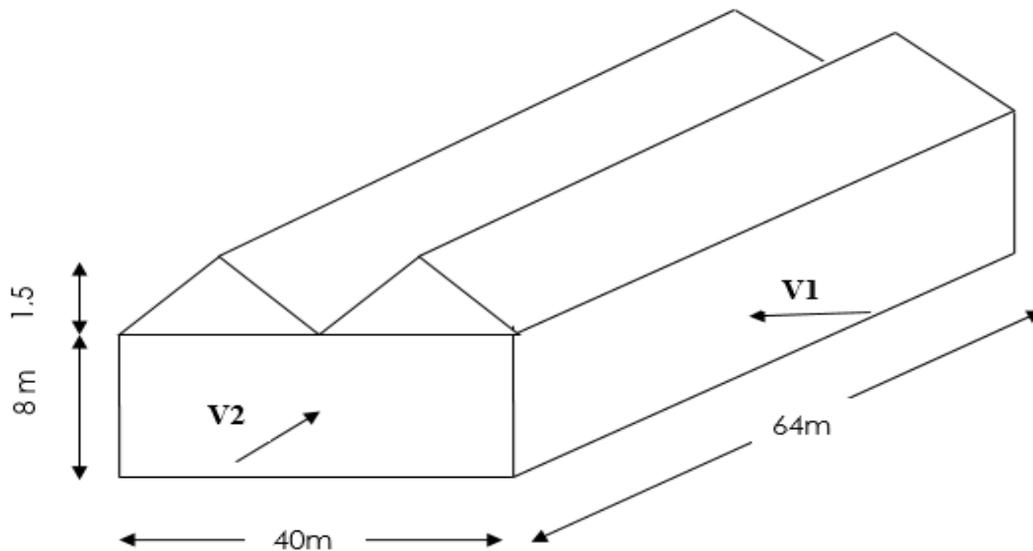


Figure II-1: Les directions principales du vent.

- 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.

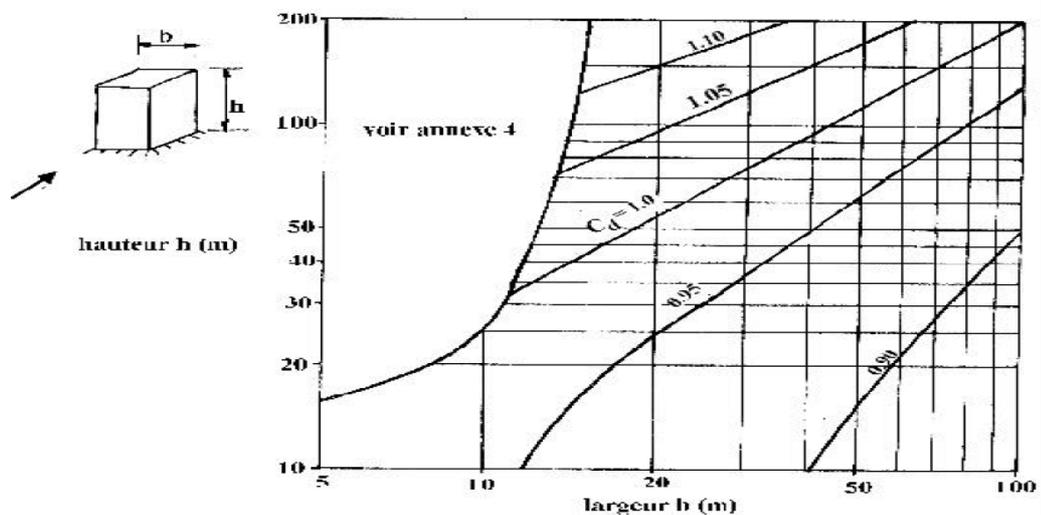


Figure II-2: Valeurs de C_d pour les structures métalliques. (Chapitre 3 fig3.2.RNV1999)

- **Direction longitudinale du vent V1 :** pour : $b_1=64\text{m}$ et $h=9.5\text{m}$; par interpolation on aura : $C_d=0.88$
- **Direction transversale du vent V2 :** pour : $b_2=40\text{m}$ et $h=9.5\text{m}$; par interpolation on aura : $C_d=0,90$

Pour les deux directions $C_d < 1,2$; donc la structure sera considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques.

Les valeurs de C_d sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II-1 : Les valeurs de C_d .

Direction du vent	h (m)	b (m)	C_d
V1	9.5	64	0.88
V2	9.5	40	0.90

II.3 Calcul de la pression

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

$$q_j = C_d \times q_{\text{dyn}} \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

II.3.1 Détermination de la pression q_{dyn}

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître – couple en éléments de surface j horizontaux, selon la procédure (3.1.1 du chapitre 2 du RNVA99) ; qui stipule que : les constructions dont la hauteur totale est inférieure au égale a 10m doivent être considérées comme un tout (un seul élément j).

La pression dynamique qui s'exerce sur un élément de surface j pour une structure permanente est donnée par la formule suivante :

$$q_{\text{dyn}}(z_j) = q_{\text{ref}} \times C_e(z_j) \quad (\text{N/m}^2)$$

Avec :

C_e : le coefficient d'exposition au vent.

z_j : la distance verticale entre le niveau du sol et le centre de l'élément j .

II.3.2 Coefficient de rugosité C_r

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est donné par la relation suivante :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \cdot \ln \frac{Z}{Z_0} & \text{si } Z_{\text{min}} \leq Z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \cdot \ln \frac{Z_{\text{min}}}{Z_0} & \text{si } Z < Z_{\text{min}} \end{cases}$$

Avec :

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

Les valeurs des C_r sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II-2: Valeurs de C_r .

niveau	$Z_{min}(m)$	$Z(m)$	Les formules	$C_r(z)$
Parois verticale	8	4	$Z < Z_{min}$	0.722
toiture	8	9.5	$Z_{min} \leq Z \leq 200m$	0.76

II.3.3 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 $C_d < 1.2$

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \cdot C_r(z)^2 \cdot \left[1 + \frac{7 \cdot K_T}{C_r(z) \cdot C_t(z)} \right] \quad (\text{Chap II RNV A99 Art 3.3})$$

Tableau II-3: Les valeurs de C_e

niveau	$C_t(z)$	$C_r(z)$	$C_e(z)$
Parois verticale	1	0.722	1.633
toiture	1	0.76	1.748

II.3.4 Valeurs des pressions dynamiques q_{dyn}

-Selon la relation :

$$q_{dyn}(z_j) = q_{ref} \times C_e(z_j) \quad (N/m^2)$$

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

Tableau II-4: Les valeurs de la pression dynamique.

niveau	$q_{ref} (N/m^2)$	$C_e(z_j)$	$q_{dyn}(z_j) (N/m^2)$
Parois verticale	375	1.633	612.375
toiture	375	1.748	655.5

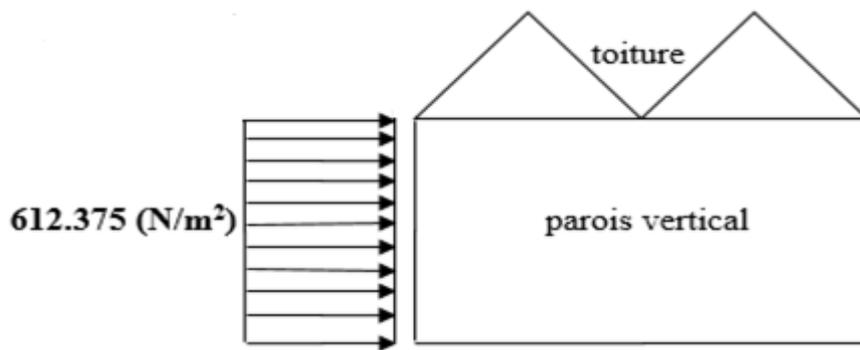


Figure II-3: Répartition de la pression dynamique.

II.3.5 Détermination des coefficients de pression

Cette étape concerne les deux directions du vent considérées.

II.3.5.1 Vent perpendiculaire au pignon (Sens V2)

II.3.5.1.1 Coefficient de pression extérieure C_{pe}

a) Parois verticales :

On se réfère au paragraphe (1.1.1.2 du chapitre 5 du RNVA99) pour la détermination des différentes zones de pression et au tableau (5-1) pour déterminer les valeurs des coefficients C_{pe} .

Pour cette direction du vent : $b=40\text{m}$, $d=64\text{m}$, $h=9.5\text{m}$.

$$e = \min [b, 2 \cdot h] = \min [40 ; 2 \cdot 9.5] \quad \text{donc } e=19\text{m}$$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à cette zone sont données sur la figure ci-dessous :

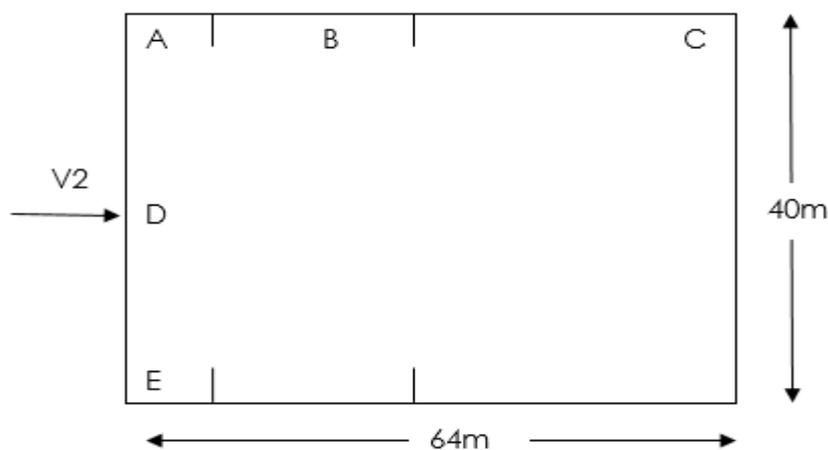


Figure II-4: Vue en plan des zones de pression sens V2

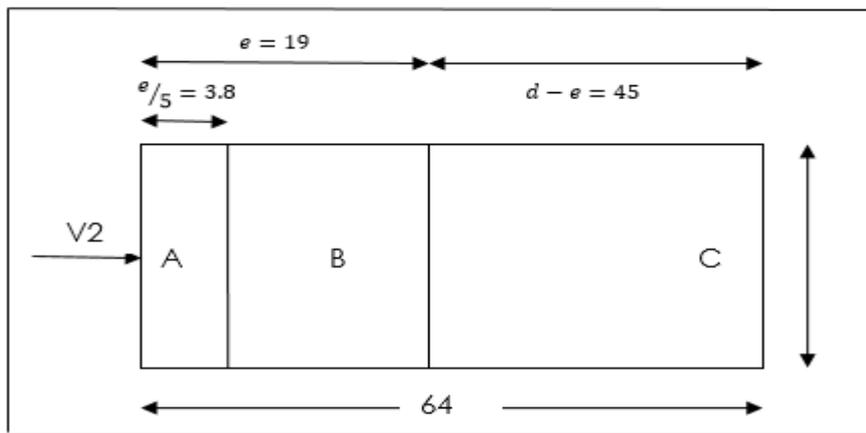


Figure II-5: Vue en élévation des zones de pression sens V2

Pour le calcul de C_{pe} on se réfère au paragraphe (1.1.2 chapitre 5 du RNVA99) :

$$\begin{cases} C_{pe} = C_{pe,1} \text{ si } S \leq 10\text{m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} + C_{pe,1}) * \log(s) \text{ si } 1\text{m}^2 \leq S \leq 10\text{m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,10} \text{ si } S \geq 10\text{m}^2 \end{cases}$$

On a une surface totale $>10 \text{ m}^2$; donc $C_{pe}=C_{pe,10}$

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

Tableau II-5: $C_{pe,10}$ correspondant à chaque zone de parois verticales sens V2

A	B	C	D	E
$C_{pe_{10}}$	$C_{pe_{10}}$	$C_{pe_{10}}$	$C_{pe_{10}}$	$C_{pe_{10}}$
-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

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

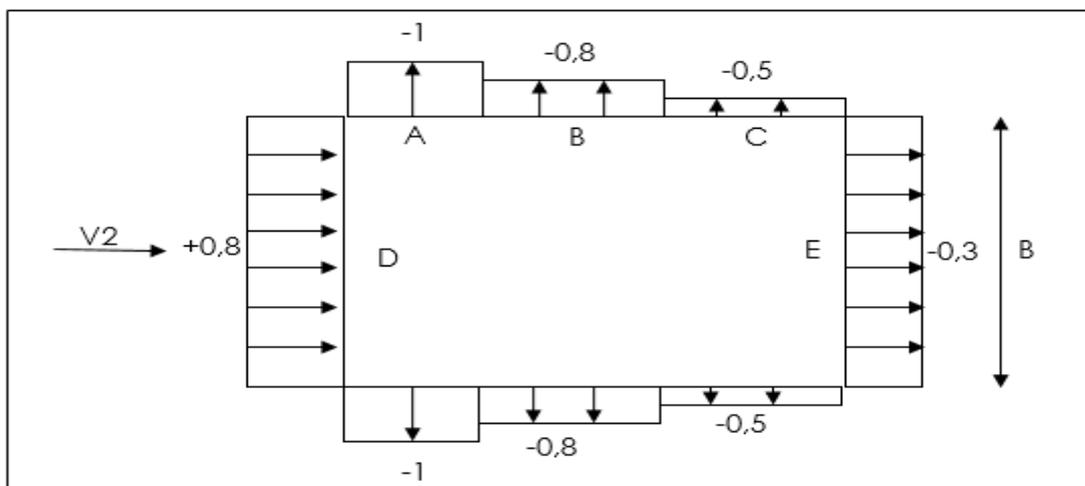


Figure II-6: $C_{pe,10}$ correspondant à chaque zone de parois verticales sens V2

b) Toiture :

Dans notre cas la toiture est à multiples versants avec une pente de 10% ce qui nous donne un angle $\alpha=8.53^\circ$; Selon RNVA 99 (§1.1.8 chap5) Les différentes zones de pression F, G, H et I sont représentées sur la figure suivante :

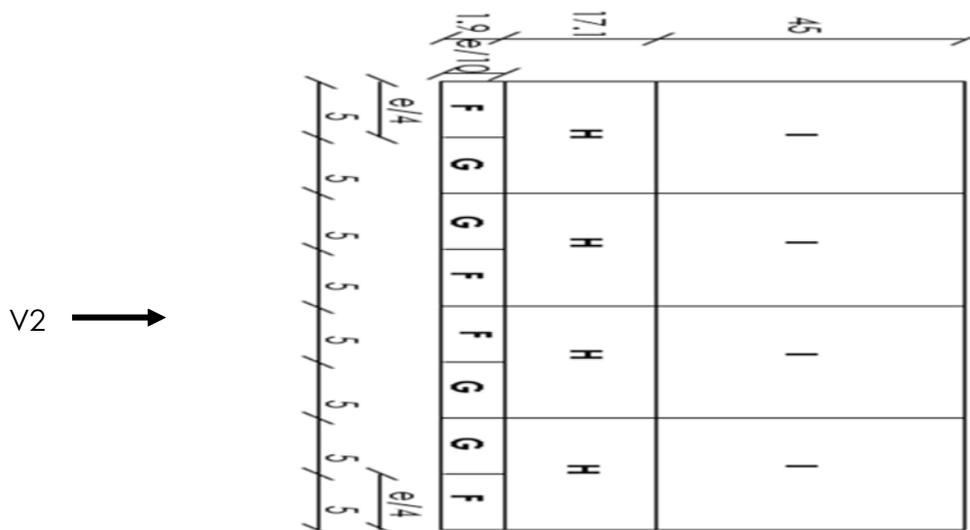


Figure II-7: Répartition des zones de pression sur la toiture sens V2.

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 5.3 RNVA99) ($\theta=90^\circ$).

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

Zone F : $s = 9.5 < 10m^2$

$$\begin{cases} C_{pe10} = -1.6 + \frac{-1.3 - (-1.6)}{15 - 5} \cdot (8.53 - 5) = -1.494 \\ C_{pe1} = -0.2 + \frac{-2 - (-2.2)}{15 - 5} \cdot (8.53 - 5) = -2.129 \end{cases}$$

Donc $c_{pe} = c_{pe1} + (c_{pe10} - c_{pe1}) * \log_{10}(s)$
 $c_{pe} = -1.508$

Zone G : $s = 9.5 < 10m^2$

$$\begin{cases} C_{pe10} = -1.8 + \frac{-1.9 - (-1.8)}{15 - 5} \cdot (8.53 - 5) = -1.835 \\ C_{pe1} = -2 + \frac{-2.5 - (-2)}{15 - 5} \cdot (8.53 - 5) = -2.176 \end{cases}$$

Donc $c_{pe} = c_{pe1} + (c_{pe10} - c_{pe1}) * \log_{10}(s)$
 $c_{pe} = -1.843$

Zone H : $s = 171 > 10m^2$

$$C_{pe10} = C_{pe} = -0.6 + \frac{-0.8 - (-0.6)}{15 - 5} \cdot (8.53 - 5) = -0.671$$

$$C_{pe} = -0.671$$

Zone I : $s = 450 > 10m^2$

$$C_{pe10} = C_{pe} = -0.5 + \frac{-0.7 - (-0.5)}{15 - 5} \cdot (8.53 - 5) = -0.571$$

$$C_{pe} = -0.57$$

Tableau II-6: Valeur de Cpe pour la toiture sens V2

	F	G	H	I
C_{pe}	-1,508	-1,843	-0,671	-0,571

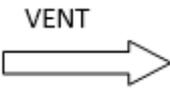
	F=-1.508	H	I
	G=-1.843	-0.671	-0.571
	G=-1.843	H	I
	F=-1.508	-0.671	-0.571
	F=-1.508	H	I
	G=-1.843	-0.671	-0.571
	G=-1.843	H	I
	F=-1.508	-0.671	-0.571

Figure II-8: Valeurs de Cpe pour la toiture sens V2.

II.3.5.1.2 Coefficient de pression intérieure C_{pi}

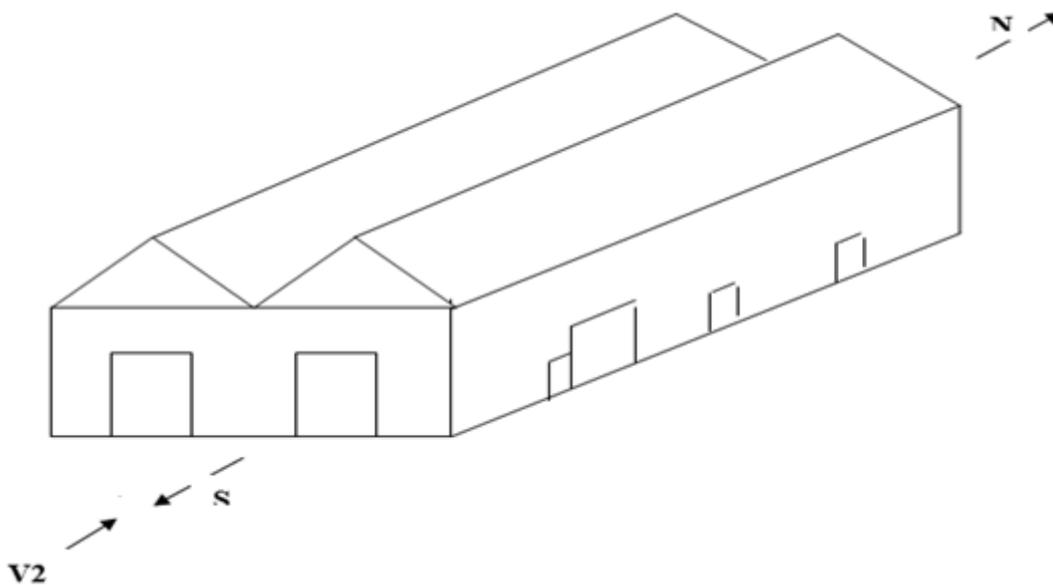


Figure II-9: calcule le coefficient de pression intérieure dans le sens de v2

Pour chaque cas on détermine l'indice de perméabilité comme suite :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{Des surfaces des ouvertures sous vent et // au vent}}{\sum \text{Des surfaces totales des ouvertures}}$$

➤ **VENT 2 (S → N)**

• **1^{er} cas : surpression intérieure**

Ce cas correspond à celui d'ouverture face au vent ouvert et l'autre ouverture fermée.

$$\mu_p = \frac{0}{2(6*5.97)+6(2.4*1.85)+2(5.87*5.6)}$$

$$\mu_p = 0$$

Donc d'après la figure 5.15 du (RNVA 99) on tire

$$C_{pi} = +0.8$$

• **2^{eme} cas : dépression intérieure**

Ce cas correspond à celui de toute l'ouverture sante ouvertes (au bien face au vent fermé et les autres ouvertures ouvertes.

$$\mu_p = \frac{6(2.4*1.85)+2(5.87*5.6)}{2(6*5.97)+6(2.4*1.85)+2(5.87*5.6)}$$

$$\mu_p = 0.563$$

Donc :

$$C_{pi} = +0.12$$

➤ **VENT 2 (N → S)**

• **1^{er} cas : surpression intérieure**

Ce cas correspond à celui d'ouverture face au vent ouvert et l'autre ouverture fermée.

$$\mu_p = \frac{0}{2(6*5.97)+6(2.4*1.85)+2(5.87*5.6)}$$

$$\mu_p = 0$$

Donc d'après la figure 5.15 du (RNVA 99) on tire

$$C_{pi} = +0.8$$

• **2^{eme} cas : dépression intérieure**

Ce cas correspond à celui de toute l'ouverture sante ouvertes (au bien face au vent fermé et les autres ouvertures ouvertes.

$$\mu_p = \frac{2(6*5.97)+6(2.4*1.85)+2(5.87*5.6)}{2(6*5.97)+6(2.4*1.85)+2(5.87*5.6)}$$

$$\mu_p = 1$$

Donc d'après la figure 5.15 du (RNVA 99) on tire

$$C_{pi} = -0.5$$

➤ **Remarque :**

Cette seconde possibilité quand le vent frappe le pignon est toujours la plus défavorable dans le cas de la dépression intérieure.

Donc, on considère deux cas les plus défavorables

$$\left\{ \begin{array}{l} C_{pi} = -0.5 \quad \text{pour le cas dépression intérieure.} \\ C_{pi} = +0.8 \quad \text{pour le cas surpression intérieure.} \end{array} \right.$$

Calcul et schématisation des différents 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 :

• **1er cas : surpression intérieure**

Pour : $C_{pi} = +0.8$

Tableau II-7: les valeurs des surpressions q_j pour le sens V2

Parois verticales :

ZONE	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$q_j [N/m^2]$
D	0,90	612,375	0,8	0,8	0
A	0,90	612,375	-1	0,8	-992.04
B	0,90	612,375	-0,8	0,8	-881.82
C	0,90	612,375	-0,5	0,8	-716.478
E	0,90	612,375	-0,3	0,8	-606.25

Toiture :

ZONE	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$q_j [N/m^2]$
F	0,90	612,375	-1,51	0,8	-1272.02
G	0,90	612,375	-1,84	0,8	-1456.65
H	0,90	612,375	-0,67	0,8	-810.723
I	0,90	612,375	-0,57	0,8	-755.61

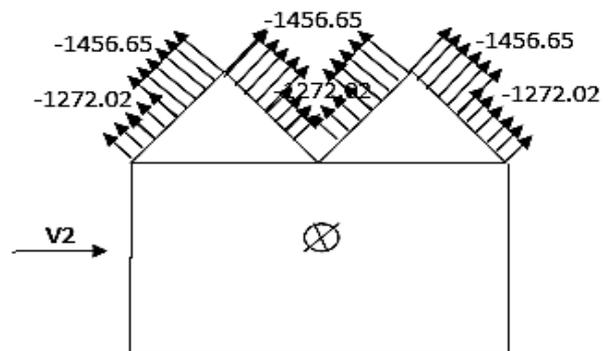
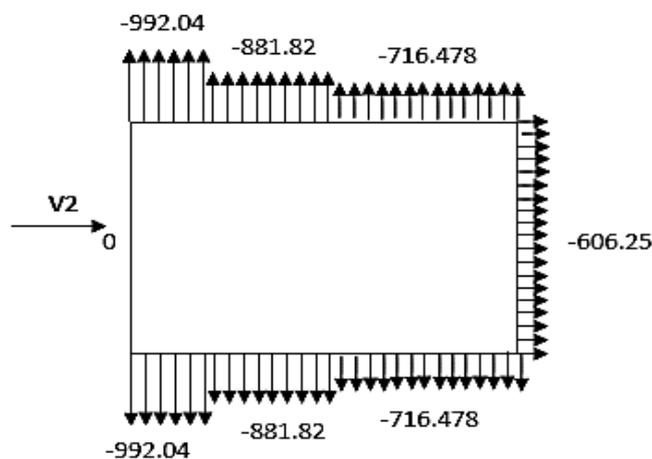


Figure II-10: les schémas surpressions sur la paroi verticale et la toiture dans le sens V2

• 2eme cas : dépression intérieur

Pour : $C_{pi} = -0.5$

Tableau II-8: les Valeurs des surpressions q_j pour le sens V2.

Parois verticales :

ZONE	C_d	Q_{dyn}	C_{Pe}	C_{pi}	q_j [N/m ²]
D	0,90	612,375	0.8	-0.5	716.478
A	0,90	612,375	-1	-0.5	-275.569
B	0,90	612,375	-0.8	-0.5	-165.341
C	0,90	612,375	-0.5	-0.5	0
E	0,90	612,375	-0,3	-0.5	110.227

Toiture :

ZONE	C_d	Q_{dyn}	C_{Pe}	C_{pi}	q_j [N/m ²]
F	0,90	612,375	-1.51	-0.5	-555.55
G	0,90	612,375	-1.84	-0.5	-740.17
H	0,90	612,375	-0.67	-0.5	-94.24
I	0,90	612,375	-0.57	-0.5	-39.13

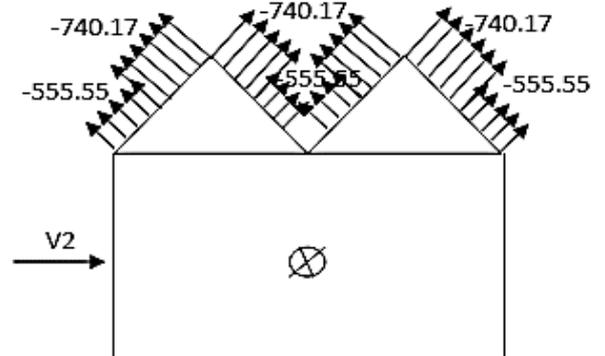
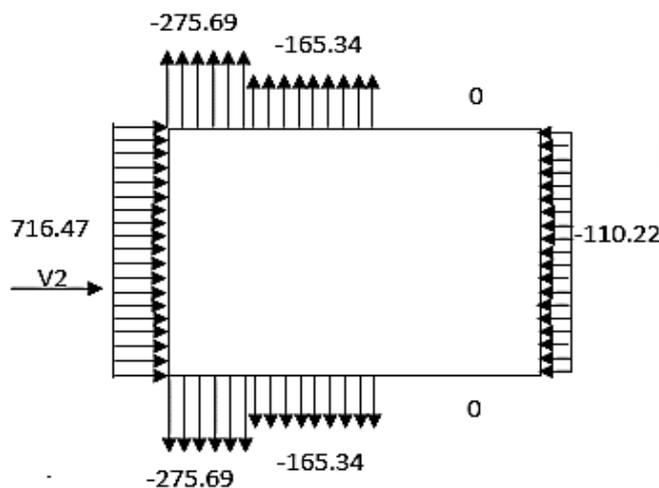


Figure II-11: les schémas surpressions sur la paroi verticale et la toiture dans le sens V2

• Remarque :

On voit bien sur les figures de distribution des pressions totales ainsi que les tableaux que le premier cas (de surpression interne) correspond au cas le plus défavorables pour toutes les zones sauf pour la zone D (parois verticale face au vent) au c'est le deuxième cas qui est le plus défavorable.

II.3.5.2 Vent perpendiculaire au long pan (sens V₁) :

Pour cette direction du vent, nous suivrons les mêmes étapes que pour le sens V₁

II.3.5.2.1 Coefficient de pression extérieure C_{pe}

a) Parois verticales :

Pour cette direction du vent on a b=64m, d= 40m, h= 9.5m

$e = \min [b ; 2 \cdot h] = \min [64 ; 2 \cdot 9.5] = 19m.$

$d=40m > e= 19m$

Les zones de pressions et les valeurs respectives des coefficients correspondant à cette zone sont données sur la figure ci-dessous :

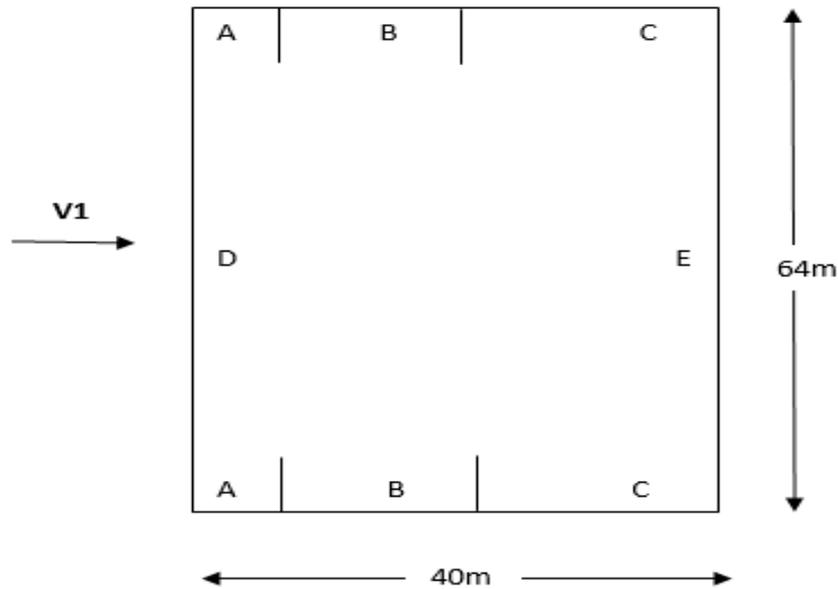


Figure II-12: Vue en plan des zones pressions sens V1

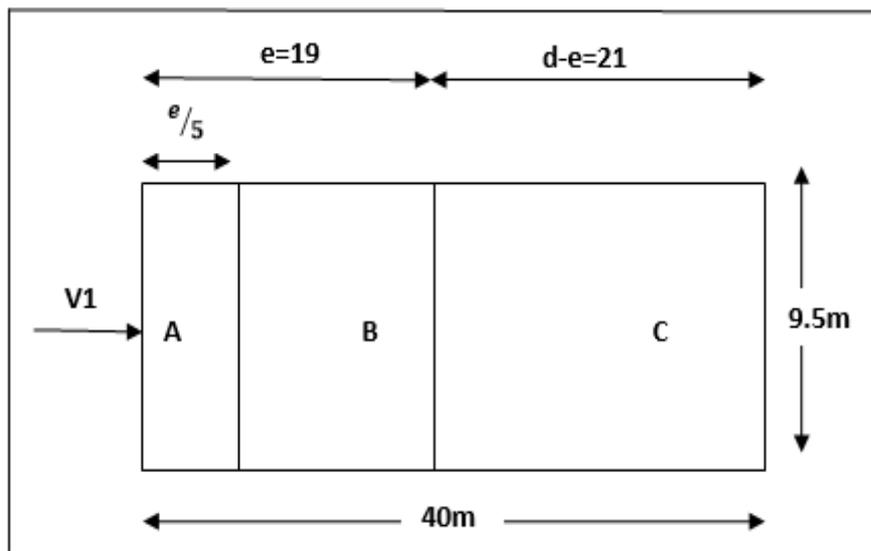


Figure II-13: Vue en élévation des zones de pressions sens V1

Pour cette direction toutes les surfaces sont supérieurs à 10m², donc $C_{pe}=C_{pe,10}$.

Tableau II-9: C_{pe,10} correspondant à chaque zone de parois verticales sens V1

A'	B'	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1	-0.8	+0,8	-0,3

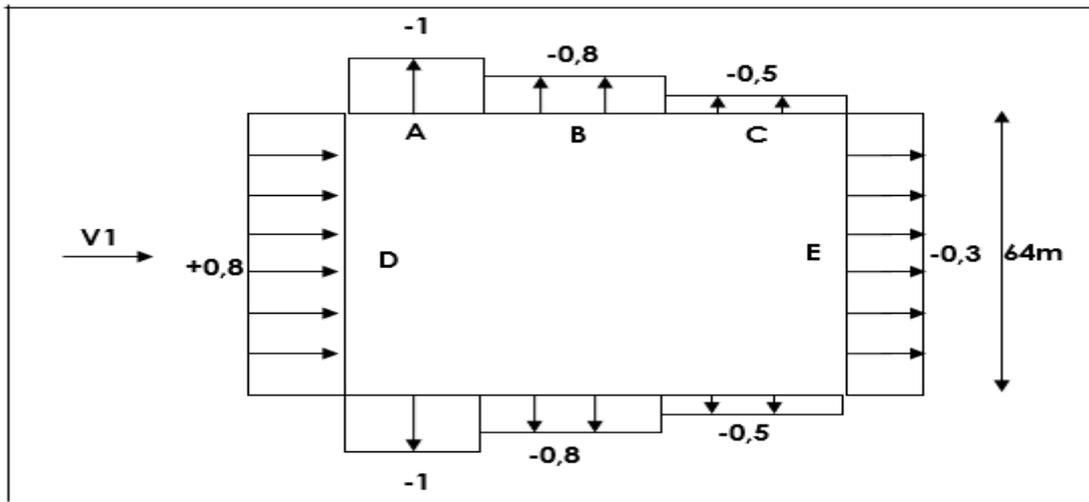


Figure II-14: Cpe,10 correspondant à chaque zone de parois verticales sens V1

b) Toiture

Dans notre cas la toiture est à multiple versants avec une pente de 10% ce qui nous donne un angle $\alpha=8.53$; Selon RNVA 99 (§1.1.8 chap5).

Les différentes zones de pression F, G et H sont représentées sur la figure suivante :

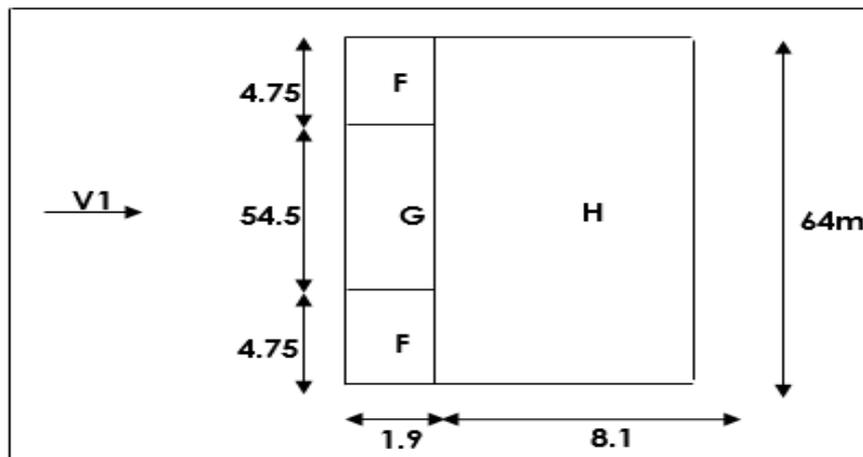


Figure II-15: Valeurs de Cpe, pour la toiture sens V1

Pour les versants de toiture, les valeurs des coefficients de pressions extérieurs 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 5.3 RNVA99) pour $\phi=0$.

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

Zone F : $s = 9.025 < 10m^2$

$$\begin{cases} C_{pe10} = -1.7 + \frac{-0.9 - (-1.7)}{15 - 5} \cdot (8.53 - 5) = -1.418 \\ C_{pe1} = -2.5 + \frac{-2 - (-2.5)}{15 - 5} \cdot (8.53 - 5) = -2.326 \end{cases}$$

Donc $c_{pe} = c_{pe1} + (c_{pe10} - c_{pe1}) \cdot \log_{10}(s)$
 $c_{pe} = -1.458$

Zone G : $s = 5425 \cdot 1.9 = 103.55m^2 > 10m^2$

$$C_{pe10} = c_{pe} = -1.2 + \frac{-0.8 - (-1.2)}{15 - 5} \cdot (8.53 - 5) = -1.059$$

Donc $c_{pe} = -1.059$

Zone H : $s = 8.1 \cdot 64 = 518.4m^2 > 10m^2$

$$C_{pe10} = C_{pe} = -0.6 + \frac{-0.3 - (-0.6)}{15 - 5} \cdot (8.53 - 5) = -0.494$$

Donc $C_{pe} = -0.671$

Pour deuxième et troisième versants $C_{pe} = -1$ par contre quatrième versants

$C_{pe} = -0.6$ D'après le cas a de la (figure 5.7 dans le RNVA 99)

Tableau II-10: Valeur de Cpe pour la toiture sens V1

	F	G	H	Versants 2 et 3	Versant 4
C _{Pe}	-1,458	-1,059	-0,494	-1	-0.6

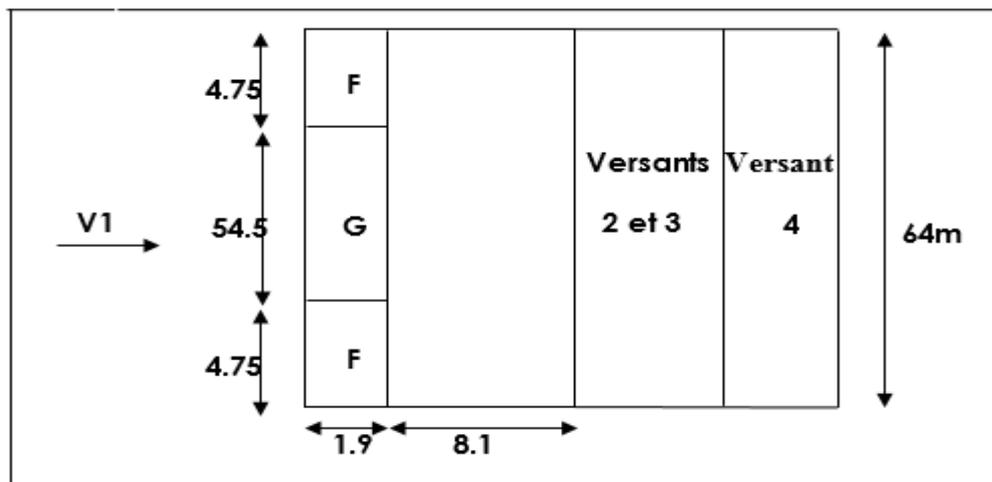


Figure II-16: Valeurs de Cpe, pour la toiture.

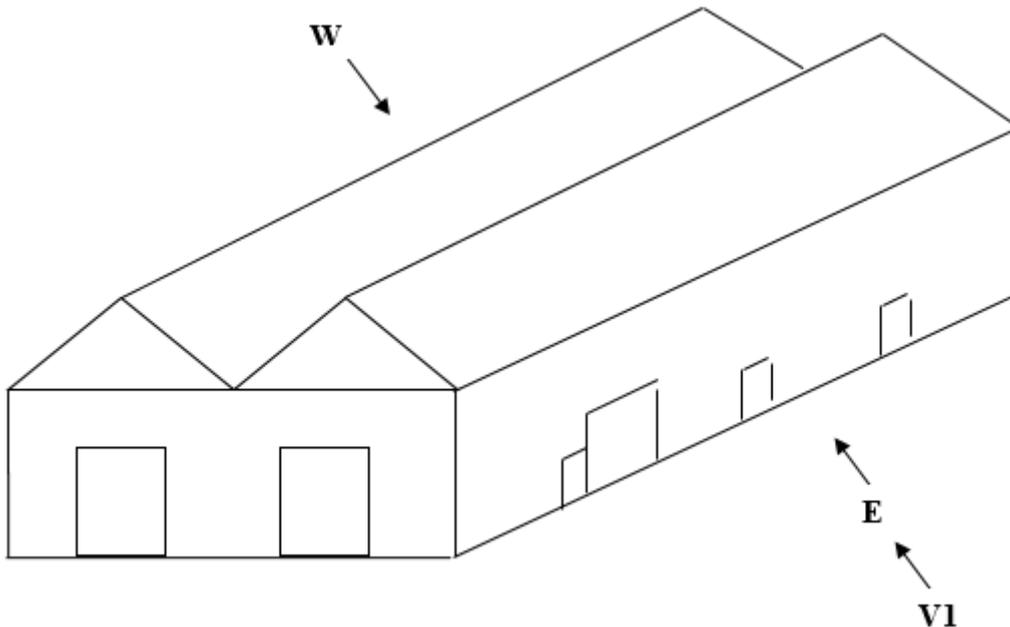
II.3.5.2.2 Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Figure II-17: calcule le coefficient de pression intérieure dans le sens de v1

Pour chaque cas on détermine l'indice de perméabilité comme suite :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{Des surfaces des ouvertures sous vent et // au vent}}{\sum \text{Des surfaces totales des ouvertures}}$$

➤ **VENT 1 (E ↔ W)**

• **1er cas : surpression intérieure**

Ce cas correspond à celui d'ouverture face au vent ouvert et l'autre ouverture fermée.

$$\mu_p = \frac{0}{2(6*5.97)+6(2.4*1.85)+2(5.87*5.6)}$$

$$\mu_p = 0$$

Donc d'après la figure 5.15 du (RNVA 99) on tire

$$C_{pi} = +0.8$$

• 2eme cas : dépression intérieure

Ce cas correspond à celui de toute l'ouverture sante ouvertes (au bien face au vent fermé et les autres ouvertures ouvertes).

$$\mu_p = \frac{2(6 \cdot 5.97) + 3(2.4 \cdot 1.85) + (5.87 \cdot 5.6)}{2(6 \cdot 5.97) + 3(2.4 \cdot 1.85) + (5.87 \cdot 5.6)}$$

$$\mu_p = 1$$

Donc : $C_{pi} = -0.5$

Calcul et schématisation des différents pressions

Dans le cas de vent longitudinal agissant sur long pan, et en utilisant la formule :

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

• 1er cas : surpression intérieure

Pour : $C_{pi} = +0.8$

Tableau II-11: les Valeurs des surpressions qj pour le sens V1

Paroi verticale :

Toiture :

ZONE	C _d	Q _{dyn}	C _{Pe}	C _{pi}	q _j [N/m ²]
D	0,88	655.5	0.8	0,8	0
A	0,88	655.5	-1	0,8	-1038.312
B	0,88	655.5	-0.8	0,8	-922.944
C	0,88	655.5	-0.5	0,8	-749.892
E	0,88	655.5	-0,3	0,8	-634.524

ZONE	C _d	Q _{dyn}	C _{Pe}	C _{pi}	q _j [N/m ²]
F	0,88	655.5	-1.46	0.8	-1302.5
G	0,88	655.5	-1.06	0.8	-1072.35
H	0,88	655.5	-0.49	0.8	-746.31
Versants 2et3	0.88	655.5	-1	0.8	-1038.31
Versant 4	0,88	655.5	-0.6	0.8	-807.576

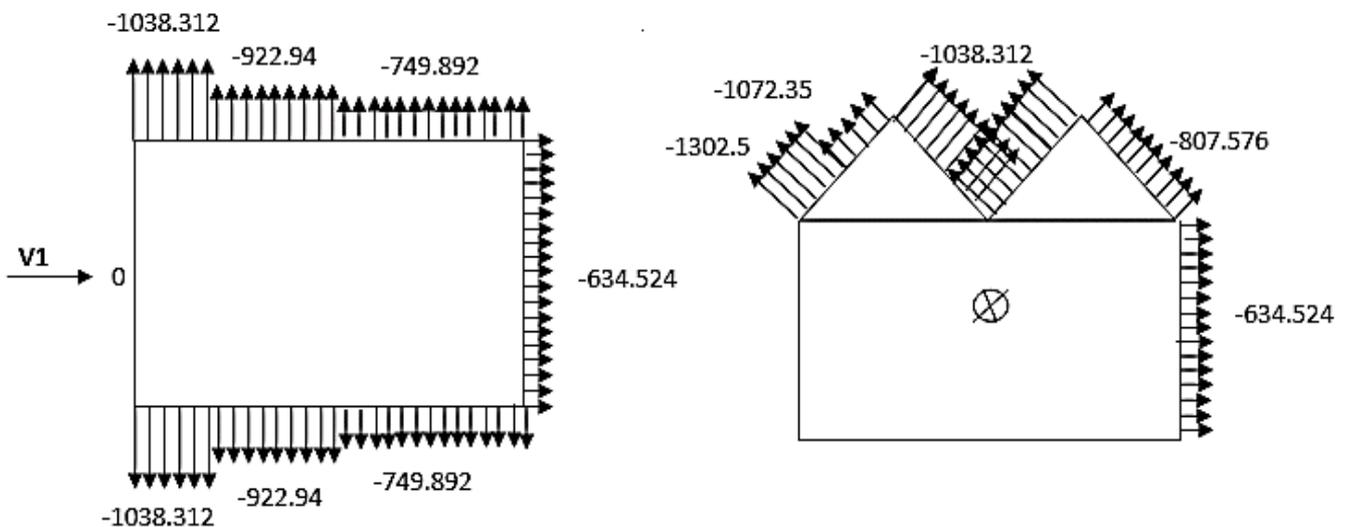


Figure II-18: les schémas surpressions sur la paroi verticale et la toiture dans le sens V1

• 2eme cas : dépression intérieure

Pour : $C_{pi} = -0.5$

Tableau II-12: les Valeurs des surpressions q_j pour le sens V1

Parois verticales :

ZONE	C_d	Q_{dyn}	C_{Pe}	C_{pi}	q_j [N/m ²]
D	0,88	655.5	0.8	-0.5	749.892
A	0,88	655.5	-1	-0.5	-288.42
B	0,88	655.5	-0.8	-0.5	-173.052
C	0,88	655.5	-0.5	-0.5	0
E	0,88	655.5	-0,3	-0.5	131.98

Toiture :

ZONE	C_d	Q_{dyn}	C_{Pe}	C_{pi}	q_j [N/m ²]
F	0,88	655.5	-1.46	-0.5	-372.638
G	0,88	655.5	-1.06	-0.5	-323.030
H	0,88	655.5	-0.49	-0.5	5.7684
Versant 2et3	0,88	655.5	-1	-0.5	-288.42
Versant 4	0,88	655.5	-0.6	-0.5	-57.684

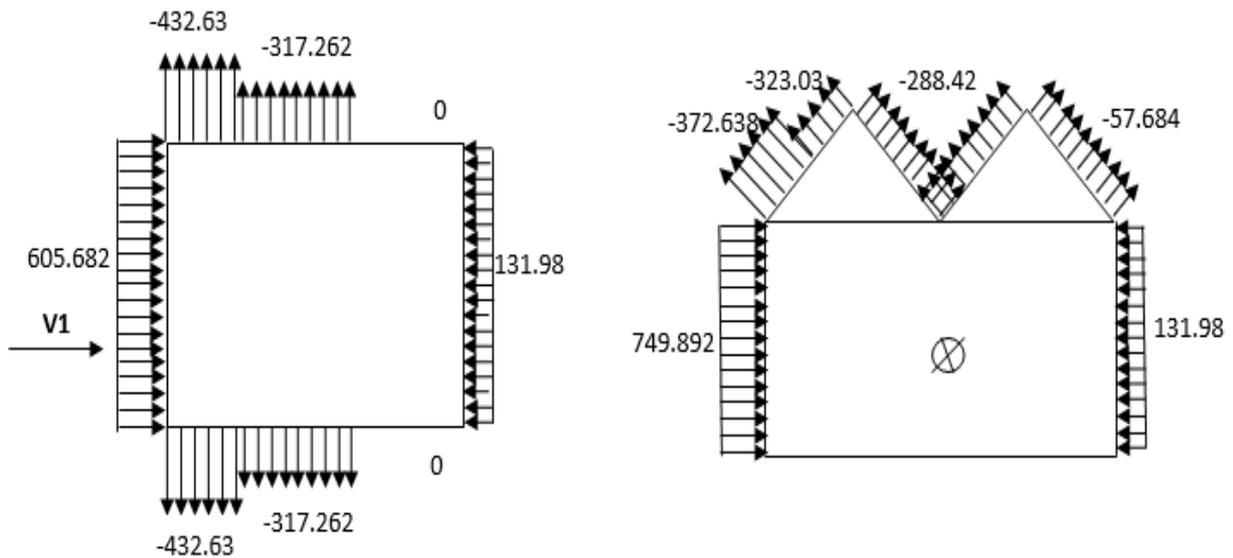


Figure II-19: les schémas surpressions sur la paroi verticale et la toiture dans le sens V1

➤ Remarque :

On voit bien sur les figures de distribution des pressions totales ainsi que les tableaux que le premier cas (de surpression interne) correspond au cas le plus défavorables pour toutes les zones sauf pour la zone D (parois verticale face au vent) au c'est le deuxième cas qui est le plus défavorable.

II.4 Récapitulation des cas les plus défavorables

Nous pouvons récapituler sur le tableau ci-dessous les valeurs maximales des pressions les plus défavorables avec leur C_{pi} , correspondant pour le cas du vent sur **long pan** :

Tableau II-13: récapitulation des valeurs de la pression maximale pour les deux cas de surpression et dépression intérieur

ZONE	C_d	Q_{dyn}	C_{Pe}	C_{pi}	q_j [N/m ²]
D	0.88	655.5	0.8	-0.5	<u>749.892</u>
A	0.88	655.5	-1	0.8	<u>-1038.312</u>
B	0.88	655.5	-0.8	0.8	-922.944
C	0.88	655.5	-0.5	0.8	-749.892
E	0.88	655.5	-0.3	0.8	-634.524
F	0.88	655.5	-1.458	0.8	<u>-1302.5</u>
G	0.88	655.5	-1.059	0.8	-1072.35
H	0.88	655.5	-0.494	0.8	-746.31
Versants 2et3	0.88	655.5	-1	0.8	-1032.312
Versant 4	0.88	655.5	-0.6	0.8	-807.576

Ainsi nous pouvons récapituler sur le tableau ci-dessous les valeurs maximales des pressions les plus défavorables avec leur C_{pi} , correspondant pour le cas du vent sur **pingon** :

Tableau II-14: récapitulation des valeurs de la pression maximale pour les deux cas de surpression et dépression intérieur.

ZONE	C_d	Q_{dyn}	C_{Pe}	C_{pi}	q_j [N/m ²]
D	0.90	612.375	0.8	-0.5	<u>716.478</u>
A	0.90	612.375	-1	0.8	<u>-992.04</u>
B	0.90	612.375	-0.8	0.8	-881.82
C	0.90	612.375	-0.5	0.8	-716.478
E	0.90	612.375	-0.3	0.8	-606.25
F	0.90	612.375	-1.508	0.8	-1272.025
G	0.90	612.375	-1.843	0.8	<u>-1456.65</u>
H	0.90	612.375	-0.671	0.8	-810.723
I	0.90	612.375	-0.571	0.8	.61-755

➤ **Remarque :**

Les valeurs soulignées sont celles qui correspondent aux valeurs maximales. Elles sont susceptibles d'être prises en compte pour le dimensionnement des panne de toiture (**zone F**) des lisses de bardages ainsi que des potelets (**zone A et D**).

II.5 Calcul de la force de frottement :(RNVA99-chapitre 2 § 1.4)

Selon le paragraphe 1.4.2 du chapitre 2 du RNVA99, les constructions pour lesquelles les forces de frottements doivent être calculées sont celles pour lesquelles :

Le rapport $d/b \geq 3$ et Le rapport $d/h \geq 3$ est vérifié, avec :

- b : dimension de la construction perpendiculaire au vent
- d : dimension de la construction parallèle au vent
- h : hauteur de la construction.

➤ **Pour la direction V1 (long pan)**

On a $b=40m$, $d=64m$, $h= 9.5m$

$$\begin{cases} \frac{d}{b} = \frac{64}{40} = 1.6m < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{64}{9.5} = 6.73m > 3 \end{cases}$$

L'une des conditions est vérifiée. Il y a donc lieu de considérer les forces de frottement

Selon (RNVA99-chapitre 2 § 1.4.3) la force de frottement F_{fr} est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) * C_{fr,j} * S_{fr,j})$$

Où :

- J indique un élément de surface parallèle à la direction du vent
- Z_j (en m) est la hauteur du centre d'élément j
- q_{dyn} (en n/m) est la pression dynamique du vent
- $S_{fr,j}$ (en m^2) est l'aire de élément de surface j
- $C_{fr,j}$ est le coefficient de frottement pour élément de surface j (voir tableau 2.1)

La force de frottement est applicable aux surfaces totales des parois parallèles au vent

Dont notre cas les ondulations est perpendiculaire aux vents

$$\begin{aligned} \text{Et} \quad C_{fr,j} &= 0.04 \\ F_{fr} &= 612.375 * 0.04 * ((40 * 8) + (20 * 1.5)) * 2 \\ F_{fr} &= 17.15 \text{kn} \end{aligned}$$

➤ **Pour la direction V₂ (pingon)**

On a : b=64m, d=40m, h= 9.5m

$$\begin{cases} \frac{d}{b} = \frac{40}{64} = 0.625m < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{40}{9.5} = 4.21m > 3 \end{cases}$$

L'une des conditions est verifiée.il y a donc lieu de considérer les forces de frottement

Dont notre cas les ondulations est perpendiculaire aux vents

$$\text{Donc } C_{fr,j} = 0.04$$

❖ **Pour toiture**

$$\begin{aligned} F_{fr} &= 655.5 * 0.04 * (10.11 * 64 * 4) \\ \text{Donc } F_{fr} &= 67.862 \text{ kn} \end{aligned}$$

❖ **Pour Parois verticale**

$$\begin{aligned} F_{fr} &= 612.375 * 0.04 * (8 * 64 * 2) \\ \text{Donc } F_{fr} &= 25.082 \text{ kn} \end{aligned}$$

II.6 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.

La force résultante R est donnée par :

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

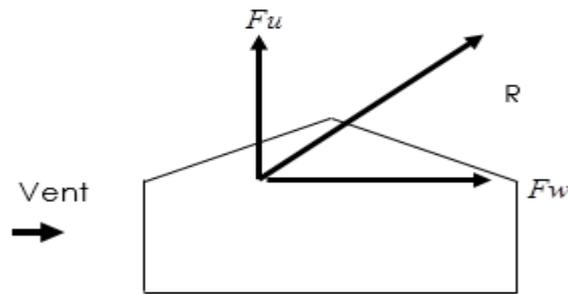


Figure II-20:force résultante R .

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.

➤ **Direction du vent V_2 :**

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

❖ **Toiture :**

Zone F : $S_F = 1.9 \times 5 = 9.5 \text{ m}^2$

Zone G : $S_G = 1.9 \times 5 = 9.5 \text{ m}^2$

Zone H : $S_H = 17.1 \times 10 = 171 \text{ m}^2$

Zone I : $S_I = 45 \times 10 = 450 \text{ m}^2$.

❖ **Parois verticales :**

Zone D : $S_D = 8 \times 40 = 320 \text{ m}^2$. (Pour chaque étage)

Zone E : $S_E = 8 \times 40 = 320 \text{ m}^2$. (Pour chaque étage)

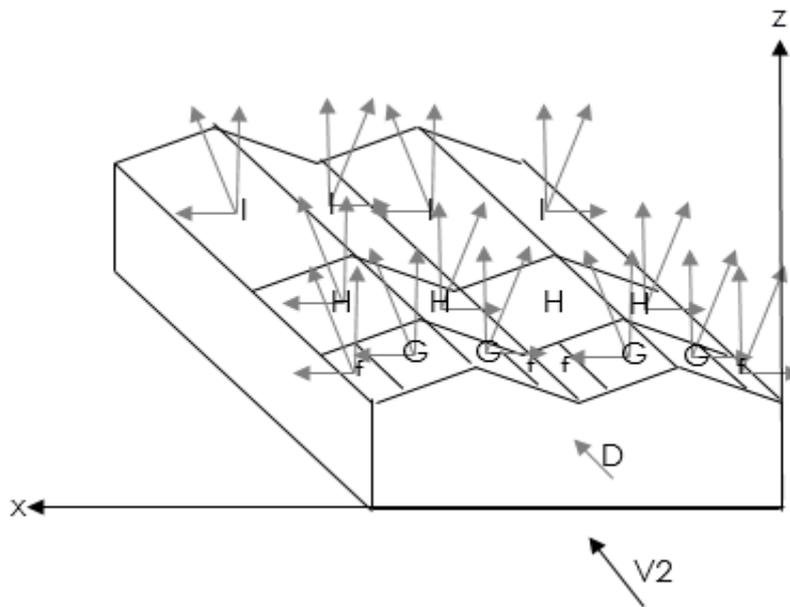


Figure II-21: Représentation des surfaces sens du vent V2.

Tableau II-15: Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V2

Zone	Niveau	Composantes horizontales (KN)	Composantes verticales (KN)
D	Parois vertical	$716.478 \cdot 40 \cdot 8 \cdot 10^{-3} = 229.273$	0
E	Parois vertical	$606.25 \cdot 40 \cdot 8 \cdot 10^{-3} = 194$	0
F	Toiture	0	$1272.025 \cdot 1.9 \cdot 5 \cdot 10^{-3} = 12.084 \cdot 4$
G	Toiture	0	$1456.65 \cdot 1.9 \cdot 5 \cdot 10^{-3} = 13.838 \cdot 4$
H	Toiture	0	$810.723 \cdot 17.1 \cdot 10 \cdot 10^{-3} = 138.633 \cdot 4$
I	Toiture	0	$755.61 \cdot 45 \cdot 10 \cdot 10^{-3} = 340.0245 \cdot 4$
F _{fr}		92.943	0
TOTAL		R _x =516.216	R _z =2018.32

➤ **Direction du vent V1:**

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

❖ **Toiture :**

Zone F₁ : $S_{F1} = 4.75 \cdot 1.9 = 9.025 \text{m}^2$.

Zone F₂ : $S_{F2} = 4.75 \cdot 1.9 = 9.025 \text{m}^2$.

Zone G : $S_G=54.5*1.9=103.55m^2$.

Zone H : $S_H=8.1*64=526.5 m^2$.

Zone versants 2 et 3 : $S_v=10*64=640 m^2$.

Zone versant 4: $S_{v4}=10*64=640 m^2$.

❖ **Parois verticales :**

Zone D : $S_D= 64*8=512 m^2$.

Zone E : $S_E=64*8=512m^2$.

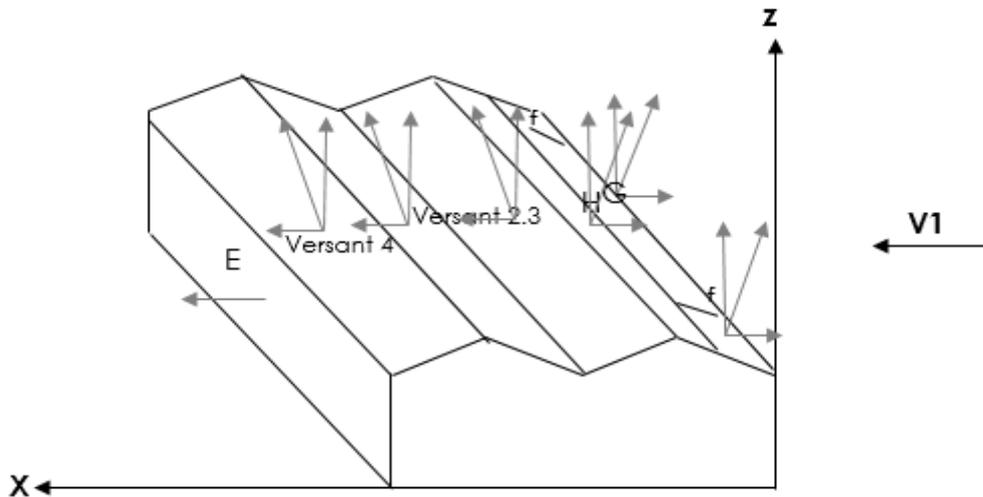


Figure II-22:Représentation des surfaces sens du vent V1

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

Zone	Niveau	Composantes horizontales (KN)	Composantes verticales (KN)
D	Parois vertical	$749.892*64*8*10^{-3}=383.95$	0
E	Parois vertical	$634.524*64*8*10^{-3} =324.876$	0
F ₁	Toiture	0	$1302.5*4.75*1.9*10^{-3} =11.755$
F ₂	Toiture	0	$1302.5*4.75*1.9*10^{-3} =11.755$
G	Toiture	0	$1072.35*54.5*1.9*10^{-3} =111.04$
H	Toiture	0	$746.31*8.1*64*10^{-3} =386.887$
Versants 2, 3	Toiture	0	$1032.312*64*8*10^{-3} =528.54$
Versant 4	Toiture	0	$807.576*64*8*10^{-3} =413.478$
F _{fr}		17.15	0
TOTAL		R _x =725.026	R _z =1505.155

II.7 Étude a la neige

II.7.1 But

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

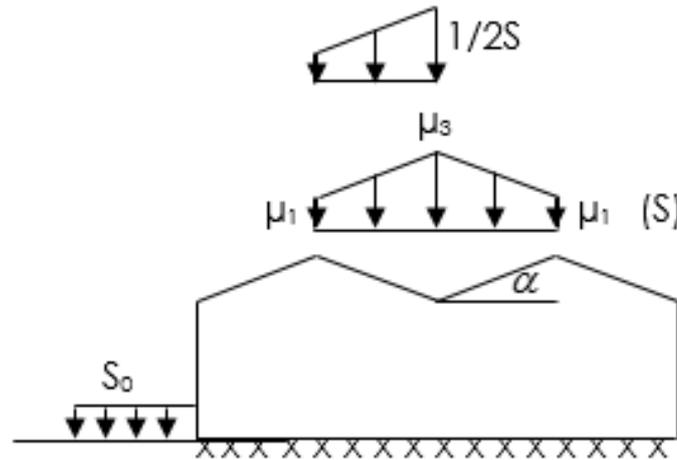


Figure II-23: Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol (fig .6.3 RNV1999).

II.7.2 La charge de neige sur le sol

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

Dans notre cas :

- Le projet est implanté au Oran qui est classée en zone B selon la classification de RNVA 99.
- L'altitude du projet est d'environ 113 m.

Donc : S_k est donnée par la formule suivante : (§ 4.2, RNVA 99).

$$S_k = \frac{0,04 * H + 10}{100}$$

H : altitude du site par rapport au niveau de la mer :

H = 113m

Donc :

$$S_k = \frac{0,04 * 113 + 10}{100} = 0,1452 \text{ kN/m}^2$$

II.7.3 Coefficient de forme de la toiture

Il est fonction de la forme de la toiture.

Dans notre cas le hangar a une toiture à quatre versants avec une pente α de :

$$0 < \alpha = 8.53 < 30$$

D'où l'on aura le coefficient de pente (Tableau 6.3, § 6.2.3.1, RNVA 99) :

$$\begin{cases} \mu_1 = 0.8 \\ \mu_3 = 0.8 + 0.8 * \left(\frac{\alpha}{30}\right) = 1.027 \end{cases}$$

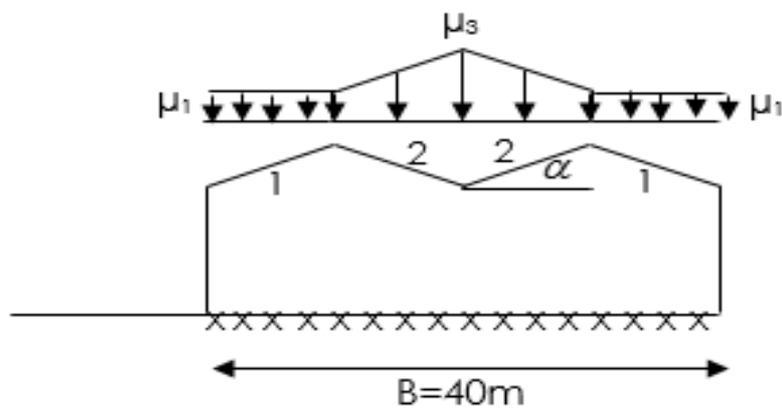


Figure II-24: coefficient de forme des toitures à versants multiples

II.7.4 Calcul des charges de neige sur la toiture

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

❖ **Sur le versant1**

$$S = \mu \cdot S_k \quad [\text{kN/m}^2]$$

Application numérique :

$$S = 0,8 \times 0,1452 = 0,116 \approx 0,12 \text{ kN/m}^2.$$

❖ **Sur le versant2**

$$S_2 = \frac{\mu_1 + \mu_3}{2} * \frac{b}{4} * S_k$$

Application numérique :

$$S_2 = \frac{1.027 + 0.8}{2} * \frac{40}{4} * 0.1452$$

$$S_2 = 1.326 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Remarque :**

Puisque les pannes serrant de même section alors ont dimensionne avec La charge la plus défavorable

$$S = \max (S_1, S_2)$$

Donc :

$$S = S_2 = 1.326 \text{ kN/ m}^2.$$

Et la figure suivante nous montre la distribution de la charge de neige par projection horizontale, et suivant rampant :

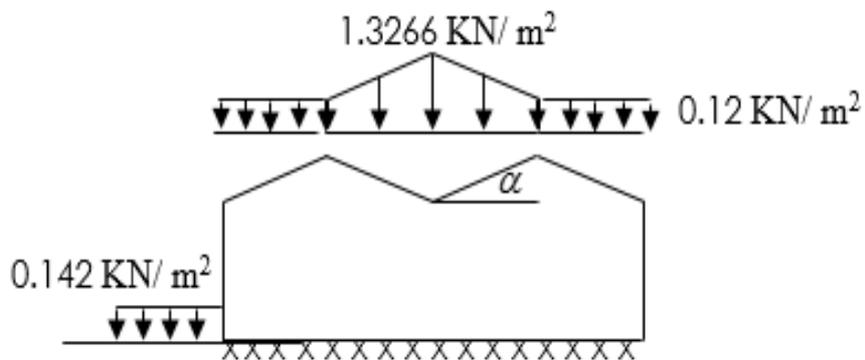


Figure II-25: Distribution de la charge de neige par projection horizontale, et suivant rampant.

Chapitre III : Étude des éléments secondaire

III.1 Les pannes:

Les pannes sont des éléments réalisées soit en profilé formé à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilé formée à froid en (Z) ou (Σ) qui ont pour rôle de prendre le poids de la couverture ainsi que les surcharges climatique, elles sont disposées parallèlement à la ligne du faitage dans le plan de versant, et elles sont calculées en flexion déviée pour pouvoir résister au poids propre de la couverture, leurs poids propres, surcharge d'exploitation ainsi les surcharges climatique.

On utilisera des profilés en (I) laminés à chaud Principe de calcul:

Les charges permanentes et le charge de la neige sont appliquées dans le sens de gravitation.

Le vent agit perpendiculairement à la face des éléments (axe de grande inertie).

On prend la combinaison la plus défavorable.

III.1.1 Dimensionnement des pannes:

- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance $L=6m$, et avec des liernes à mi portée selon l'axe y-y
- La portée entre axe des pannes $d=1.40 m$ (espace entre 2 panne).
- On dispose de 8 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- La pente de chaque versant est $\alpha=8,53^\circ$.
- Les pannes sont en acier S235.

$f_y = 23,5 \text{ daN/mm}^2$ (la limite élasticité d'acier)

$E = 21000 \text{ daN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier)

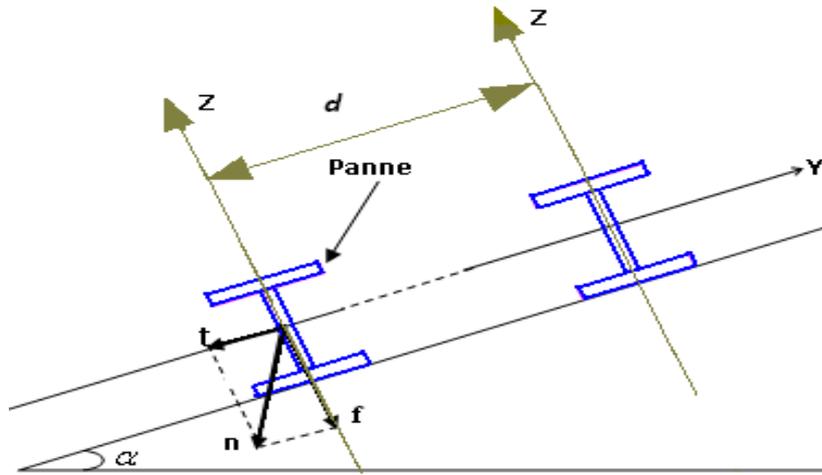


Figure III-1: les phases principales des silos

III.1.2 Évaluation des charges et surcharges :

a) Les charges permanentes G

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs 5cm).....10.45 kg / m²
- Poids propre d'accessoires d'attache4 kg / m²
- Poids propre de la pannes estimé.....12 kg / ml

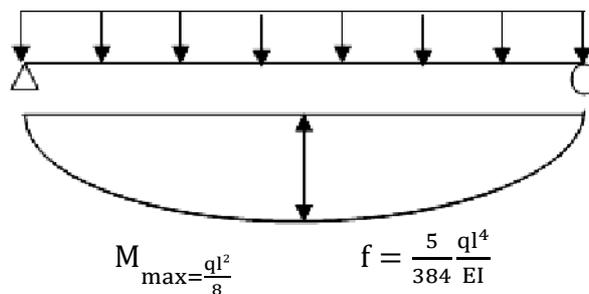


Figure III-2 : schéma statique de panne sous charge permanente.

$$G = [(P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) * d] + P_{\text{panne}}$$

- d : espacement entre les pannes
- G= [(10.45+4)*1.40] +12= 32.23 kg/ml
- G=0.3223 KN/ml

b) Surcharges d'entretien (P) :

Dans le cas des toitures inaccessibles on considère uniquement dans les calculs, une charge d'entretien qui est égale aux poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100Kg chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

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

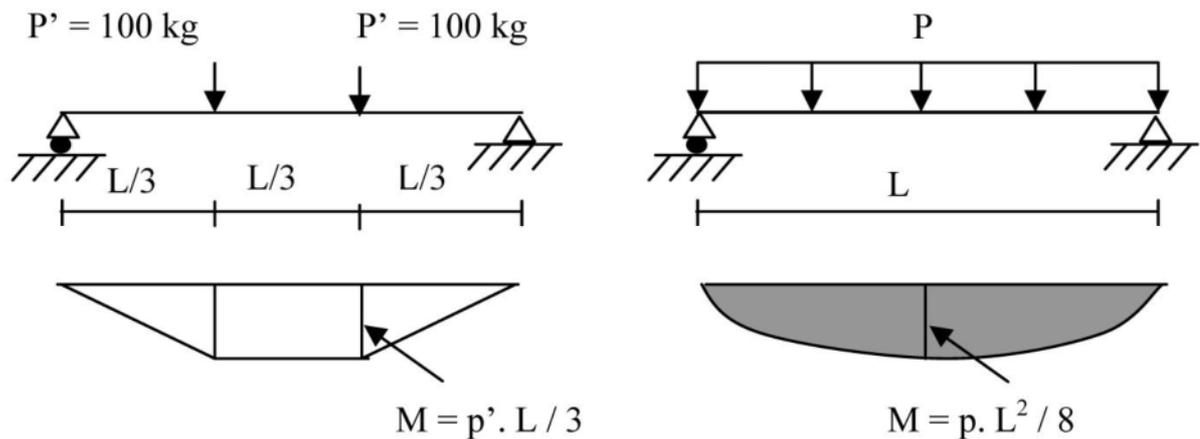


Figure III-3 : Schéma statique des surcharges d'entretien P sur les pannes.

$$M_{\max} = \frac{P' \cdot l}{3} = \frac{P \cdot l^2}{8} \Rightarrow P = \frac{8 \times P'}{3 \times l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44,44 \text{ Kg / ml}$$

On pose $P=Q$

c) Surcharge climatique due au vent

Les pannes plus sollicitées sont celles exposées au vent sur les façades latérales gauche et droite avec $C_{pi} = +0.8$ chargées les on zone G

$$w = -1.457 \text{ KN/m}^2$$

$$W = w \cdot d$$

$$W = -1.457 \cdot 1.40 = -2.04 \text{ KN/ml}$$

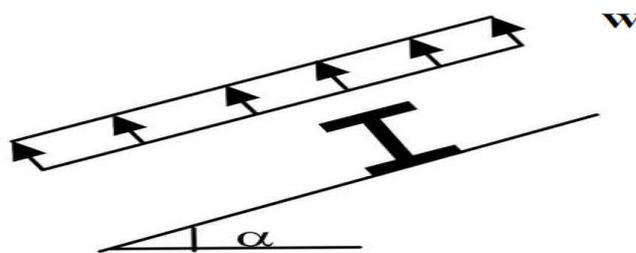


Figure III-4 : Schéma statique des surcharges climatique du vent W sur les pannes.

d) Surcharge climatique due à la neige

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

$$S = 1.326 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 1.326 * 1.40 = 1.856 \text{ KN/ml}$$

e) Les charges et surcharges appliquée

- $G = 0.322 \text{ KN/ml}$
- $Q = 0.444 \text{ KN/ml}$
- $W = -2.04 \text{ KN/ml}$
- $S = 1.856 \text{ KN/ml}$

f) Décomposition des charges :**❖ Suivant l'axe Z-Z**

- $G_{zz} = G * \cos \alpha = 0.323 * \cos 8.53^\circ = 0.319 \text{ KN/ml}$
- $Q_{zz} = Q * \cos \alpha = 0.444 * \cos 8.53^\circ = 0.439 \text{ KN/ml}$
- $W_{zz} = - 2.04 \text{ KN/ml}$
- $S_{zz} = S * \cos \alpha = 1.856 * \cos 8.53^\circ = 1.835 \text{ KN/ml}$

❖ Suivant l'axe Y-Y

- $G_{yy} = G * \sin \alpha = 0.323 * \sin 8.53^\circ = 0.048 \text{ KN/ml}$
- $Q_{yy} = Q * \sin \alpha = 0.444 * \sin 8.53^\circ = 0.066 \text{ KN/ml}$
- $W_{yy} = 0 \text{ KN/ml}$
- $S_{yy} = S * \sin \alpha = 1.856 * \sin 8.53^\circ = 0.275 \text{ KN/ml}$

III.1.3 Combinaisons de charges**III.1.3.1 Combinaison à l'État Limite Ultime:**

a) Le vent agit seul:

- $P_{uz1} = G_z - 1.5W_z = 0.319 - 1.5 \cdot 2.04 = -2.741$ KN/ml (risque de déversement de la part semelle inferieur)
- $P_{uy1} = G_y + 1.5 w_y = 0.048 + 0 = 0.048$ KN/ml

b) La neige agit seule:

- $P_{uz2} = 1.35 G_z + 1.5 S_z = 1.35 \cdot 0.319 + 1.5 \cdot 1.835 = 3.183$ KN/ml
- $P_{uy2} = 1.35 G_y + 1.5 S_y = 1.35 \cdot 0.048 + 1.5 \cdot 0.275 = 0.477$ KN/ml

On Remarque que le 2eme cas est le plus défavorable et le risque de déversement doit être vérifié pour cette combinaison

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte de la continuité:

- $P_{uz} = 1.25 \cdot 3.183 = 3.979$ KN/ml
- $P_{uy} = 1.25 \cdot 0.477 = 0.596$ KN/ml

III.1.3.2 Combinaisons à l'État Limite de Service :

On ne considérera ici que le cas le plus défavorable (qui est le 2ème cas : neige seule)

$$P_{sz2} = (G_z + S_z) = 0.319 + 1.835 = 2.154 \text{ KN/ml}$$

$$P_{sy2} = (G_y + S_y) = 0.048 + 0.275 = 0.323 \text{ KN/ml}$$

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELS revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte de la continuité

$$P_{sz} = 1.25 \cdot 2.154 = 2.693 \text{ KN/ml}$$

$$P_{sy} = 1.25 \cdot 0.323 = 0.404 \text{ KN/ml}$$

III.1.4 Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement ce fait pas la condition de la flèche

❖ Suivant Z-Z

$$f_z = \frac{5 q_z l^4}{384 EI_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 q_z l^4}{3 \times 384 E} = \frac{5 \times 2.693 \times 600^4 \times 10^{-1}}{3 \times 384 \times 2.1 \times 10^5} = 721,34 \text{ cm}$$

Donc on choisit un IPE160

Tableau III-1: caractéristiques de l'YPE 160

Profilé	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t _w (mm)	t _r (mm)	G(kg/m)	A (cm ²)
YPE160	160	82	127.2	5	7.4	15.8	20.1
	I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{elz} (cm ³)	W _{pz} (cm ³)	i _z (cm)
	869.3	108.7	128.9	68.31	16.66	26.10	1.84

On recalcule la condition de la flèche avec le poids réel

Le poids propre réel G devient :

- $G = [(P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) * d] + P_{\text{panne}}$
- $G = [(10.45 + 4) * 1.40] + 15.8 = 36.03 \text{ kg/ml}$
- $G = 0.3603 \text{ KN/ml}$
- $G_z = 0.36 * \cos 8.53^\circ = 0.356 \text{ KN/ml}$
- $G_y = 0.36 * \sin 8.53^\circ = 0.054 \text{ KN/ml}$

La combinaison la plus défavorable à l'ELU et l'ELS deviennent :

❖ à l'ELU

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte de la continuité est :

- $P_{sz} = 1.25 * (1.35 * 0.356 + 1.5 * 1.835) = 4.04 \text{ KN/ml}$
- $P_{sy} = 1.25 * (1.35 * 0.054 + 1.5 * 0.275) = 0.607 \text{ KN/ml}$

❖ à l'ELS

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte de la continuité est :

- $P_{sz} = 1.25 * (0.356 + 1.835) = 2.739 \text{ KN/ml}$
- $P_{sy} = 1.25 * (0.054 + 0.275) = 0.411 \text{ KN/ml}$

III.1.5 Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de la flèche.
- Condition de résistance.

III.1.5.1 Condition de la flèche :

a) Vérification de la flèche suivant l'axe Z-Z

$$f_z = \frac{5 q_z l^4}{384 E I_y} = \frac{5 \times 2,739 \times 600^4 \times 10^{-1}}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 869,3} = 2,53 < f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée

b) Vérification de la flèche suivant l'axe Y-Y

$$f_y = \frac{5 q_y l^4}{384 E I_z} = \frac{5 \times 0,404 \times 600^4 \times 10^{-1}}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 68,31} = 4,75 \text{ cm} > f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

La condition selon Y-Y n'est pas vérifiée donc on met en place des liernes pour diminuer la flèche

$$f_y = \frac{2,05 q_y l^4}{384 E I_z} = \frac{2,05 \times 0,404 \times 300^4 \times 10^{-1}}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 68,31} = 0,12 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée donc on adopte un IPE 160

III.1.5.2 Condition de la résistance :

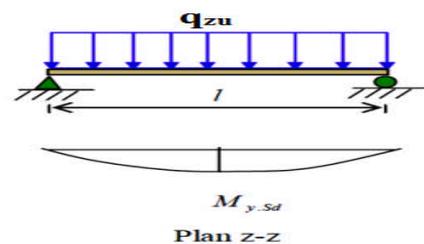
a) Détermination des sollicitations :

Les sollicitations maximales seront calculées selon la combinaison la plus défavorable

➤ Moments

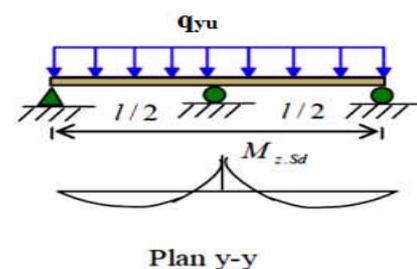
• Axe Z—Z

$$M_y = \frac{q_z \cdot L^2}{8} = \frac{4,04 \times 6^2}{8} = 18,18 \text{ KN / ml}$$



• Axe Y-Y

$$M_z = \frac{q_y \cdot \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{0,607 \times 3^2}{8} = 0,682 \text{ KN / ml}$$



➤ Effort tranchant :

$$V_{zsd} = \frac{q_z \cdot L}{2} = \frac{4,04 \times 6}{2} = 12,12 \text{ KN}$$

III.1.1 Vérification de la résistance des pannes**III.1.1.1 Détermination de la classe de la section**➤ **Classe de la semelle (semelle comprimé)**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{82/2}{7,4} = 5,54 \leq 10$$

$$\text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad \text{avec } f_y = 235 \text{ MPa (acier 235)}$$

⇒ Semelle de classe 1

➤ **Classe de l'âme (âme fléchie)**

$$\frac{d}{t_w} < 72\varepsilon \Rightarrow \frac{127,2}{5} = 25,44 \leq 72\varepsilon$$

⇒ Âme de classe 1

Donc la section est de classe 1

III.1.1.2 Vérification de moment fléchissant en plasticité :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\left[\frac{M_y}{M_{ply}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_z}{M_{plz}} \right]^\beta \leq 1 \quad \dots\dots\dots [\text{EC03 5.4.8.1 (11)}]$$

Avec : $\alpha=2, \beta=1$ pour les profile en I, en absence de l'effort normal.

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{128,9 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 27,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{26,10 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 5,58 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alor } \left[\frac{18,18}{27,54} \right]^2 + \left[\frac{0,682}{5,58} \right]^1 = 0,56 \leq 1$$

⇒ La section IPE 160 est vérifiée à L'ELU

III.1.1.3 Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante

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

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}}$$

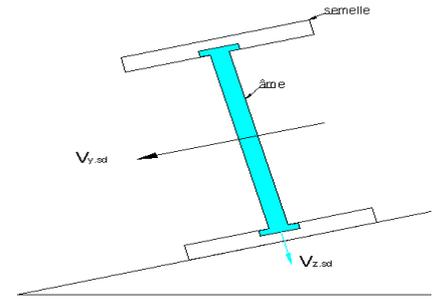
Avec : $A_{vz} = 11.25 \text{ cm}^2$

$$V_{plz,rd} = \frac{9,66 \cdot \left(\frac{23.5}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 119.14 \text{ KN}$$

D'où

$$V_{zsd} = 12.12 \text{ KN} < V_{plz,rd} = 119.14 \text{ KN}$$

Donc la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée



III.1.2 Vérification au déversement :

La vérification se fait par la condition suivante

$$M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.2 (1)}$$

Remarque : M_{sdy} sera calculer sous l'action de vent

$$M_{sdy} = \frac{q_z \cdot L^2}{8} = \frac{2.70 \times 6^2}{8} = 12.15 \text{ KN / ml}$$

$\beta_w = 1$ classe 1

et $\gamma_{m0} = 1$

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

$\bar{\lambda}_{LT}$: c'est l'élancement de déversement $\rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \cdot \sqrt{\beta_w}$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \varepsilon$$

et $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

D'où $\lambda_1 = 93.9$

Pour les poutres à section constante et doublement symétrique on peut utiliser la formule approximative ci-après qui place en sécurité

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

l : longueur de maintien latéral (distance entre la lierne et le portique = $L/2=3\text{m}$).

$$\lambda_{LT} = \frac{300/1.84}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/1.84}{16/0.74} \right)^2 \right]^{0.25}} = 109.45$$

$$\text{D'où } \bar{\lambda}_{LT} = \frac{109.45}{93.9} = 1.166$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1.166 > 0.4$ il ya risque de déversement

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \quad \text{Mais } \chi_{LT} \leq 1$$

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

Avec $\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profils laminées

$$\text{D'où } \phi_{LT} = 0.5 \left[1 + 0.21(1.166 - 0.2) + 1.166^2 \right] = 1.281$$

$$\Rightarrow \chi_{LT} = \frac{1}{1.281 + [1.281^2 + 1.166^2]^{0.5}} = 0.332$$

$$\Rightarrow \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 0.332 \times 1 \times \frac{128.9 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 10.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = 12.15 \text{ KN.m} > 10.06 \text{ KN.m}$$

Donc la stabilité au déversement de la panne n'est pas vérifiée, on augmente le profile à un IPE 180

Tableau III-2: caractéristiques de l'IPE 180

Profilé	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	G(kg/m)	A (cm ²)
IPE180	180	91	146	5.3	8	18.8	23.9
	I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{elz} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	i _z (cm)
	11317	146.3	166.4	100.9	22.16	34.60	2.05

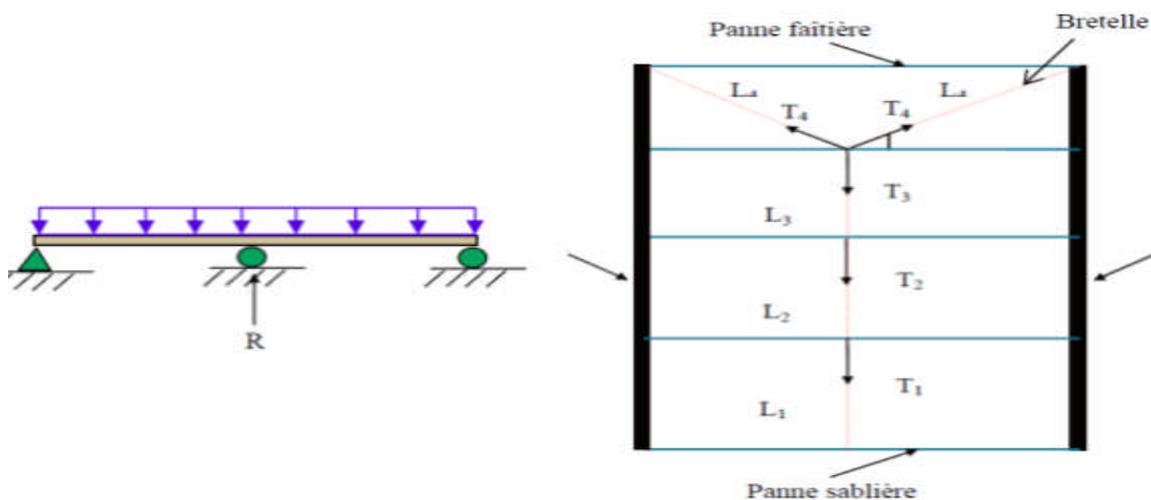
On aura :

$$\chi_{LT} * \beta_w * \frac{w_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}} = 15.56 \text{ KN.m}$$

- M_{uy} = 12.15 KN.m < 15.56 KN.m
- D'où la condition est vérifiée.
- Donc on adopte un IPE180

III.1.3 Calcul des liernes :

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



- q_{uy} = 1.35 Gy + 1.5Sy
- G = [(10.45+4)*1.40] + 18.8 = 39.03 kg/ml
- G = 0.39 KN/ml
- G_z = 0.39 * cos 8.53° = 0.386 KN/ml
- G_y = 0.39 * sin 8.53° = 0.058 KN/ml
- q_{uy} = 1.35 * 0.058 + 1.5 * 0.275 = 0.491 KN/ml

III.1.3.1 Détermination des efforts de traction

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

$$T_1 = 1.25 \times \frac{q_{ly}}{2} \times \frac{L}{2} = 1.25 \times \frac{0.491}{2} \times \frac{6}{2} = 0.92 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L2 :

$$T_2 = 1.25 \times q_{ly} \times \frac{L}{2} + T_1 = 1.25 \times 0.491 \times \frac{6}{2} + 0.92 = 2.76 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L3 :

$$T_3 = 1.25 \times q_{ly} \times \frac{L}{2} + T_2 = 1.25 \times 0.491 \times \frac{6}{2} + 2.76 = 4.60 \text{ KN}$$

- Effort dans les diagonales L4 :

$$2 \times T_4 \sin \theta = 1.25 \times q_{ly} \times \frac{L}{2} + T_3 = 1.25 \times 0.491 \times \frac{6}{2} + 4.6 = 6.44 \text{ KN}$$

$$\theta = \arctg\left(\frac{2.47}{3}\right) = 39.466^\circ \Rightarrow T_4 = \frac{6.44}{2 \times \sin 39.466^\circ} = 5.07 \text{ KN}$$

III.1.3.2 Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L3 où l'effort exercé est $N_{ts.d} = 5.07 \text{ KN}$ La condition de résistance impose que :

$$N_{sd} \leq N_{pl} \quad \text{avec:} \quad N_{pl} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_{m0} \times N_{tsd}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{1 \times 5.07}{23.5} \Rightarrow A \geq 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.22 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.22}{3.14}} = 0.52 \text{ cm}$$

Donc on adopte une tige $\phi = 8 \text{ cm}$

III.1.4 Calcul de l'échantignolle

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

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

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

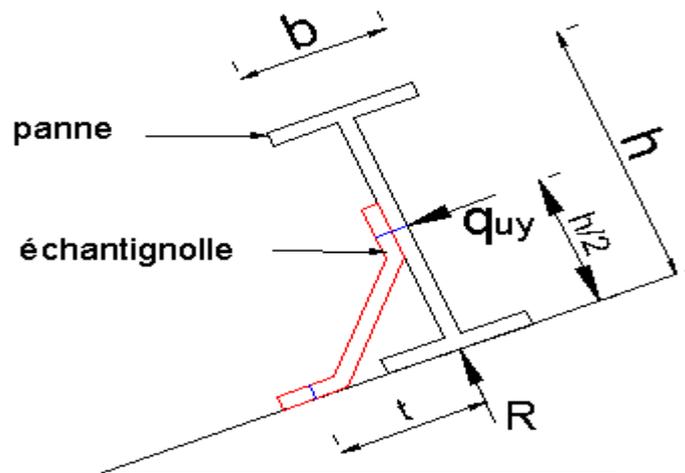


Figure III-5: Échantignolle.

Pour un IPE 180 : $b = 0.91$ cm et $h = 18$ cm
 $10 \text{ cm} \leq t \leq 15 \text{ cm}$, on adopte $t = 12$ cm.

- Sous la combinaison : $G_z - 1.5 W_z$

$$P_{wz} = -G_z + 1.5 W_z = -0.386 + 1.5 \cdot 2.04 = 2.674 \text{ KN/m}^2$$

Charge revenant à la panne /ml et en tenant compte de la continuité :

$$q_{uz} = 1.25 \times 2.674 = 3.34 \text{ KN/ml}$$

L'effort R revenant à l'échantignolle n'est rien d'autre que la réaction d'appui des pannes. On prendra l'effort maximal correspondant à l'échantignolle intermédiaire (et non l'échantignolle de rive)

$$R_z = q_{uz} L = 3.34 \times 6 = 20.04 \text{ KN}$$

L'effort R risque de provoquer le pliage de l'échantignolle. Pour prévenir ce risque, il faut vérifier que le moment de renversement M_R ne dépasse pas le moment de pliage

$$M_R \leq M_{\text{pliage}}$$

$$\text{Avec } M_R = R \cdot t + q_{uy} \cdot L \cdot h/2$$

$$\text{Pour notre IPE 180, } M_R = R \cdot t + q_{uy} \cdot L \cdot h/2 = 20.04 \cdot 0.12 + 0.491 \cdot 6 \cdot (0.18/2) = 2.67 \text{ KN.m}$$

- M_{pliage} : est le moment résistant au pliage de l'échantignolle.

Généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins de classe 3.

Donc

$$M_{\text{pliage}} = \frac{W_{\text{ely}} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} > M \Rightarrow W_{\text{ely}} \geq \frac{\gamma_{m0} \times M_R}{f_y}$$

donc

$$W_{\text{ely}} \geq \frac{1 \times 2,67 \times 10^2}{23,5} = 11,36 \text{ cm}^3$$

Pour les sections rectangulaires :

$$W_{\text{ely}} = \frac{b \times e^2}{6}$$

Remarque : la largeur de l'échantignolle « b » est prise après avoir dimensionné la traverse

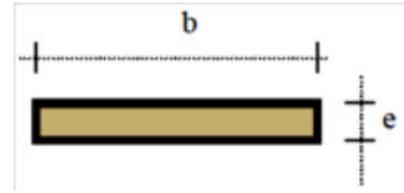
On prend b=15cm

$$W_{\text{ely}} = \frac{15 \times e^2}{6} = 11,36 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow e = \sqrt{\frac{11,36 \times 6}{15}} = 2,13 \text{ cm}$$

Donc :

On adopte une échantignolle de 22 mm d'épaisseur.



III.2 Lisses de bardages

On appelle lisses de bardage l'ensemble des éléments destinée pour supporter l'étanchéité verticale (confection d'une paroi où le remplissage en matériaux léger tel que les tôles nervurées ou panneau sandwich). Dans notre projet :

Chaque lisse repose sur 2 appuis de distance

- L=7m sur le long pan, et avec des suspentes à mi portée selon l'axe yy'.
- L=6m sur le pignon, et avec des suspentes à mi portée selon l'axe yy'.

- Le porté entre axe des lisses d=1,5 m (espace entre 2 lisses).

On dispose de 6 lignes de lisses sur chaque paroi.

- Les lisses sont en acier S235.

III.2.1 Lisses de bardage de long pan

III.2.1.1 Évaluation des charges :(Lang pan)

a) Charges permanentes

- Poids de panneau sandwich ($e_p=30\text{mm}$)

$$G_1 = 9.65 \text{ kg/m}^2$$

- Poids propre de la lisse (dans notre cas le poids propre est inconnu)

b) Charge climatique de vent « W »

$$W = -103.83 \times 1.5 = -155.745 \text{ daN/m.}$$

III.2.1.2 Combinaisons de charges :

a) L'état limite ultime « ELU » :

- Sur l'axe zz' : $Q_{uz} = 1,5 \times W = -233,6175 \text{ daN/m}$
- Sur l'axe yy' : $Q_{uy} = 1,35 \times G = 13,027 \text{ daN/m}^2$

b) L'état limite de service « ELS »

- Sur l'axe zz' : $W = -1,557 \text{ KN/m}$
- Sur l'axe yy' : $G = 0,965 \text{ KN/m}^2$

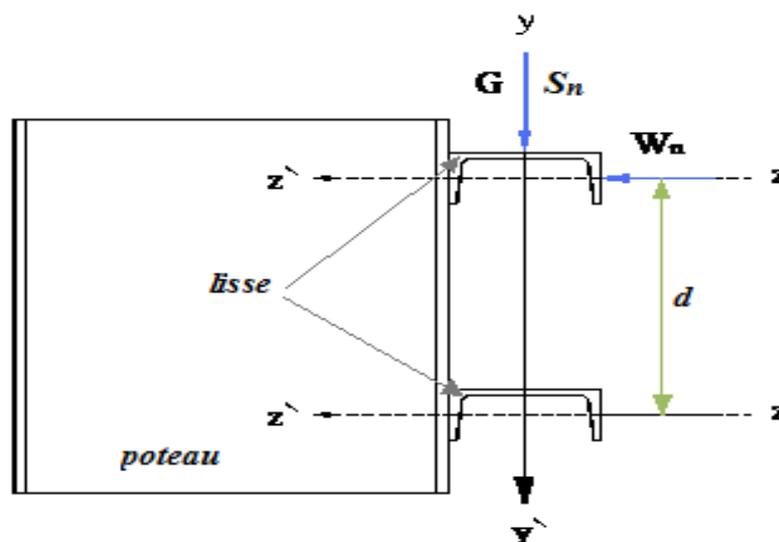


Figure III-6: Disposition de la lisse sur le poteau.

III.2.1.3 Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement ce fait par la condition de flèche à L'ELS :

❖ **Axe Z-Z**
$$f_z = \frac{5 \times P \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

Sous l'effet de vent Normal « W »:

$$f_z = \frac{5 \times W \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

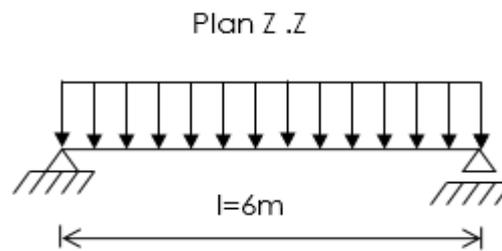


Figure III-7 : La flèche maximale suivant l'axe zz'.

D'où
$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{W \times l^4}{E \cdot 3} = \frac{5}{384} \times \frac{155,7 \times 10^{-2} \times 600}{2,1 \times 10^6 \times 3}$$

$$I_y \geq 417.05 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profils des UAP on adopte un UAP 130 avec $I_y = 459.56$ et le poids propre/ml=13.74 daN/ml

❖ **Axe Y-Y**

- Sous l'effet de poids propre « G » :
- $G = G1$ (poids de bardage) + $G2$ (poids de lisse)
- $G = 13.74 + 9.65 \times 1.5 = 28.215 \text{ daN/ml}$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{G \times (l)^4}{E \cdot I_z}$$

AN :

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{28,215 \times 10^{-2} \times (600)^4}{2,1 \times 10^6 \times 51,34} = 4,416 > 3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non verifiara la flexion verticale}$$

On mettent donc des liernes suivant l'axe yy', donc la flèche devienne.

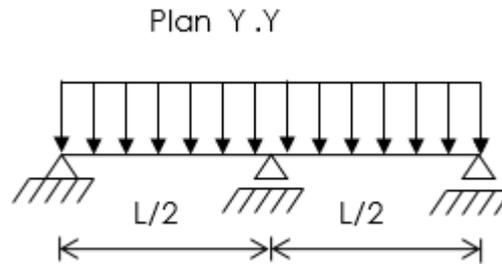


Figure III-8: La flèche maximale suivant l'axe yy'

Donc la flèche devienne.

$$f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{G \times (l/2)^4}{E.I_z} \leq f_{adm} = \frac{l/2}{200}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{0.28975 \times (600/2)^4}{2,1 \times 10^6 \times 51.34} = 0,11 \text{cm} \leq f_{adm} = \frac{600/2}{200} = 1.5 \text{cm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

D'où UAP 300 est vérifié

Tableau III-3: Caractéristiques du profilé UAP 130.

Profilé	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t _w (mm)	t _r (mm)	r (mm)	A (cm ²)
UAP 130	30	55	92	6	9.5	9.5	17.50
	I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{elz} (cm ³)	W _{pz} (cm ³)	I _t (cm ⁴)
	459.56	70.7	83.51	51.34	13.78	25.64	4.15

III.2.1.4 Vérification de la résistance de la section à « ELU » :

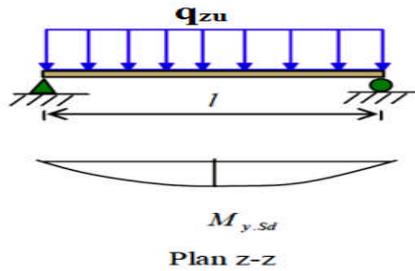
a) Détermination des sollicitations :

➤ **Moments**

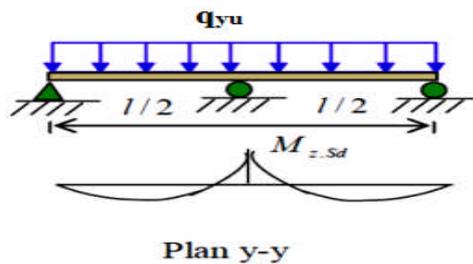
❖ **Axe Z-Z**

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{uz} L^2}{8} = \frac{2,33 \times 6^2}{8} = 10.512 \text{KN.m} \text{ (Lisse isostatique sans liernes).}$$

❖ **Axe Y-Y**



$M_{z, sd} = -\frac{Q_{uy} L / 2^2}{8} = -\frac{0,2822 \times 3^2}{8} = -0.3174 \text{KN.m}$ (Lisse hyperstatique avec liernes).



b) Détermination de la classe de la section :

➤ **Classe de la semelle (semelle comprimé)**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \Longrightarrow \quad \frac{55/2}{9.5} = 2.89 \leq 10\varepsilon$$

$$\text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

⇒ Semelle de classe 1

➤ **Classe de l'âme (âme fléchie)**

$$\frac{d}{t_w} < 72\varepsilon \quad \Longrightarrow \quad \frac{92}{6} = 15.33 \leq 73\varepsilon$$

⇒ Âme de classe 1

Donc la section est de classe 1

c) Calcul plastique

D'après l'EuroCode03, la résistance à la flexion bi axiale du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$\left(\frac{M_{Y, Sd}}{M_{PL, Y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Z, Sd}}{M_{PL, Z}} \right)^\beta \leq 1$$

Avec : $\alpha = 2$, Et $\beta = 1$

$$\begin{cases} M_{PL,Y} = W_{PL,Y} \times F_Y / \gamma_{M0} \\ M_{PL,Z} = W_{PL,Z} \times F_Y / \gamma_{M0} \end{cases} \text{ Avec : } \begin{cases} W_{PL,Y} = 83,51 \text{ cm}^3 \\ W_{PL,Z} = 25,64 \text{ cm}^3 \end{cases} \text{ et : } F_Y = 235 \text{ N/mm}^2.$$

$$\text{AN : } \begin{cases} M_{PL,Y} = 83,51 \times 235 \times 10^{-3} = 17,84 \text{ KN.m} \\ M_{PL,Z} = 25,64 \times 235 \times 10^{-3} = 5,47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Alors : } \left(\frac{10,513}{17,84} \right)^2 + \left(\frac{0,317}{5,47} \right) = 0,40 < 1$$

III.2.1.5 Vérification au déversement :

La vérification à faire est :

$$M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.2 (1)}$$

$$\beta_w = 1 \Rightarrow \text{Section de classe 1}$$

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.

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

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

$$C_1 = 1,132 \quad C_2 = 0,459$$

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple $K_w = 1$
 $L = 600 \text{ cm}$

$z_s = 0$, section doublement symétrique EC3 figure F.1.1 $Z_g = Z_a - Z_s$

$z_a = -\frac{h}{2} = -6,5 \text{ cm}$ sous le vent (-) puisque l'orientation de repert est vers la semelle comprimé

$$Z_g = Z_a - Z_s = 6,5 \text{ cm}$$

$$I_t = 4,15 \text{ cm}^4 \quad I_w = 1220 \text{ cm}^6 \quad G = 0,4E \quad I = 51,34 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 51.34}{(1 \times 600)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{1220}{51.34} + \frac{(1 \times 600)^2 \times 0.4 \times 4.15_t}{\pi^2 \times 51.34} + (0.459 \times 6.5)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - 0.459 \times (-6.5) \right\}$$

$$M_{cr} = 1465 \text{KNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{CR}}} = \sqrt{\frac{1784}{1465}} = 1.10 \quad \bar{\lambda}_{LT} = 1.10 > 0.4 \text{ donc il ya risque de diversement}$$

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

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,10 \longrightarrow \chi_{LT} = 0.596$$

$$M_{sdy} = 10.51 \text{KN.m}$$

$$M_{sdy} < 0.596 \times 1 \times \frac{83.51 \times 235.10^{-3}}{1.1} = 10.63 \text{KN.m}$$

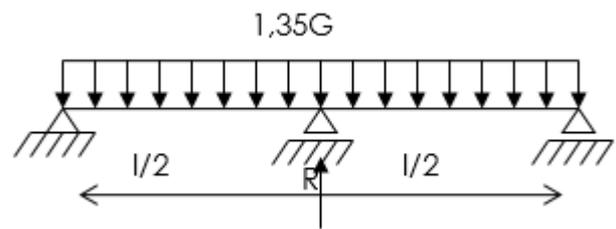
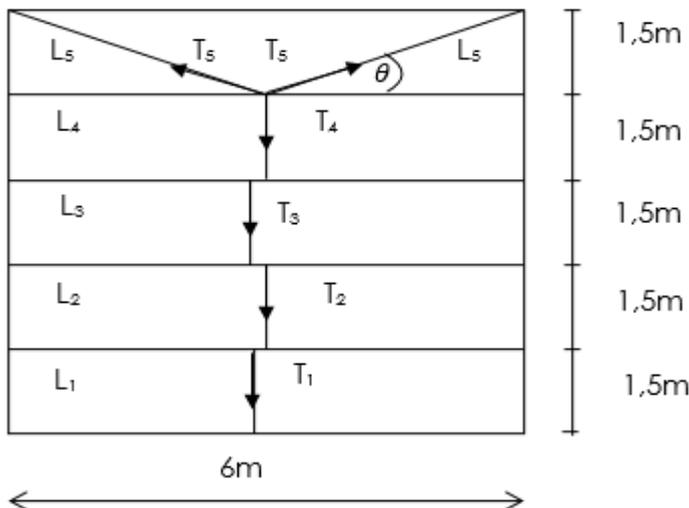
$$M_{sdy} = 10.51 \text{KN.m} < 10.63 \text{KN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : On adopte des profilés UAP130 pour les lisses

III.2.1.6 Calcul des liernes

Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :

$$R = 1,25 \times 1,35 \cdot G \times \frac{l}{2} = 1,25 \times 1,35 \times 28.215 \times \frac{6}{2} = 142.84 \text{kg}$$



a) Détermination des efforts de traction

– Effort dans L_1 :

$$T_1 = \frac{R}{2} = 71.419kg$$

– Effort dans L_2 :

$$T_2 = R + T_1 = 214.257kg$$

– Effort dans L_3 :

$$T_3 = R + T_2 = 357.095kg$$

– Effort dans L_4 :

$$T_4 = R + T_3 = 499.93kg$$

– Effort dans L_5 :

$$2T_5 \times \sin \vartheta = T_4 \Rightarrow T_5 = \frac{T_4}{2 \times \sin \vartheta}$$

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

$$T_5 = \frac{499.93}{2 \times \sin \vartheta} = 559.04kg$$

b) Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus chargé est L_5

$$N = 559.04 \text{ kg}$$

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

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

$$A \geq \frac{559.04 \times 1,1}{2350} = 0,26cm^2$$

$$\Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,26}{\tau}} = 0,57cm$$

$$\phi \geq 0,57cm$$

On prend une barre de diamètre $\phi 10$

III.2.2 Lisses de bardage de PINGON

III.2.2.1 Évaluation des charger

a) Charges permanentes :

Poids de panneau sandwich

$$G_1 = 9.65 \text{ kg/m}^2$$

Poids propre de la lisse (dans notre cas le poids propre est inconnu)

b) Charge climatique de vent « W » :

$$W = -99.204 \times 1.5 = -148.806 \text{ dan/m.}$$

III.2.2.2 Combinaisons des charges

a) A L'ELU

- Sur l'axe zz' : $q_{uz} = 1,5 \times W = -233, 209 \text{ dan/m}$
- Sur l'axe yy' : $q_{uy} = 1,35 \times G = 13, 027 \text{ dan/m}$

b) A L'ELS

- Sur l'axe zz' : $q_{sz} = W = -148,8 \text{ dan/m}$
- Sur l'axe yy' : $q_{sy} = G = 9,65 \text{ dan/m}$

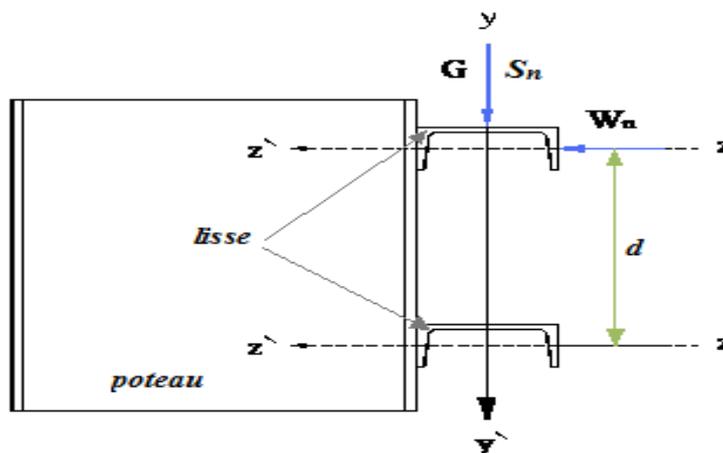


Figure III-8: Disposition de la lisse sur le poteau.

III.2.2.3 Pré-dimensionnement

Le pré dimensionnement ce fait par la condition de flèche à L'ELS :

$$f_z = \frac{5 \times P \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

❖ **Axe Y-Y**

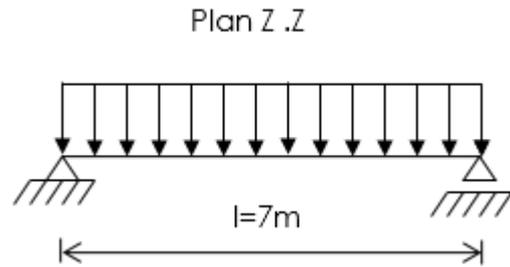
Sous l'effet de vent Normal « W » :

$$f_z = \frac{5 \times W \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

Donc : $I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{W \times l^4}{E.3}$

$$I_y = \frac{5}{384} \times \frac{155,7 \times 10^{-2} \times 700^4}{2,1 \times 10^6 \times 3,5}$$

AN : $I_y \geq 632.942 \text{ cm}^4$



D'après le tableau des profils des UAP on adopte un UAP 150 avec $I_y = 796.06 \text{ cm}^4$ et le poids propre/ml = 17.93 dan/ml

Vérification :

La flèche horizontale suivant z-z :

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

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{148,806 \times 10^{-2} \times (700)^4}{2,1 \times 10^6 \times 796,06} = 2,78 < 3.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

❖ **Axe z-z**

- Sous l'effet de poids propre « G » :
- $G = G1$ (poids de bardage) + $G2$ (poids de lisse)
- $G = 17.93 + 9.65 \times 1.5 = 32.405 \text{ dan/ml}$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{G \times (l)^4}{E.I_z}$$

AN

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{32.405 \times 10^{-2} \times (600)^4}{2,1 \times 10^6 \times 93.25} = 5.17 > 3.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non} \quad \text{verifiera la flexion verticale}$$

On remarque que la flèche est trop forte et supérieure à la flèche admissible, il faut dans ce cas disposer des suspentes à mi-portée, pour créer un appui intermédiaire. Dans ce cas la lisse fonctionne en continuité sur trois appuis verticaux.

Voici un exemple schématique de lisse avec suspente :

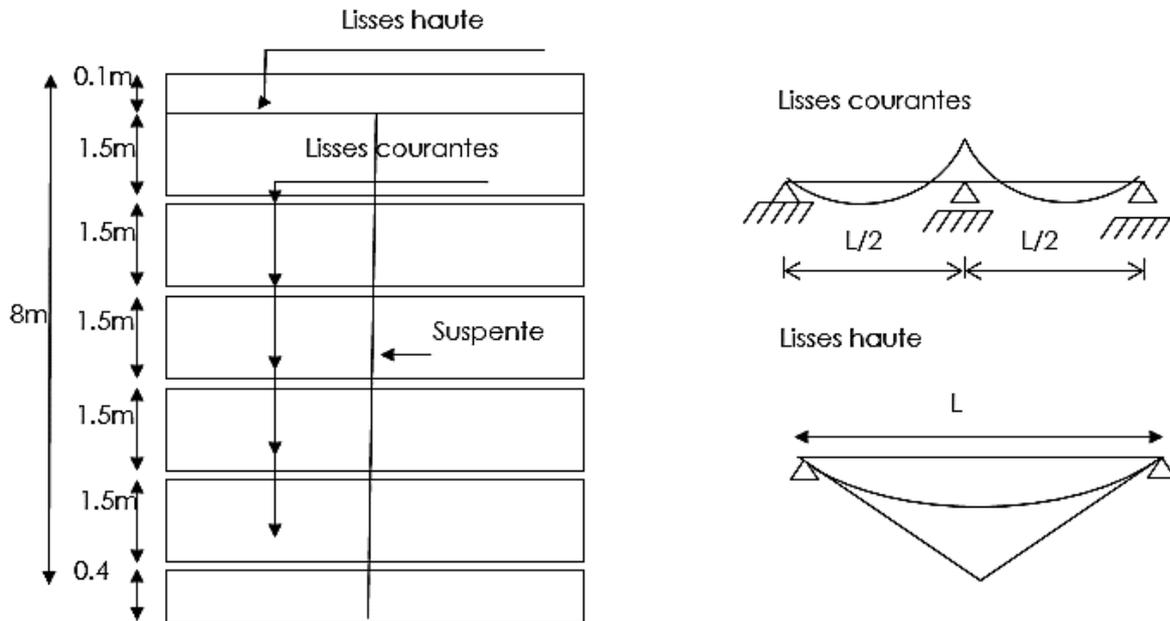


Figure III-9: le schématique de lisse avec suspente

Dans ce cas à cause des efforts transmis vers le haut par la suspente, la lisse haute sera très sollicitée. Par conséquent, il est indispensable de vérifier cette lisse aussi à L'ELS (limitation des flèches) que L'ELU (conditions de résistance). En effet, la lisse haute supporte en plus de son poids propre et du bardage associé (charge), les poids des autres lisses et des bacs qui lui sont transmis par l'intermédiaire de la suspente.

Soit :

- P_{v1} = poids propre UAP150/ml + poids bardage associé = $17.93 + 9.65 \times 1 = 27.58$ + l'effort interne normale de traction R_1 dans la suspente attachée à la lisse haute
- R_1 = somme des réactions à mi travée des suspentes

$$R_1 = 1.25 \times (1 + 1 + 1 + 1 + 1) \times \frac{P_v \times L}{2}$$

$$R_1 = 1.25 \times 5 \times 32.4 \times \frac{7}{2} = 708.75 \text{ dan}$$

III.2.2.4 Vérification de la résistance de la section à « ELU » :

a) Détermination des sollicitations

➤ Moments

❖ Axe Z—Z

$$M_{y, sd} = \frac{(qw/2).L^2}{8} = \frac{(2.23/2) \times 7^2}{8}$$

$$M_{y, sd} = 6.83 \text{ KN.m}$$

❖ Axe Y-Y

$$M_{z, sd} = \frac{P_v.L^2}{8} + \frac{R_1 * l}{4} = 14.079 \text{ KN.m}$$

Tableau III-4:Caractéristiques du profilé UPA150.

Profilé	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	A (cm ²)
UAP 150	150	65	109	7	10.3	10.3	22.84
	I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{elz} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	I _t (cm ⁴)
	796.06	106.14	38.91	93.25	20.97	38.91	6.51

b) Classification de la section :

Semelle comprimée : $\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{65/2}{10.3} = 3.15 < 10\varepsilon$ Semelle de classe 1.

Âme fléchée : $\frac{d}{t_w} = \frac{109}{6} = 18.16 < 72\varepsilon$ Âme de classe 1.

D'où le profilé est de classe 1

c) Calcul plastique :

D'après l'Euro Code 3, la résistance à la flexion bi axiale du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$\left(\frac{M_{Y, Sd}}{M_{PL, Y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Z, Sd}}{M_{PL, Z}} \right)^\beta \leq 1$$

Avec : $\alpha = 2$, Et $\beta = 1$. (Puisque $N=0$: pas d'effort normal).

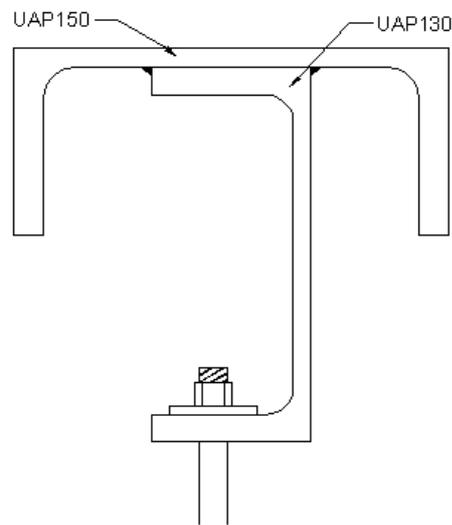
$$\begin{cases} M_{PL,Y} = W_{PL,Y} \times F_Y / \gamma_{M0} \\ M_{PL,Z} = W_{PL,Z} \times F_Y / \gamma_{M0} \end{cases} . Avec : \begin{cases} W_{PL,Y} = 125,27 \text{ cm}^3 \\ W_{PL,Z} = 38,91 \text{ cm}^3 \end{cases} \text{ et } F_Y = 235 \text{ N/mm}^2 .$$

$$AN : \begin{cases} M_{PL,Y} = 125,27 \times 235 \times 10^{-3} = 26,76 \text{ KN.m} \\ M_{PL,Z} = 38,91 \times 235 \times 10^{-3} = 8,31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Alors : } \left(\frac{6,83}{26,76} \right)^2 + \left(\frac{14,079}{8,31} \right) = 1,75 > 1$$

Donc la solution consiste adopte pour la lisse haute une section composée de deux(2) UAP150et UAP130

Aire: $A = 4041,8553 \text{ mm}^2$
 Moments d'inertie: $I_y: 815,68 \text{ cm}^4$
 $I_z: 860,072 \text{ cm}^4$



La classe 3 donc calcule la résistance en élasticité avec cette la formule suivante

$$\left(\frac{M_{Y,Sd}}{M_{EL,Y}} \right) + \left(\frac{M_{Z,Sd}}{M_{EL,Z}} \right) \leq 1$$

$$\begin{cases} M_{EL,Y} = W_{eLY} \times F_Y / \gamma_{M0} \\ M_{EL,Z} = W_{eLZ} \times F_Y / \gamma_{M0} \end{cases} . Avec : \begin{cases} W_{EL,Y} = \min \left(\frac{I_Y}{v}, \frac{I_Y}{v'} \right) = \left(\frac{81568}{7,084}, \frac{81568}{7,916} \right) = 10305 \text{ cm}^3 \\ W_{EL,Z} = \left(\frac{I_z}{v}, \frac{I_z}{v'} \right) = \left(\frac{860072}{4,276}, \frac{860072}{9,424} \right) = 91,26 \text{ cm}^3 \end{cases} \text{ et } F_Y = 235 \text{ N/mm}^2 .$$

$$\begin{cases} M_{EL,Y} = 103,05 \times 235 \times 10^{-3} = 24,22 \text{ KN.m} \\ M_{EL,Z} = 91,26 \times 235 \times 10^{-3} = 21,45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc :

$$\left(\frac{6,83}{24,22} \right) + \left(\frac{14,079}{21,45} \right) = 0,28 + 0,65 = 0,93 < 1 \quad c \text{ verifier}$$

III.2.2.5 Vérification a la flèche

La vérification de la flèche pour la section compose se fait par cette loin :

$$f_y = \frac{5 \times G \times l^4}{384 \times E \times I_z} + \frac{R_1 \times L^3}{48 \times E \times I_z}$$

AN :

$$f_y = \frac{5 \times 27.58 \times 10^{-2} \times 700^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 860.072} + \frac{7.08 \times 700^3}{48 \times 2.1 \times 10^4 \times 860.072} = 0.47 + 2.80 = 3.27 < 3.5 \text{ cm } \textit{c verifier}$$

Donc la condition de la flache et vérifier pour la lisse haut

III.2.2.6 Vérification au déversement

La vérification à faire est

$$M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.2 (1)}$$

$\beta_w = 1 \Rightarrow$ Section de classe 1

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

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

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

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

C1, C2, facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$C1 = 1,132 \quad C2 = 0,459$$

K et Kw : les facteurs de longueur effective avec : K=1 appui simple Kw =1

$$L = 700 \text{ cm}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$z_a = -\frac{h}{2} = -7.5 \text{ cm } \textit{sous le vent (-) puisque l'orientation de repert est vers la semelle comprimé}$$

$$z_s = 2.23 \text{ cm } \textit{section composee}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = 9.73 \text{ cm}$$

$$I_t = 6.51 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 2990 \text{ cm}^6$$

$$G = 0.4E$$

$$I_z = 93.25 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 93.25}{(1 \times 700)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{2990}{93.25} + \frac{(1 \times 700)^2 \times 0.4 \times 6.51}{\pi^2 \times 93.25} + (0.459 \times 9.73)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - 0.459 \times (9.73) \right\}$$

$$M_{cr} = 185 \text{ KNm} \quad \text{Donc} \quad \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{CR}}} = \sqrt{\frac{2676}{1850}} = 1.21$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1.21 > 0.4$ donc il ya risque de diversement

Profilé laminé ; a Courbe(a) $\rightarrow \chi_{LT} = 0.21$;

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.21 \longrightarrow \chi_{LT} = 0.530$$

$$M_{sdy} = 11.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} < 0.53 \times 1 \times \frac{125.27 \times 235.10^{-3}}{1.1} = 14.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 11.78 \text{ KN.m} < 14.18 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : On adopte des profilés UAP150 pour les lisses

III.2.2.7 Calcul des liernes

On a $R = 708.75 \text{ dan}$

$$A = \frac{R}{f_y} = \frac{7.08}{23.5} = 0.3015$$

$$\varnothing \geq \sqrt{\frac{4A}{3.14}} = 6.20 \text{ mm}$$

Don on prendre $\varnothing 10$

III.3 Les potelets

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

Et sont des profils disposés verticalement sur le pignon, comme indiqué sur la figure ci-dessous, et sont soumis à la flexion composée dont des efforts lesquels:

- Effort normal produit par le poids propre du potelet et lisses de bardage.
- Effort de flexion produit par l'action du vent sur le pignon.

III.3.1 Dimensionnement des potelets

- Chaque pignon possède 2 potelet de longueur max $L=9,05\text{m}$.
- Le porté max entre axe des potelets $d=6.5\text{m}$ (espace entre 2 panne).
- Les potelets sont en acier S235.
- La surpression du au vent $w=99.204 \text{ daN/m}^2$

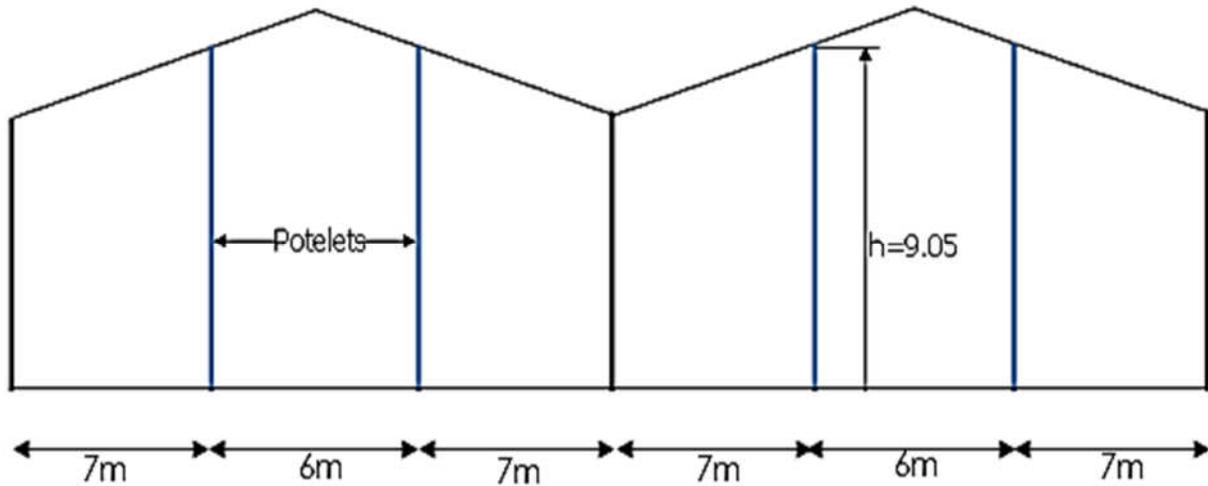


Figure III-10: disposition des potelées

III.3.2 Détermination de la section de potelet (calcul a L'ELS):

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est $Q_j=99.204 \text{ dan/m}^2$ en tenant compte de la continuité des lisses $q_w = Q_j \cdot d = -99.204 \times 6,5 \times 1.25 = 806.03 \text{ dan/m} \rightarrow q_w = 8.06 \text{ KN/m}$

Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche max est :

$$f_z = \frac{5 \times P \times h^4}{384 \times E \times I_y}$$

Et la flèche admissible : $f_{ad} = \frac{L}{200} = \frac{905}{200} = 4.525 \text{ cm}$

$$f_z = \frac{5 \times q \times h^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{200}$$

$$\text{AN : } I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{q \times h^4}{E \cdot 4.525} = \frac{5}{384} \times \frac{8,06 \times 10^{-2} \times 905^4}{2,1 \times 10^4 \times 4,525}$$

$$\rightarrow I_y \geq 7408.49 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un IPE300 dont $I_y=8356.1 \text{ cm}^4$ et le poids/ml=42.2 daN/ml

III.3.3 Évaluation des charges

a) Les charges variables : (Vent)

$$q_w = 8.06 \text{ KN/m}$$

b) Les charges permanentes :

- poids de bardage $\rightarrow G1 = 9.65 \text{ daN/m}^2$
- Poids des lisses courantes $\rightarrow G2 = 5 \times 17.93 = 89.65 \text{ daN/m}$
- Poids de la lisse haute $\rightarrow G3 = 31.68 \text{ daN/m}$
- poids propre de l'IPE300 $\rightarrow G4 = 42.2 \text{ daN/m}$

$$G = [(G1 \cdot d \cdot L) + (G2 + G3) \cdot d + L \cdot G4]$$

$$G = [(9.65 \cdot 6.5 \cdot 9.05) + (89.65 \cdot 6.5 + 31.68 \cdot 6.5) + (9.05 \cdot 42.2)] = 1738.54 \text{ daN}$$

$$\text{Donc } \rightarrow G = 17.3854 \text{ KN}$$

III.3.4 Vérification de la flexion composée

III.3.4.1 Vérification de l'effort axial

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$N_{y.sd} \leq \min \left\{ 0,25 \cdot N_{pl.rd}, 0,5 \cdot \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \right\}$$

$$N_{c.sd} = \gamma_G \cdot G = 1,5 \cdot 17,385$$

$$\rightarrow N_{y.sd} = 26,078 \text{ KN}$$

$$N_{pl.rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{53,80 \cdot 23,5}{1} = 1264,3 \text{ KN}$$

$$\rightarrow 0,25 N_{pl.y.rd} = 316,075 \text{ KN}$$

$$\frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(A - 2bt_f) f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(53,80 - 2 \cdot 15 \cdot 1,07) \cdot 23,5}{1} = 509,95 \text{ KN}$$

$$0,5 \frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}} = 254,975 \text{ KN}$$

Donc :

$$N_{y.sd} = 26,078 \text{ KN} < \min(0,25 N_{pl.rd} = 316,07 \text{ KN}, 0,5 \frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}} = 254,975)$$

\rightarrow Donc la condition est vérifiée

III.3.4.2 Vérification de l'effort tranchant:

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd,max} \leq \frac{1}{2} V_{pl,rd}$$

$$V_{sd,max} = V_{sdz} = \frac{W.L}{2} = \frac{8.07 \cdot 9.05}{2}$$

$$\rightarrow V_{sd,max} = 26.2275 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m_0 \sqrt{3}}} = 348.69 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \frac{1}{2} V_{pl,rd} = 174.34 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = 26.2275 \text{ KN} < \frac{1}{2} V_{pl,rd} = 174.34 \text{ KN}$$

→ Donc la condition est vérifiée

III.3.4.3 Vérification de la stabilité au flambement flexion

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{MI}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{MI}} \right)} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{MI}} \right)} \leq 1$$

Avec

$$N_{y,sd} = 26.078 \text{ KN}$$

$$M_{sdy} = 1.5 \cdot \frac{q_w l^2}{8} = 1.5 \cdot \frac{8.06 \cdot 9.05^2}{8} = 123.775 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdz} = 0$$

a) Calculons la longueur de flambement :

Autour de l'axe faible y'y (dans le plan de l'âme) : le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur

$$\text{Donc la longueur de flambement } l_{ky} = 9.05 \text{ m}$$

Autour de l'axe faible z'z (dans le plan perpendiculaire de l'âme), le poteau est empêché de flamber sur toute sa hauteur par les lisses de bardage.

$$\text{Donc la longueur de flambement } l_{kz} = 1.5 \text{ m}$$

Pour l'IPE300, les rayons de giration sont :

$$\begin{cases} i_y = 12.46 \text{ cm} \\ i_z = 3.35 \text{ cm} \end{cases}$$

b) Calcule Les Élançement

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{905}{12.46} = 72.632 \\ \lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{150}{3.35} = 44.776 \end{array} \right.$$

c) Calcule les élançements critiques

Acier S235

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

Donc $\lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$

d) Classe de la section**➤ Classe de la semelle : (comprimée)**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b_f}{2t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{150}{2 \times 10.7} = 7 < 10 \times 1 \Rightarrow \text{Semelle de classe 01}$$

➤ Classe de l'âme : (Flexion composée)

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{26.078}{0.71 \times 23.5} = 1.56$$

$$\alpha = \frac{1}{24.86} \left(\frac{24.86 + 1.56}{2} \right) = 0.53 < 1 \quad \text{avec } \alpha > 0.5$$

Pour la section de classe01 :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{24.86}{0.71} = 35.01 \quad \text{et} \quad \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396 \times 1}{(13 \times 0.53 - 1)} = 67.23$$

Donc :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon}{(13 \alpha - 1)} \rightarrow \hat{\text{Âme de classe 01}}$$

La section **IPE300** est de classe 1.

e) Calcule les élancements réduits

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{72.63}{93,9} \sqrt{1} = 0,77 > 0.2 \quad \text{il ya un risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{44.77}{93,9} \sqrt{1} = 0,477 > 0.2 \quad \text{il ya un risque de flambement}$$

Avec

$$\sqrt{\beta_w} = 1 \quad \Rightarrow \text{L'IPE 300 est de classe 1}$$

f) Calcule le coefficient de réduction

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z)$$

Choix de la courbe de flambement d'après le tableau 5. 5. 3 Eurocode 3:

Pour L'IPE300 : h = 300 mm, b = 150mm, t_f = 10,7 mm.

$$\text{Donc : } \frac{h}{b} = \frac{300}{150} = 2 > 1,2. \text{ et } t_f = 10,7 < 40\text{mm.}$$

Tableau III-5:Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 300.

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
y- \bar{y}	A	$\alpha_y = 0,21$
z- \bar{z}	B	$\alpha_z = 0,34$

g) Calcule de Xmin :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{Avec : } \chi_y \leq 1$$

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

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0,21(0,77 - 0.2) + 0,77^2] = 0.856. \quad \Rightarrow \quad \chi_y = 0,813$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \quad \text{Avec : } \chi_z \leq 1$$

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

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0,34(0,477 - 0.2) + 0,477^2] = 0,661. \quad \Rightarrow \quad \chi_z = 0,894$$

$$\chi_{\min} = \min(0,813 ; 0,894)$$

Donc \Rightarrow $\chi_{\min} = 0,813$

h) Calculons l'élancement réduit $\overline{\lambda}_{LT}$

$\beta_w = 1 \Rightarrow$ Section de 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.

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

D'après les tableaux F.1.2 de l'EC3

Notre potelet considéré comme bi articules a ses extrémités on a :

C1, C2, facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

C1 = 0,972 C2 = 0,304

K et Kw : les facteurs de longueur effective avec : K=0.5 appui simple Kw =0.5

$$z_a = -\frac{h}{2} = -15\text{cm} \text{ sous le vent (-) puisque l'orientation de repert est vers la semelle comprimé}$$

$z_s = 0$ section doublement symétrique EC3 figure F.1.1

$Z_g = z_a - z_s = -15\text{cm}$

$I_t = 20.12 \text{ cm}^4$

$I_w = 126000 \text{ cm}^6$

$G=0.4.E$

$L=9.05\text{m}$

$I_z = 603.62 \text{ cm}^4$

Donc

$$M_{cr} = \left(0.972 \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 603.62}{(0.5 \times 905)^2} \right) \left\{ \left[\left(\frac{0.5}{0.5} \right)^2 \cdot \frac{126000}{603.62} + \frac{(0.5 \times 905)^2 \times 0.4 \times 20.12}{\pi^2 \times 603.62} + (0.304 \times 15)^2 \right]^{\frac{1}{2}} + (-0.304) \times (-15) \right\}$$

$M_{cr} = 16070 \text{ KNm}$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{CR}}} = \sqrt{\frac{134.25}{160,70}} = 0.91$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 0.91 > 0.4$ donc il ya risque de diversement

i) **Donc on doit vérifier le diversement**

$$\frac{N}{X_{\min} \times N_{ply}} = \frac{K_{LT} \times M_Y}{X_{LT} \times M_{PLY}} \leq 1$$

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

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

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0,91 \rightarrow \chi_{LT} = 0,732$$

$$M_{sdy} = 98,90 \text{KN.m} \quad N_{y.sd} = 26,078 \text{KN}$$

• **Calcul de coefficient k**

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{X_z \times A \times F_Y}$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \overline{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15 \quad \text{mais } \mu_{LT} \leq 0,9$$

$$\beta_{MLT} = 1,3$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,3 \times 0,773 - 0,15 = 7,35 \times 10^{-4} < 0,9$$

$$X_z = 0,811$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{7,35 \times 10^{-4} \times 2607,8}{0,811 \times 53,8 \times 10^2 \times 235} = 0,97$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{628,4 \times 23,50}{1,1} = 134,25 \text{kn.m}$$

Donc

$$\frac{N}{X_{\min} \times N_{ply}} + \frac{K_{LT} \times M_{y.sd}}{X_{LT} \times M_{ply}} = 0,027 + 0,97 = 0,997 < 1 \quad \rightarrow \text{verifier}$$

L'IPE 300 convient comme potelet.

III.4 Conclusion

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de déterminer le type des profilés des éléments secondaires qui sont capables de résister à leurs poids propres et à tous les efforts extrêmes de vent. Les profilés retenus après vérification pour différents éléments secondaires sont :

Les pannes : IPE 180

Les lisses : UAP 130 .pour le long pon avec un Rond de D=10mm.

Les lisses : UAP 150 .pour le pingon avec un Rond de D=10mm.

Les potelets : IPE 300.

III.5 Escalier

III.5.1 Introduction :

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

III.5.2 Palier :

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

III.5.3 Volée :

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

III.5.3.1 Limon :

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

III.5.3.2 Garde-corps :

Il est utilisé pour assurer la sécurité.

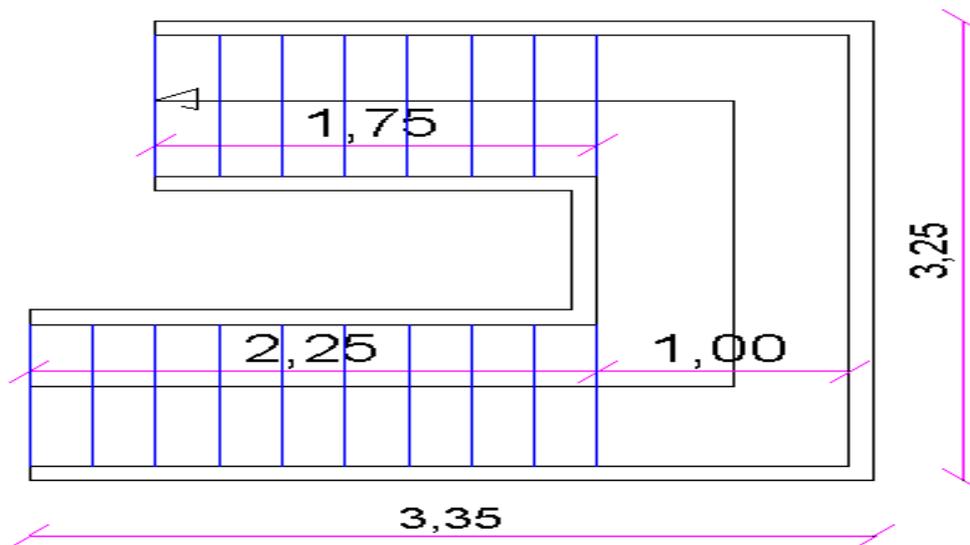


Figure III-11: Présentation en plan de l'escalier

Le choix de dimension ce fait selon la formule de RONDELET

- $h=19\text{cm}$: hauteur de marche.
- $g=25\text{cm}$: largeur de marche.
- $a=1,0\text{m}$: longueur de marche.
- $H=3,06\text{m}$: hauteur de l'étage.

$$N = \frac{H}{h} = \frac{306}{19} = 16 \text{ marche}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{19}{25} = 0.76 \Rightarrow \alpha = 37.23^\circ$$

III.5.3.3 La vérification selon Blondel :

Blondel Il faut vérifier que : $600 \leq g + 2 \cdot h \leq 660$

→ $600 < 250 + 2 \cdot 190 = 630 < 660$ la condition est vérifiée.

III.5.4 Dimensionnement de cornière de support (Cornière de marche)

III.5.4.1 Évaluations des charges:

Pour bien évaluer les charges, on va d'abord déterminer la section de profilé :

III.5.4.2 Détermination de la section de la cornière :

a) Les charges permanentes : (sauf $P_{\text{profilé}}$)

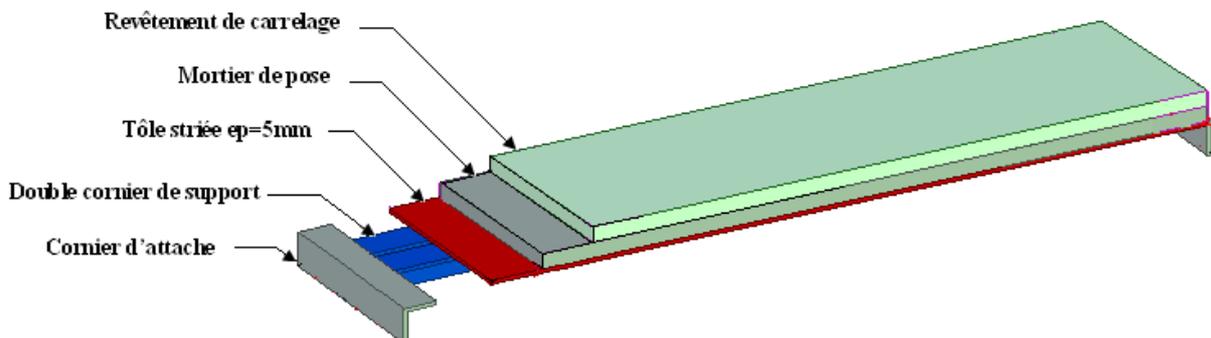


Figure III-12: Les constituants de marche

$$\text{Tôle striée } ep=5\text{mm} \quad \rightarrow G_1=45\text{daN/m}^2$$

$$\text{Mortier de pose} \quad \rightarrow G_2=40\text{daN/m}^2$$

$$\text{Revêtement de carrelage} \quad \rightarrow G_3=40\text{daN/m}^2$$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \cdot g = (45 + 40 + 40) \cdot 0,25 = 31.25\text{daN/m} \quad \rightarrow \mathbf{G=31.25\text{daN/m}}$$

b) Les charges d'exploitation :

$$P=250\text{daN/m}^2$$

$$Q=P \cdot g=250 \cdot 0,25=62.5\text{daN/m} \quad \rightarrow \mathbf{Q=62.5\text{daN/m}}$$

c) Combinaison des charges :

$$q_s = G + Q = 31.25 + 62.5 = 93.75 \text{ daN / m}$$

On a une poutre posé sur deux appuis simple et une charge uniformément répartie donc la flèche est :

$$f_z = \frac{5q_s \cdot l^4}{384EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5.300q_s \cdot l^3}{384E} = \frac{5.300 \cdot 93,75 \cdot 10^{-4} \cdot 100^3}{380.2,1 \cdot 10^4} = 1,762 \text{ cm}^4$$

$$\rightarrow I_y \geq 1,762 \text{ cm}^4$$

On adoptera une 2cornière à aile égale 30×30×3

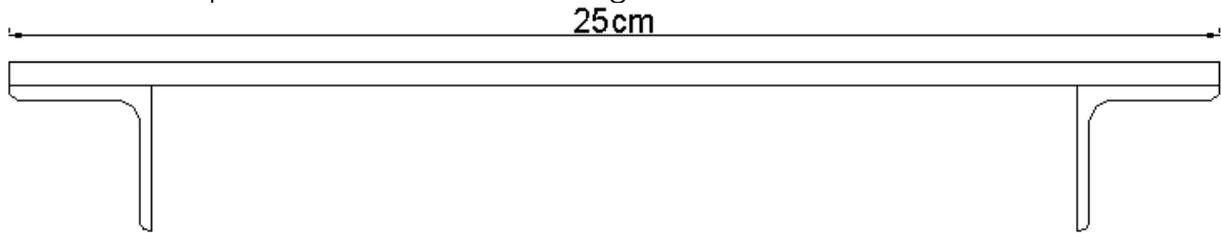


Figure III-13: Section composée des 2 cornières et la tôle

$$\begin{cases} I_y = 5.346 \text{ cm}^4 \\ v' = 3.05 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{déterminer avec Autocad}$$

$$W_{ely} = \frac{I_y}{v'} = \frac{5.346}{3.05} = 1.755 \text{ cm}^3$$

III.5.4.3 Évaluations des charges:

a) Les charges permanentes :

- Tôle striée $e_p=5\text{mm}$ $\rightarrow G1=45\text{daN/m}^2$
- Mortier de pose $\rightarrow G2=40\text{daN/m}^2$
- Revêtement de carrelage $\rightarrow G3=40\text{daN/m}^2$

- 2 Cornier 30×30×3 $\rightarrow G4=2,72\text{daN/m}^2$

$$G = (G1+G2+G3) \cdot g + G4 = (45+40+40) \cdot 0,25 + 2,72 = 33.97 \text{ daN/m}$$

$$G = 33.97 \text{ daN/m}$$

b) Les charges d'exploitation :

$$P=250\text{daN/m}^2$$

$$Q=P.g=250.0,25=62.5\text{daN/m} \quad \rightarrow Q=62.5\text{daN/m}$$

c) Combinaison des charges:**❖ À L'ELU:**

$$q_u = \Sigma \gamma G.G + \gamma Q.Q = 1,35.33,97 + 1,5.62.5 = 139.1\text{daN/m}$$

❖ À L'ELS:

$$q_s = G + Q = 33,97 + 62,5 = 96.47\text{daN/m}$$

➤ Vérification de la flèche:(ELS)

$$f_z = \frac{5q_s.l^4}{384EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{100}{300} = 0.33\text{cm}$$

$$f_z = \frac{5 \times 96.47 \times 10^{-4} \times 100^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 5.346} = 0.11\text{cm} \leq f_{adm} = 0.33\text{cm}$$

→donc la flèche est vérifiée

➤ Vérification à la résistance: (ELU)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{y.sd} \leq M_{el.yrd}$$

$$\text{Avec : } M_{y.sd} = \frac{q_u.l^2}{8} = \frac{146,12.1^2}{8} = 18,27\text{daN.m}$$

$$\text{Et : } M_{el.yrd} = \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1,755.23,5}{1.1} = 37.49\text{daN.m} \quad \text{avec : } \gamma_{m0} = 1.1$$

$$\text{Donc : } M_{y.sd} = 18,27\text{daN.m} < M_{el.yRd} = 37.49\text{daN.m}$$

→Donc la condition de la résistance est vérifiée

III.5.5 Dimensionnement de limon :

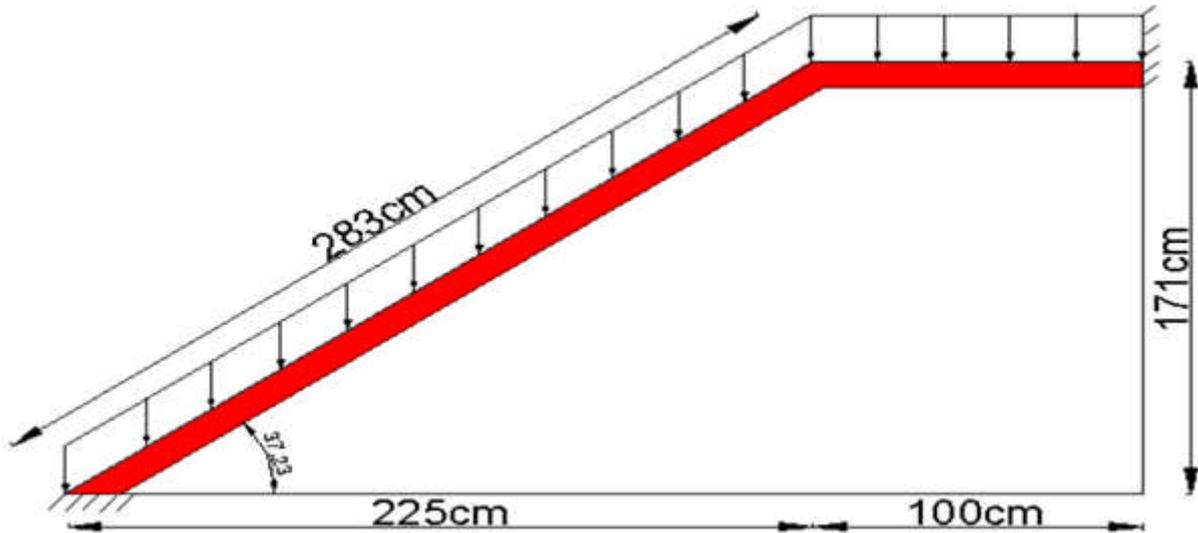


Figure III-14: La distribution des charges sur un limon

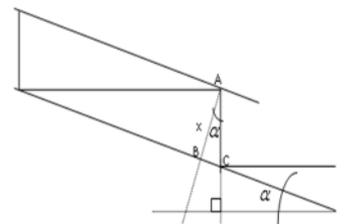
➤ Remarque importante :

Il faut calculer la hauteur minimale qui répond à la condition de pente et de la largeur de marche pour avoir le profile UPN minimum a adopté :

Dans le triangle ABC :

$$\cos \alpha = \frac{x}{AC} = \frac{x}{h} \Rightarrow x = h \cdot \cos \alpha = 20 \cdot \cos 37.23^\circ = 15.92 \text{ cm}$$

→ donc on adopte au minimum un UPN160 de h=16cm



III.5.5.1 Évaluation des charges

➤ Sur la volée

a) Les charges permanentes

- Tôle striée $e_p=5\text{mm}$ → $G_1=45\text{daN/m}^2$
- Mortier de pose → $G_2=40\text{daN/m}^2$
- Revêtement de carrelage → $G_3=40\text{daN/m}^2$
- 2 Corniers aile égale $30 \times 30 \times 3$ → $G_4=6,12\text{daN/m}$
- Cornier de support $\gamma 40 \times 40 \times 5$ → $G_5=2,97\text{daN/m}$
- Garde de corps → $G_6=15\text{daN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_6) \cdot g + 2 \cdot G_5 + G_4 \cdot N \cdot \alpha / L = (45 + 40 + 40 + 15) \cdot 1 + 2 \cdot 2,97 + 6,12 \cdot 8 \cdot (1/2,83)$$

$$\rightarrow G = 163,24 \text{ daN/m}$$

La charge permanente qui revient à chaque limon est :
 $G' = G/2 = 81,62 \text{ daN/m}$

b) Charge d'exploitation :

$$P = 250 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = P \cdot g = 250 \cdot 1 = 250 \text{ daN/m} \quad \rightarrow Q = 250 \text{ daN/m}$$

La charge permanente qui revient à chaque limon est :
 $Q' = Q/2 = 125 \text{ daN/m}$

➤ **Sur le palier**

a) Les charges permanentes :

- Tôle striée $e_p = 7 \text{ mm}$ $\rightarrow G_1 = 58,5 \text{ daN/m}^2$
- Mortier de pose $\rightarrow G_2 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Revêtement de carrelage $\rightarrow G_3 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Dalle en béton 8 cm $\rightarrow G_4 = 200 \text{ daN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \cdot d = (58,5 + 40 + 40 + 200) \cdot 1,25 = 423,125 \text{ daN/m}$$

$$\rightarrow G = 423,125 \text{ daN/m}$$

La charge permanente qui revient à chaque limon est :

$$G' = G/2 = 221,56 \text{ daN/m}$$

d : est l'entre-axe de limon de palier.

b) Charge d'exploitation :

$$P = 250 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = P \cdot d = 250 \cdot 1,25 = 312,5 \text{ daN/m} \quad \rightarrow Q = 312,5 \text{ daN/m}$$

La charge permanente qui revient à chaque limon est :
 $Q' = Q/2 = 156,25 \text{ daN/m}$

III.5.5.2 Combinaison des charges :

➤ **Sur la volée**

a) À l'ELU

$$Q_{uv} = \sum \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q = 1,35 \cdot 81,62 + 1,5 \cdot 125 = 297,69 \text{ daN/m}$$

b) À l'ELS

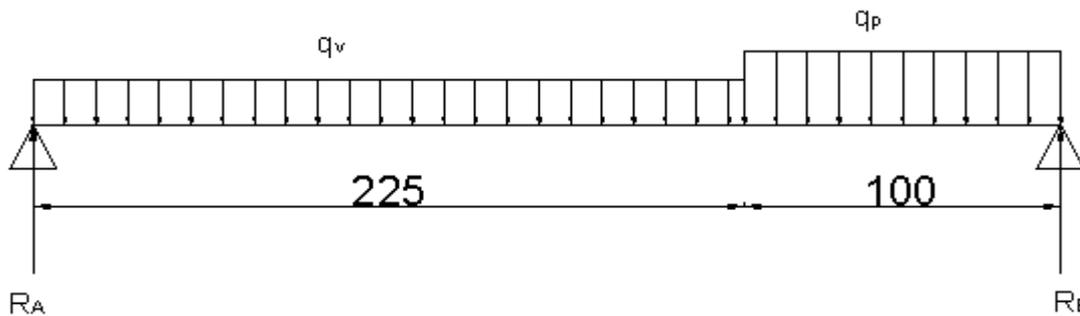
$$Q_{sv} = G + Q = 81,62 + 125 = 206,62 \text{ daN/m}$$

➤ Sur le palier**a) A l'ELU**

$$Q_{up} = \sum \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q = 1,35 \cdot 221,25 + 1,5 \cdot 156,25 = 533,06 \text{ daN/m}$$

b) À l'ELS:

$$Q_{sp} = G + Q = 221,25 + 156,25 = 377,5 \text{ daN/m}$$

III.5.5.3 Vérification de la flèche:(ELS)**Figure III-15:** Schémas statique représentant les charges sur le limon

$$f_y = \frac{q_s \cdot l^4}{384EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$\text{Avec : } q_s = (q_{sv} \times l_v + q_{sp} \times l_p) / L = (206,62 \times 2,25 + 377,5 \times 1) / 3,25 = 259,19 \text{ daN}$$

$$f_z = \frac{2,592 \times 10^{-2} \times 325^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 925} = 0,039 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{325}{300} = 1,083 \text{ cm}$$

→ donc la flèche est vérifiée

III.5.5.3.1 Vérification à la résistance: (ELU)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$\text{Avec : } M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{12}$$

$$q_u = (q_{uv} \times l_v + q_{up} \times l_p) / L = (377,5 \times 2,25 + 206,62 \times 1) / 3,25 = 324,92 \text{ daN / m}$$

$$M_{sd} = \frac{324,92 \times 3,25^2}{12} = 285,99 \text{ daN.m} \quad \text{Donc} \rightarrow M_{sd} = 285,99 \text{ daN.m}$$

$$\text{Et : } M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{avec : } \gamma_{M0} = 1$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{138 \times 23,5}{1} = 3243 \text{ daN.m}$$

$$\rightarrow M_{pl.Rd} = 3243 \text{ daN.m}$$

Donc : $M_{y.sd} = 285,99 \text{ daN.m} < M_{ely.rd} = 3243 \text{ daN.m}$
 \rightarrow Donc la condition à la résistance est vérifiée

III.5.5.3.2 Vérification à l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{285,99 \times 3,25}{2} = 464,75 \text{ daN}$$

$$\rightarrow V_{sd} = 464,75 \text{ daN}$$

$$V_{rd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} \quad \text{avec } A_v = 12,6 \text{ cm}^2$$

$$V_{rd} = 12,6 \frac{2350}{1 \cdot \sqrt{3}} = 17095,37 \text{ daN}$$

$$\rightarrow V_{pl.Rd} = 17095,37 \text{ daN}$$

Donc la condition sera :
 $V_{sd} = 464,75 \text{ daN} < V_{pl.Rd} = 17095,34 \text{ daN}$

Donc l'effort tranchant est vérifié

III.5.6 Calcul de la poutre palière

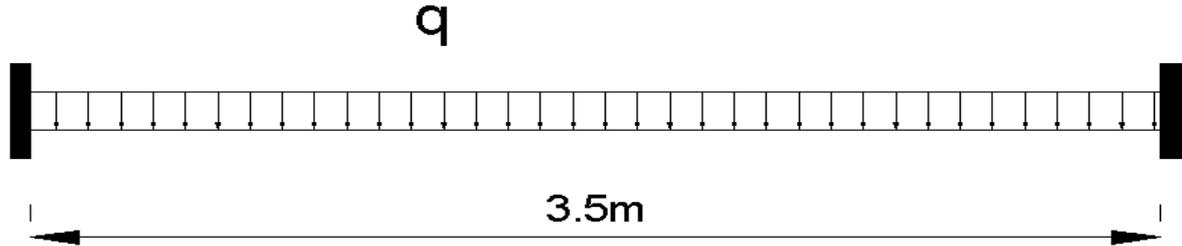


Figure III-16: Schéma statique de la poutre palière.

Pour faciliter les calculs on va supposer que la poutre est sollicitée par l'action la plus défavorable qui est la réaction R_B

III.5.6.1 Calcul de la réaction R_B (page 78):

$$R_{Bs} = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{297.67 \times 3,25}{2} = 483.71 \text{ daN / m}$$

$$R_{Bu} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{533.06 \times 3,25}{2} = 866.22 \text{ daN / m}$$

III.5.6.2 Calcul de la flèche (ELS):

$$f_z = \frac{q_s \cdot l^4}{384EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{300q_s \cdot l^3}{384E} = \frac{300 \cdot 483,71 \cdot 10^{-4} \cdot 350^3}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^4} = 77.15 \text{ cm}^4$$

- On adopte un IPE100 avec $I_y = 171 \text{ cm}^4$

➤ Vérification de la flèche en tenant compte du poids propre

$$q_s' = q_s + G_{\text{IPE100}} = 483.71 + 8.1 = 491.81 \text{ daN}$$

$$f_z = \frac{q_s' \cdot l^4}{384EI_y} = \frac{491.81 \times 10^{-4} \times 350^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 171} = 0,535 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{350}{300} = 1,16 \text{ cm}$$

→ donc la flèche est vérifiée

III.5.6.3 Vérification a la résistance (ELU):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$\text{Avec : } M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{12} = \frac{866.3,5^2}{12} = 884.04 \text{ daN.m} \quad \rightarrow M_{sd} = 884.04 \text{ daN.m}$$

$$\text{Et : } M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{39.4 \times 23,5}{1} = 841.72 \text{ daN.m} \quad \rightarrow M_{pl.Rd} = 841.72 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 884.04 \text{ daN.m} > M_{el.Rd} = 841.72 \text{ daN.m}$$

→ Donc la condition à la résistance n'est pas vérifié

$$M_{pl.Rd} \geq M_{sd} \Rightarrow \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq M_{sd}$$

$$\Rightarrow W_{pl} \geq \frac{M_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{884.04 \times 1.1}{23.5} = 41.38 \text{ cm}^3$$

Donc on adopte un IPE120 avec $W_{pl,y} = 60.7 \text{ cm}^3$

III.5.6.4 Vérification à l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{533.06 \times 3,50}{2} = 932.86 \text{ daN}$$

$$\text{Donc } \rightarrow V_{sd} = 932.86 \text{ daN}$$

$$V_{rd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} \quad \text{avec } A_v = 6.31 \text{ cm}^2$$

$$V_{rd} = 6.31 \times \frac{2350}{1,1 \cdot \sqrt{3}} = 7782.94 \text{ daN}$$

$$\text{Donc } \rightarrow V_{pl.Rd} = 7782.94 \text{ daN}$$

Donc la condition sera : $V_{sd} = 932.86 \text{ daN} < V_{pl.Rd} = 7782.94 \text{ daN}$

→ donc l'effort tranchant est vérifié

III.5.7 Conclusion :

Dans notre étude des escaliers, on a justifié les choix des dimensions qu'on a prévues en fonction des dimensions de la cage d'escalier ; ainsi on a établi les calculs des marches, les calculs des limons et le palier de repos, dans ce dernier on a prévu une tôle striée soudée sur les limons et la poutre palière (IPE120), aussi pour le limon on a utilisé des poutres UPN160. Et dans ce qui concerne les marches on a adopté la conception la plus utilisée, qui se constitue d'une tôle striée rigidifiée par des cornières. Il faut signaler aussi que les escaliers contiennent deux volées.

III.6 Calcul du support du chemin de roulement

Le chemin de roulement est supporté par une console (corbeau) qui est sollicitée par les Efforts suivant :

- Le poids propre de la poutre de roulement et du rail
- Les actions verticales et horizontales des galets du pont roulant
- Le poids propre de la console

III.6.1 Charges verticales

III.6.1.1 Charge verticale non pondérée

$$P' = (G_{\text{rail}} + G_{\text{poutre}}) \times L + R_{\text{max}} \times \psi_2$$

Avec R_{max} : réaction statique du pont roulant (paragraphe IV.4.1)

$$P' = (232.7) \times 6 + 28550 \times 1.05$$

$$P' = 313.737 \text{ KN}$$

III.6.2 Charge verticale pondérée

$$P = 1.35 [(G_{\text{rail}} + G_{\text{poutre}}) \times L] + 1.5 (R_{\text{max}} \times \psi_2)$$

$$P = 1.35 [(232.7) \times 6] + 1.5 (28550 \times 1.05)$$

$$P = 468.51 \text{ KN}$$

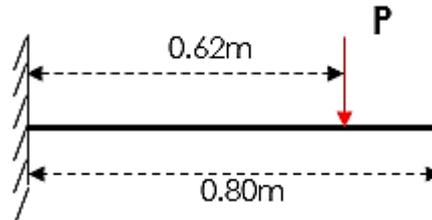
III.6.3 Dimensionnement du support du chemin de roulement

La flèche verticale du chemin de roulement est limitée à $d/500$:

$$f = p' \frac{d^3}{3EI} \leq \frac{d}{500}$$

$$I \geq \frac{p' \times d^3 \times 500}{3E}$$

$$I \geq \frac{313.737 \times 620^2 \times 500}{3 \times 2.1 \times 10^5} = 9571.47 \text{ cm}^4$$



Suivant le moment d'inertie I obtenu on choisit le profilée IPE330.

Avec $I_y = 11766.9 \text{ cm}^4$

III.6.3.1 Classe de la section transversale

a) Classe de la semelle : (comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b_f}{2t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{160}{2 \times 11.5} = 6.96 < 10 \times 1 \Rightarrow \text{Semelle de classe 01}$$

$$\text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad \text{avec } f_y = 235 \text{ MPa (acier 235)}$$

b) Classe de l'âme (âme fléchie)

$$\frac{d}{t_w} < 72\varepsilon \Rightarrow \frac{271}{7.5} = 36.13 \leq 72\varepsilon \Rightarrow \text{Âme de classe 01}$$

Donc la section globale est de classe 01.

III.6.4 Vérification à l'effort tranchant

➤ Il faut vérifier que : $V_{Sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{Sd} = 468.511 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 30.8 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 417.89 \text{ kN} < V_{Sd} = 468.511 \text{ kN}$$

C'est pas vérifier on augmente la section IPE450

Avec $A_{vz} = 50.85 \text{ cm}^2$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 50.85 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 689.92 \text{KN} < V_{Sd} = 468.511 \text{KN}$$

c'est verifier mais $V_{Sd} > 0,5V_{Rd}$ donc il faut calcule le moment de réduction plastique.

$$V_{Sd} = 468.77 > 0,5V_{Rd} = 344.96 \Rightarrow M_{c.rd} = M_{V.rd}$$

Avec

$$M_{V.rd} = \left(w_{ply} - \frac{\rho \times A_v^2}{4 \times t_w} \right) \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

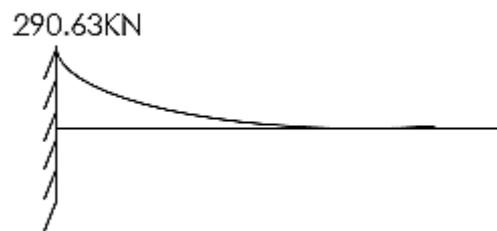
$$\rho = \left(\frac{2V_{sd}}{V_{pl-rd}} - 1 \right)^2 = \left(\frac{2 \times 468.77}{689.92} - 1 \right)^2 = 0.12$$

$$\text{Donc } M_{V.rd} = \left(1702 - \frac{0.12 \times 50.85^2}{4 \times 0.94} \right) \times \frac{23.5}{1.1} = 380.57 \text{KN.m}$$

Et

$$M_{sd} = 290.63 < M_{V.rd} = 380.57 \text{KN.m}$$

Donc c vérifier



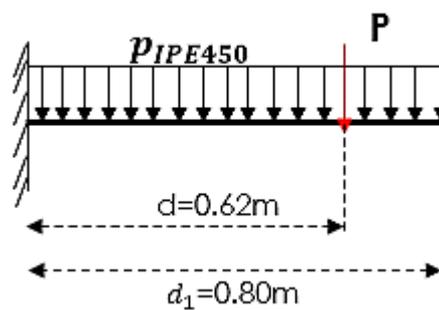
III.6.5 Vérification de la flèche

$$f_{\max} \leq f_{adm} = \frac{d}{500} = 0.124 \text{cm}$$

$$f_{\max} = \frac{p'd^3}{3EI} + \frac{P_{IPE450} \times d_1^4}{8EI} = 0.01 \text{cm}$$

$$f_{\max} = 0.01 \text{cm} \leq f_{adm} = 0.124 \text{cm}$$

Donc C'est vérifier



III.6.6 Conclusion

Donc on adopte un IPE450 comme un support de chemin de roulement

Chapitre IV : Études du pont roulant

IV.1 Introduction

Ce chapitre représente le calcul de la voie de roulement de la halle **64 m** de portée abritant un pont roulant de **15 T** (de puissance)

Le pont roulant : est un engin de levage mobile circulant sur une voie de roulement. Il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace, transversalement à la voie principale, un chariot de transfert équipé d'un treuil pour le levage de la charge.

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

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

IV.2 Caractéristiques de pont roulant :

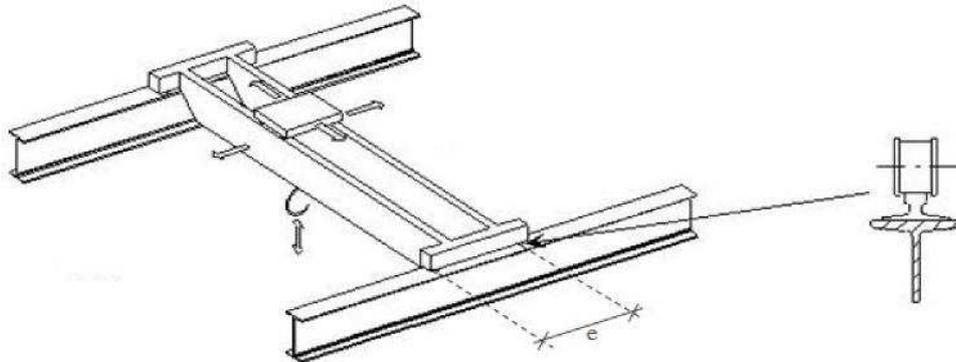


Figure IV-1: Schéma 3D du pont roulant

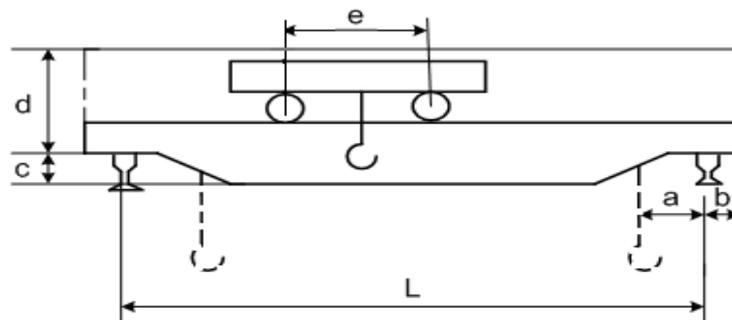


Figure IV-2: Schéma 2D du pont roulant

Soit le pont roulant avec la portée de 20 M

Tableau IV-1: Caractéristiques géométriques des ponts roulants

	L(m)	a _{min} (m)	b(m)	c(m)	e(m)	d(m)
Pont roulant	20	1.2	0.35	0.60	3	2

Tableau IV-2: Caractéristiques des ponts roulants

	Puissance (t)	Vitesse (m/min)			Poids (t)		
		Levage	Direction	Translation	Pont	palan	Total
Pont roulant	15	6	30	60	19.5	5	24.5

IV.3 Les coefficients et classement des ponts roulants :

Tableau IV-3: Les coefficients et classement de pont roulant

Groupe du pont roulant	C	Chemin de roulement : ψ_1	Support du chemin de roulement : ψ_2	Classement			
				A ₁	A ₂	B ₁	C ₁
I	0,2	1,05	1	A ₁	A ₂	B ₁	C ₁
II		1,15	1,05	A ₃	B ₂		C ₂
III		1,25	1,1		B ₂		C ₃

Suivant les conditions d'utilisation :

A : Utilisation occasionnelle non régulière avec périodes de repos.

B : Utilisation régulière en service intermittent.

C : Utilisation régulière en service intensif suivant l'état de charge :

1. Soulèvement exceptionnel de la charge nominale et manutention courante de faible charge.
2. Soulèvement de charges variant de zéro (0) à la charge nominale.
3. Soulèvement régulier de charges voisines de la charge nominale.

C: Coefficient d'adhérence d'un galet sur son rail.

ψ : Coefficient de majoration dynamique des réactions verticales.

IV.4 Calcul de la poutre de roulement

Le groupe de ce pont roulant est catégorie II : $\psi_1 = 1,15$, $C = 0,2$ et $\psi_2 = 1,05$

IV.4.1 Réactions des galets d'un pont roulant :

a) Charges verticales

R_{\max} : charge maximale statique.

R_{\min} : Charge minimale statique.

$R_{1,\max}$: charge maximale dynamique.

$R_{1,\min}$: charge minimale dynamique.

b) Charge horizontale longitudinale

$R_{2,\max}$: charge maximale.

$R_{2,\min}$: charge minimale.

c) Charge horizontale transversale

$R_{3,\max}$: charge maximale.

$R_{3,\min}$: charge minimale.

Tableau IV-4: Les réactions Max et Min

Charge (KN)	$\max \Rightarrow \frac{B}{2} + \frac{(N+K)}{L} \times (L-a)$	$\min \Rightarrow \frac{B}{2} + \frac{(N+K)}{L} \times a$
R	285.5	109.5
Forces verticales des galets :		
R ₁	$\psi_1 \cdot R_{\max} = 1,15 \times 285.5$	$\psi_1 \cdot R_{\min} = 1,15 \times 109.5$
	328.325	120.60
Réactions horizontales longitudinales :		
R ₂	$C \cdot R_{\max} = 0,2 \times 285.5$	$C \cdot R_{\min} = 0,2 \times 109.5$
	57.1	21.9
Réactions horizontales transversales :		
R ₃	Chariot au milieu de la portée du pont :	
	$\pm \left\{ 0.02375 \left[1.047(N+K) + B \right] \times \frac{L}{e} + 0.02375 \left(N \times \frac{v}{e} + K \right) \right\}$	66.64
	$\pm \left\{ 0.02375 \left[1.047(N+K) + B \right] \times \frac{L}{e} - 0.02375 \left(N \times \frac{v}{e} + K \right) \right\}$	61.42
	Chariot à distance minimale du chemin de roulement :	
	$\pm \left\{ 0.0052(N+K+5B) \times \frac{L}{e} + 0.02375 \left(N \times \frac{v}{e} + K \right) \right\}$	43.35
	$\pm \left\{ 0.0052(N+K+5B) \times \frac{L}{e} - 0.02375 \left(N \times \frac{v}{e} + K \right) \right\}$	38.09

IV.4.2 Pré dimensionnement de la poutre de roulement

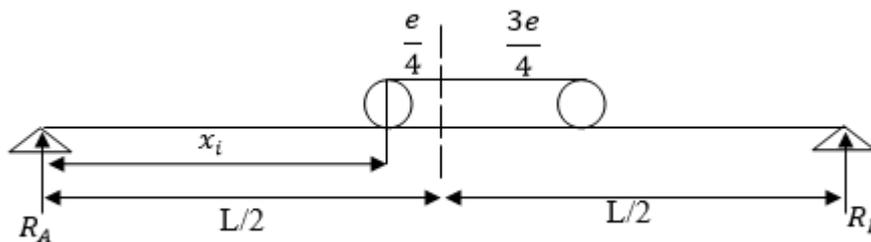
Le pré dimensionnement de la poutre se fait par la condition de flèche, qui est limitée à

$1 / 750$ de la portée considérée. La poutre est pré dimensionnée suivant La flèche verticale

a) Provoquée par la réaction d'un galet à une distance x_i , donnée par la formule suivante:

$$x_i = \left(\frac{l}{2} - \frac{e}{4} \right) = \left(\frac{6}{2} - \frac{3}{4} \right) = 2.25m$$

b) La longueur de travée six (6) m (sur deux appuis simple).comme indique sur le chemin :



$$\text{Et } F_{adm} = \frac{l}{750} = \frac{600}{750} = 0.8cm$$

$$F_{max} = \frac{R_{max}}{2} \times \frac{L - e \left[3L^2 - (L - e)^2 \right]}{48 \times E \times I_y} \leq F_{adm} = \frac{600}{750} = 0.8cm$$

Donc :

$$I_y \geq \frac{R_{max}}{2} \times \frac{L - e \left[3L^2 - (L - e)^2 \right]}{48 \times E \times F_{max}}$$

$$I_y \geq \frac{28550}{2} \times \frac{(600 - 300) \left[3 \times 600^2 - (600 - 300)^2 \right]}{48 \times 2.1 \times 10^6 \times 0.8} = 52575,335cm^4$$

Soit un **HEB400** dont les caractéristiques sont :

$$I_y = 57680 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = 2884 \text{ cm}^3$$

$$I_z = 10820 \text{ cm}^4$$

$$W_{elz} = 721.3 \text{ cm}^3$$

$$H = 400 \text{ mm}$$

$$A = 197.8 \text{ cm}^2$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$\rho = 155 \text{ kg/ml}$$

$$t_w = 13.5 \text{ mm}$$

$$I_t = 355.7$$

$$t_f = 24 \text{ mm}$$

$$i_y = 17.08 \text{ cm}$$

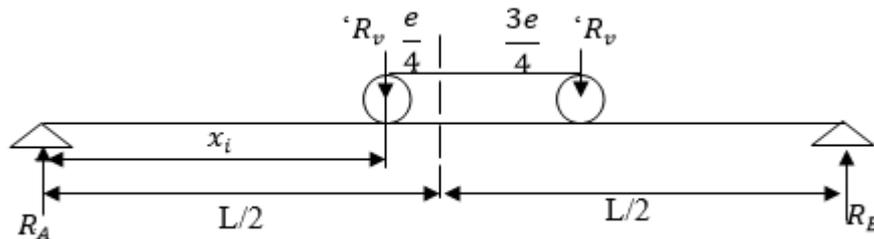
$$r = 27 \text{ mm}$$

$$i_z = 7.40 \text{ cm}$$

IV.4.3 Détermination des efforts dans les poutres de roulement

IV.4.3.1 Calcul le moment fléchissant Max et effort tranchant Max

a) Sous R_v



Calcule les réactions d'appui :

$R_A(kn)$	$R_B(kn)$
123.1	90.50

- Le moment Max est obtenu pour $x_i = \left(\frac{l}{2} - \frac{e}{4}\right) = 2.25m$

$$M_{\max} = \frac{R_v}{l} \left(l - \frac{e}{4}\right) \times \left(\frac{l}{2} - \frac{e}{4}\right)$$

$$M_{\max} = \frac{R_v}{2l} \left(l - \frac{e}{4}\right)^2 = 276.97 \text{ KN.M}$$

- Effort tranchant

a) A la section i :

$$T_i = R_A = \frac{R_v}{2l} \left(l - \frac{e}{4} \right) = 123.1.KN$$

b) Le galet au droit de l'appui :

$$T_{\max} = \frac{R_v}{2l} (2l - e) = 246.2.KN$$

b) Sous charge permanente

Choix du rail

D'après tableau III (Recommandation **CTICM**), charges admissibles sur un galet est :

$R_{vmax} = 16.41t$, on utilise des profils spéciaux en acier A 75 dont les

Caractéristiques sont données par les recommandations du **CTICM**, article 3.302.1.

$K = 75 \text{ mm}$

$H = 85 \text{ mm}$

$B = 200 \text{ mm}$

$h_1 = 1 \text{ mm}$

$h_2 = 15,4 \text{ mm}$. $h_3 = 22 \text{ mm}$

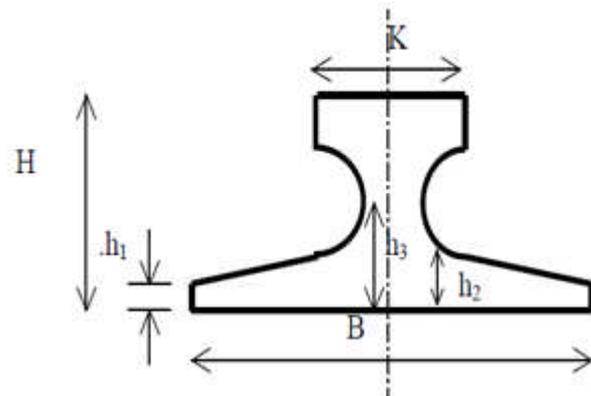


Figure IV-3: les caractéristiques de rail de pont

- calcule le poids propre:

-poids du rail $G_1 = 56.6kg/ml$

-poids propre de la poutre $G_2 = 155kg/ml$

-10%poids des(cales ,boulon....) $G_3 = (155 + 56.6)*0.1=21.16kg/ml$

$G=G_1 + G_2 + G_3 = 232.76kg/ml$

- Calcule des moments

a) À mi-travée :

$$M_{\max} = \frac{Gl^2}{8} = 1047.42 \text{ kg.m}$$

b) À distance $x_i = 2.25 \text{ m}$:

$$M_i = \frac{Gl}{2} x_i - G \frac{x_i^2}{2} = 981.96 \text{ kg.m}$$

• **Effort tranchant**

a) A la section i

$$T_i = R_A - Gx_i = \frac{Gl}{2} - Gx_i = 174.57 \text{ KN}$$

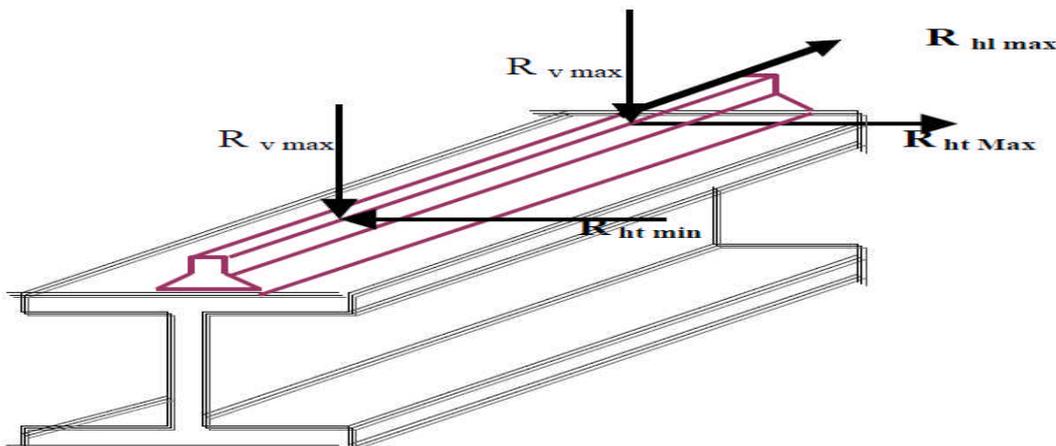
b) Le galet au droit de l'appui :

$$T_{\max} = \frac{Gl}{2} = 698.28 \text{ KN}$$

c) **Sous la section horizontale transversale :**

Remarque :

- La réaction verticale est appliquée avec une excentricité de $\frac{1}{4}$ de la largeur du rail, et la réaction transversale excentrée de la mi-hauteur de la poutre de roulement plus la hauteur du rail. Ces excentricités provoquent un moment de torsion qui sollicite la poutre de roulement
- La réaction longitudinale est appliquée au droit du galet moteur.



Le moment de torsion va être remplacé par un couple de forces appliquées sur les semelles.

Pour avoir un moment de torsion maximum, on prend $R_{ht \max}$ dans le sens où elle provoque un Moment qui s'ajoute au moment dû à $R_{v \max}$.

Telle que :

$$M_t = R_v \times W + R_{HT} \times a$$

Ce moment sera disposé en deux forces horizontales H1 et H2 appliquée dans l'axe de la semelle supérieure et inférieure.

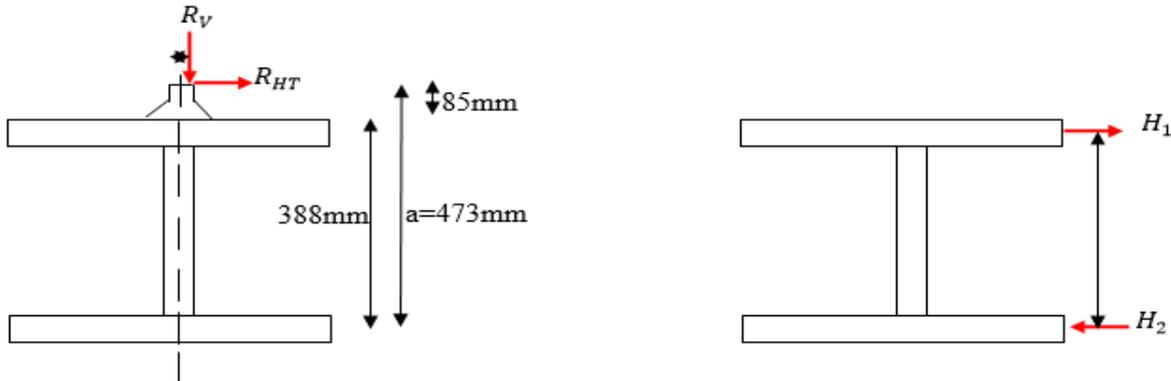


Figure IV-4: les forces horizontale et verticale appliquée sur la poutre de roulement

Ces forces provoquent une flexion dans un plan horizontal

$W=18.75\text{mm}$ et $a=473\text{mm}$

Donc

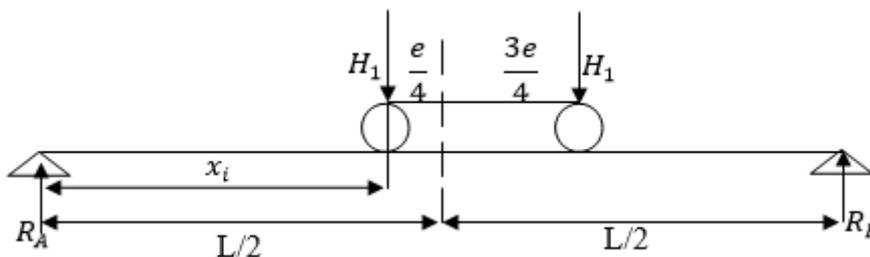
$$\sum M_1 = \sum M_2 = R_v \times W + R_{HT} \times a = H_1(400 - 24)$$

Avec

$$\begin{cases} R_{HT} = 6664\text{kg} \\ R_v = 32832.5\text{kg} \end{cases}$$

Donc

$H_1(kn)$	$H_2(kn)$
10020	3356



Calcule les réactions d'appui :

$R_A(kn)$	$R_B(kn)$
3757.5	2618.5

- Le moment Max est obtenu pour $x_i = \left(\frac{l}{2} - \frac{e}{4}\right) = 2.25m$

$$M_{\max} = \frac{H_1}{2l} \left(l - \frac{e}{2}\right) \times \left(\frac{l}{2} - \frac{e}{4}\right)$$

$$M_{\max} = 8454KN.M$$

- Effort tranchant

a) A la section i :

$$T_i = R_A = \frac{H_1}{2l} \left(l - \frac{e}{4}\right) = 3757.5.KN$$

b) Le galet au droit de l'appui :

$$T_{\max} = \frac{H_1}{2l} (2l - e) = 7515.KN$$

d) Sous efforts due au freinage longitudinal :

$$R_{HC} = C \times R_{\max}$$

$$R_{HC} = 0.2 \times 28550$$

Donc

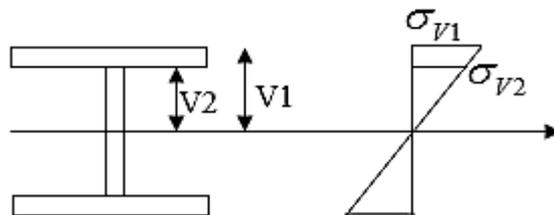
$$R_{HC} = 5710 KG$$

IV.4.4 Calcule des contrainte dans les sections les plus sollicités

IV.4.4.1 Contrainte normale :

a) Sous charge R_v (réaction des galets):

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{V1} = \frac{M_{\max}}{W_{ely}^{s1}} \\ \sigma_{V2} = \frac{M_{\max}}{W_{ely}^{s2}} \end{array} \right.$$



$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} W_{ely}^{s1} = \frac{I_y}{V_1} = \frac{57680}{20} = 2884cm^3 \\ W_{ely}^{s2} = \frac{I_y}{V_{21}} = \frac{576800}{20 - 2.4} = 3277.27cm^3 \end{array} \right.$$

Donc

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{V1} = \frac{2769750}{2884} = 960.38kg / cm^2 \\ \sigma_{V2} = \frac{2769750}{3277.27} = 845.14kg / cm^2 \end{array} \right.$$

b) Sous charge poids propre:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{p1} = \frac{M_{\max}}{W_{ely}^{s1}} = \frac{104742}{2884} = 36.31 \text{kg} / \text{cm}^2 \\ \sigma_{p2} = \frac{M_{\max}}{W_{ely}^{s1}} = \frac{104742}{3277.27} = 31.96 \text{kg} / \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

c) Sous charge horizontale transversale

$$\sigma_{HT} = \frac{M_{\max}}{W_{elz}} = \frac{845400}{721.3} = 1172.05 \text{kg} / \text{cm}^2$$

d) Sous charge horizontale longitudinale:

$$\sigma_{HL} = \frac{R_{HL}}{A}$$

Avec : A : section de la membrure supérieur de la poutre de roulement.

Donc

$$A = \frac{A_{Totale}}{2} = \frac{197.8}{2} = 98.9 \text{cm}^2$$

$$\sigma_{HL} = \frac{R_{HL}}{A} = \frac{5710}{98.9} = 57.73 \text{kg} / \text{cm}^2$$

IV.4.4.2 Contrainte tangentielle**a) Sous charge R_v (réaction des galets)**

- Appui : $\tau_v = \frac{T_{\max}}{A_{ame}} = \frac{24620}{1.35 \times 35.2} = 518.10 \text{kg} / \text{cm}^2$
- Au droit du moment Max : $\tau'_v = \frac{T_i}{A_{ame}} = \frac{12310}{1.35 \times 35.2} = 259.05 \text{kg} / \text{cm}^2$

b) Sous charge poids propre

- Appui : $\tau_p = \frac{T_{\max}}{A_{ame}} = \frac{698.28}{1.35 \times 35.2} = 14.70 \text{kg} / \text{cm}^2$

- Au droit du moment Max : $\tau'_p = \frac{T_i}{A_{ame}} = \frac{174.570}{1.35 \times 35.2} = 3.674 \text{ kg/cm}^2$

c) Sous charge horizontale transversale

- Appui : $\tau_{HT} = \frac{T_{\max}}{\frac{2}{3} A_{\text{semelle}}} = \frac{7515}{\frac{2}{3} (30 \times 2.4)} = 156.56 \text{ kg/cm}^2$
- Au droit du moment Max : $\tau_{HT} = \frac{T_i}{\frac{2}{3} A_{\text{semelle}}} = \frac{3757}{\frac{2}{3} (30 \times 2.4)} = 78.271 \text{ kg/cm}^2$

d) Sous charge horizontale longitudinale:

- $\tau_{HL} = 0 \text{ kg/cm}^2$

Remarque :

Puisque $\sigma_{HT} = 1172.05 \text{ kg/cm}^2$ est jugée exécutive, donc une poutre constituée (appelé poutre de frein) est nécessaire dans ce cas, pour empêcher le déversement de la poutre de roulement.

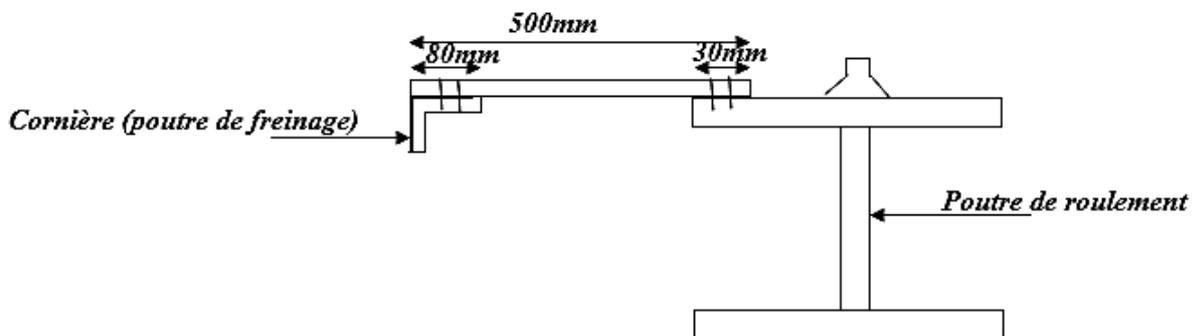


Figure IV-5: chemin en 2d de la poutre de roulement

➤ **Redimensionnement de la cornière (poutre de freinage) :**

❖ **Charge permanente :**

Poids totale de tôle = $\frac{1}{2} \cdot \rho_t \cdot \rho \cdot 1 \cdot 0.5$

$$G = \frac{1}{2} \cdot 7850 \cdot 6 \cdot 10^{-3} \cdot 0.5$$

$$G = 11.775 \text{ kg/ml}$$

$$f_{\max} = \frac{5Gl^4}{384EI_Y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = 3\text{cm}$$

Donc

$$I_Y \geq \frac{5 \times G \times l^4}{384 \times E \times f_{\max}} = \frac{5 \times 11.77 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 3} = 31.54\text{cm}^4$$

On prendre une cornière L80×80×5

$$I_y = 48.11\text{cm}^4$$

$$W_{ely} = 8.24\text{cm}^3$$

$$I_z = 48.11\text{cm}^4$$

$$W_{elz} = 8.24\text{cm}^3$$

$$L = 80\text{mm}$$

$$A = 7.79\text{cm}^2$$

$$p = 6.11\text{kg/ml}$$

$$t_w = 5\text{mm}$$

$$t_f = 5\text{mm}$$

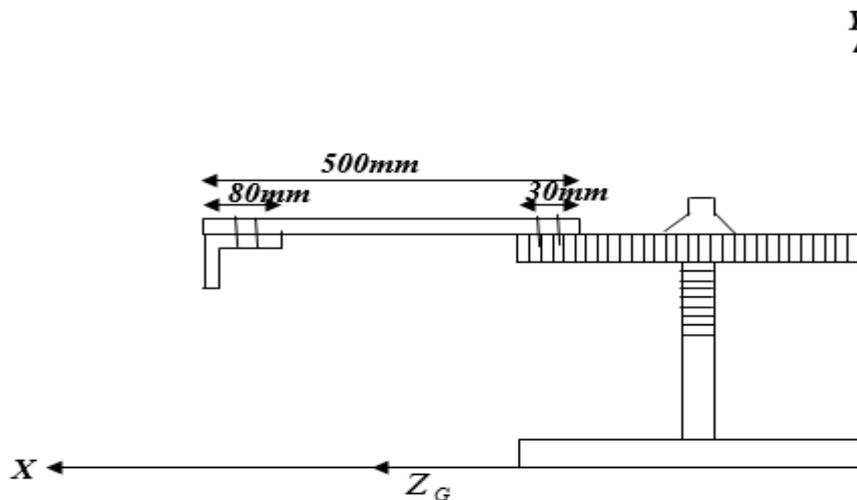
❖ Vérification (avec le poids propre de L80*80*5) :

Avec

$$G_s = 6.11 + 11.775 = 17.885\text{kg/ml}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times G \times l^4}{384 \times E \times I_Y} = \frac{5 \times 17.88 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 48.11} = 2.96\text{cm} < f_{adm} = 3\text{cm} \quad \text{c'est vérifié}$$

❖ Calcule de la section résultante :



- Calcule le centre de gravité

$$\sum S_i = 7.79 + (0.6 \times 50) + (30 \times 2.4) + (17.6 \times 1.35) = 133.55 \text{ cm}^2$$

$$Z_G = \frac{\sum S_i Z_i}{\sum S_i} = \frac{1}{133.55} [(30 \times 2.4 \times 15) + (17.6 \times 1.35 \times 15) + (0.6 \times 50 \times 52) + (7.79 \times 73)] = 26.70 \text{ cm}$$

- Calcule du moment d'inertie/YY

$$I_{YY} = \left[\left(\frac{24 \times 30^3}{12} + (30 \times 24) \times (2670 - 15)^2 \right) + \left(\frac{176 \times 135^3}{12} + (176 \times 135) \times (2670 - 15)^2 \right) + \left(\frac{0.6 \times 50^3}{12} + (0.6 \times 50) \times (2670 - 52)^2 \right) + (481 + 7.79) \times (2670 - 73)^2 \right]$$

Donc :

$$I_{YY} = 60712.355 \text{ cm}^4$$

Calcule Wely :

$$W_{ely} = \frac{I_{YY}}{Z_G} = \frac{60712355}{26.70} = 227387 \text{ cm}^3$$

Calcule

σ_{HT} Pour la section composée

Donc

$$\sigma_{HT} = \frac{M_{\max}}{W_{elycom}} = \frac{845400}{227387} = 371.79 \text{ kg/cm}^2$$

IV.5 Vérification de la poutre de roulement

IV.5.1 Vérification a la résistance

a) Sous contrainte normale:

$$1.35\sigma_{p1} + 1.5\phi\sigma_{v1} \leq f_y \quad (1)$$

AN :

$$1.35 \times 36.31 + 1.5 \times 1.15 \times 960.38 = 1705.674 \text{ kg/cm}^2 < f_y = 2350 \text{ kg/cm}^2$$

$$1705.674 \text{ kg/cm}^2 < f_y = 2350 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{c'est vérifier}$$

$$1.35\sigma_{p1} + 1.5(\sigma_{V1} + \sigma_{HT} + \sigma_{HL}) \leq f_y \quad (2)$$

AN :

$$1.35 \times 36.31 + 1.5(960.38 + 371.789 + 57.73) \leq f_y = 2350 \text{ kg/cm}^2$$

$$2133 \text{ kg/cm}^2 < f_y = 2350 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{c'est vérifier}$$

b) Sous contrainte tangentielle:

$$1.35\tau_{p1} + 1.5\phi\tau_{V1} \leq 0.58f_y \quad (1)$$

AN :

$$1.35 \times 14.70 + 1.5 \times 1.15 \times 518.1 = 913.57 \text{ kg/cm}^2 < f_y = 1363 \text{ kg/cm}^2$$

$$913.57 \text{ kg/cm}^2 < f_y = 1363 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{c'est vérifier}$$

$$1.35\tau_{p1} + 1.5(\tau_{V1} + \tau_{HT} + \tau_{HL}) \leq 0.58f_y \quad (2)$$

AN:

$$1.35 \times 14.70 + 1.5(518.1 + 0 + 156.56) \leq f_y = 1363 \text{ kg/cm}^2$$

$$1031.835 \text{ kg/cm}^2 < f_y = 1363 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{c'est vérifier}$$

c) INTERACTION (contraint normale+ contrainte tangentielle):

On doit vérifier :

$$\sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau_x^2} \leq f_y$$

avec

$$* \quad \sigma_x = 1.35\sigma_{p2} + 1.5\phi\sigma_{V2}$$

$$\sigma_x = 1501.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$* \quad \tau_x = 1.35\tau_{p2} + 1.5\phi\tau_{V2}$$

Calculer τ_{p2} et τ_{V2} ?

❖ **Sous charge poids propre(p):**

$$\tau_{p2} = \frac{T_{pi} \times w}{b \times I_y}$$

$$\tau_{p2} = \frac{174.57 \times (2.4 * 30 * 18.8)}{1.35 \times 57680} = 3.035$$

❖ **Sous charge R_v (réaction des galets (p))**

$$\tau_{v2} = \frac{T_{pi} \times w}{b \times I_y}$$

$$\tau_{v2} = \frac{12310 \times (2.4 * 30 * 18.8)}{1.35 \times 57680} = 213.99$$

Donc

$$* \quad \tau_x = 1.35 \times 3.035 + 1.5 \times 1.15 \times 213.99$$

$$\tau_x = 373.23 \text{ kg/cm}^2$$

Donc

$$\sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau_x^2} = \sqrt{1501.01^2 + 4 \times 373.23^2} \leq f_y = 2350 \text{ kg/cm}^2$$

$$1676.375 \text{ kg/cm}^2 \leq f_y = 2350 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{c'est vérifié}$$

IV.5.2 Vérification au voilement

La vérification au voilement est nécessaire dans le cas suivants

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour les âmes sans raidisseurs} \quad \frac{d}{t_w} > 69\varepsilon \\ \text{Pour les âmes avec raidisseurs} \quad \frac{d}{t_w} < 69\varepsilon\sqrt{k_r} \end{array} \right.$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} k_r = 4 + \frac{5.34}{\left(\frac{a}{d}\right)^2} \quad \text{si } \frac{a}{d} < 1 \\ k_r = 5.34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{d}\right)^2} \quad \text{si } \frac{a}{d} \geq 1 \end{array} \right.$$

Cas âme sans raidisseur :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{400 - 2 \cdot 24}{13.5} = 26.07 < 69 \times \varepsilon = 69 \quad \text{c'est vérifié}$$

Donc

Pas de vérification au voilement

IV.5.3 Vérification a la flèche

- Poids des galets A75 = 56.kg/ml
- Poids propre de HEB400 = 155kg/ml
- Poids propre de la plaque = 11.77kg/ml
-
- Donc $G = 56.6 + 155 + 11.77 = 223.37 \text{kg/ml}$

IV.5.3.1 Flache verticale :

a) Sous poids propre(G) :

$$f_g = \frac{5Gl^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 223.37 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 57680} = 0.03 \text{cm}$$

b) Sous charge R_{vmax} :

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

$$f_{RV} = \frac{28550}{2} \times \frac{(600 - 300)[3 \times 600^2 - (600 - 300)^2]}{48 \times 2.1 \times 10^6 \times 57680} = 0.729 \text{cm}$$

Donc

$$F = f_{RV} + f_g = 0.75 < f_{adm} = 0.8 \text{cm} \quad \text{c'est vérifié}$$

IV.5.3.2 Flache horizontale :

$$f_{HT} = \frac{R_{HTmax}}{2} \times \frac{L-e[3L^2 - (L-e)^2]}{48 \times E \times I_z} = \frac{43346}{2} \times \frac{(600 - 300)[3 \times 600^2 - (600 - 300)^2]}{48 \times 2.1 \times 10^6 \times 10820} = 0.59 \text{cm}$$

Donc :

$$f_{HT} = 0.59 \text{cm} < f_{adm} = 0.8 \text{cm} \quad \text{c'est vérifié}$$

IV.5.4 Vérification a la fatigue

On a : σ_f : contrainte normale due a la température

$$\text{Avec } \sigma_f = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

IV.5.4.1 Sous Contrainte normales

$$\sigma_p + \phi\sigma_v + \sigma_{HT} + \sigma_{HL} \leq \sigma_f$$

AN :

$$36.31 + 1.15 \times 960.38 + 371.789 + 57.73 = 1570.26 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_f = 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{c'est verifier}$$

IV.5.4.2 Sous Contrainte tangentielle

$$\tau_p + \phi\tau_v + \tau_{HT} + \tau_{HL} \leq 0.58 \sigma_f$$

AN :

$$14.70 + 1.15 \times 518.1 + 156.56 + 0 = 767.075 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.58 \sigma_f = 928 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{c'est verifier}$$

IV.5.4.3 Sous Contrainte équivalente

$$\sigma_c = \sqrt{\sigma_z^2 + \sigma_y^2 + \sigma_y \sigma_z + 3\tau^2} \leq \sigma_f$$

Avec

σ_y : contrainte due à la compression locale sur l'âme

τ : contrainte tangentielle correspondant à la compression locale.

a) Détermination de la contrainte de compression locale :

$$\sigma_y = \frac{R_{v \max}}{L \times t_w}$$

Où : L : longueur fictive de réparation de la pression définie par le C.T.I.C.M comme suit:

$$L = 50 + 2h_r \text{ (mm)}$$

h_r : hauteur du rail.

$$L = 50 + 2 \cdot 85 = 220 \text{ mm} = 22 \text{ cm.}$$

t_w : l'épaisseur de l'âme.

$$\sigma_y = \frac{R_{v\max}}{L \times t_w} = \frac{328.325}{22 \times 1.35} = 11.05 \text{ KN/cm}^2$$

b) Détermination contrainte tangentielle correspondant à la compression locale

$$\tau = 0.2 \times \sigma_y = 0.2 \times 11.05 = 2.21 \text{ KN/cm}^2$$

c) Détermination contrainte normale :

$$\sigma_z = 0.29 \text{ KN/cm}^2$$

Donc la contrainte équivalente :

$$\sigma_c = \sqrt{0.29_z^2 + 11.05^2 + 0.29 \times 11.05 + 3 \times 2.21^2} = 11.56 \text{ KN/cm}$$

donc $\sigma_c = 11.56 \text{ KN/cm} \leq \sigma_f = 16 \text{ KN/cm}^2$ c'est vérifier

Chapitre V: Études du plancher mixte

V.1 Définition

Un plancher mixte est composé d'une couche en béton armé connecté aux semelles supérieures des solives par des éléments de liaison appelés connecteurs dont le rôle est de rendre solidaire les solives en acier de la dalle de béton en évitant tout glissement relatif. Une telle dalle est dite collaborant, elle participe à l'inertie globale du plancher. Étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement, nous allons développer la méthode de calcul du type de plancher.

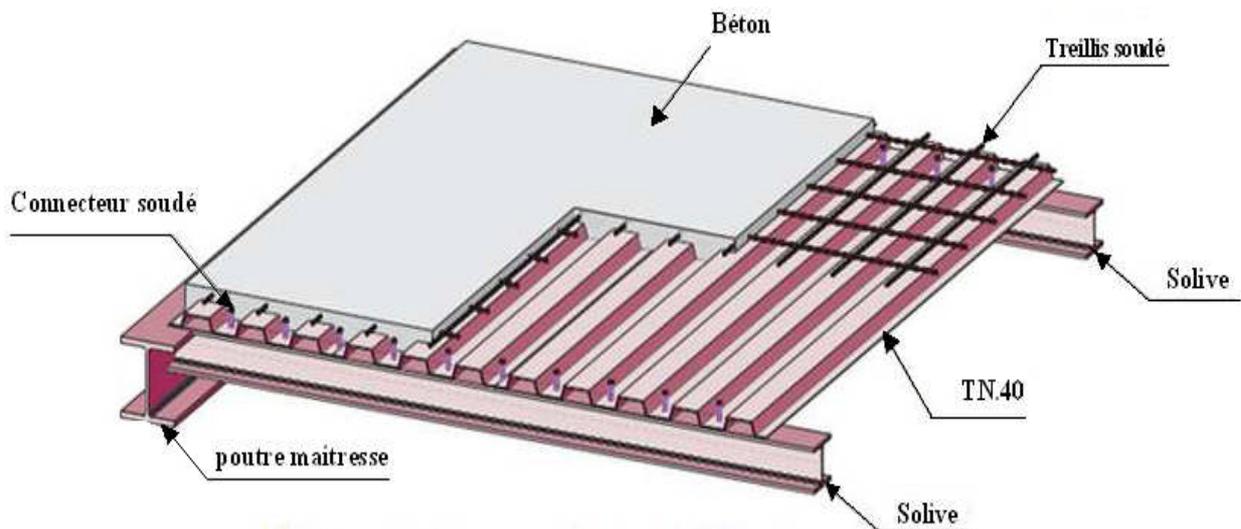


Figure V-1: éléments constructifs de plancher

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 $d=1,0\text{m}$.
- la longueur de solives est $l=5,00\text{m}$.

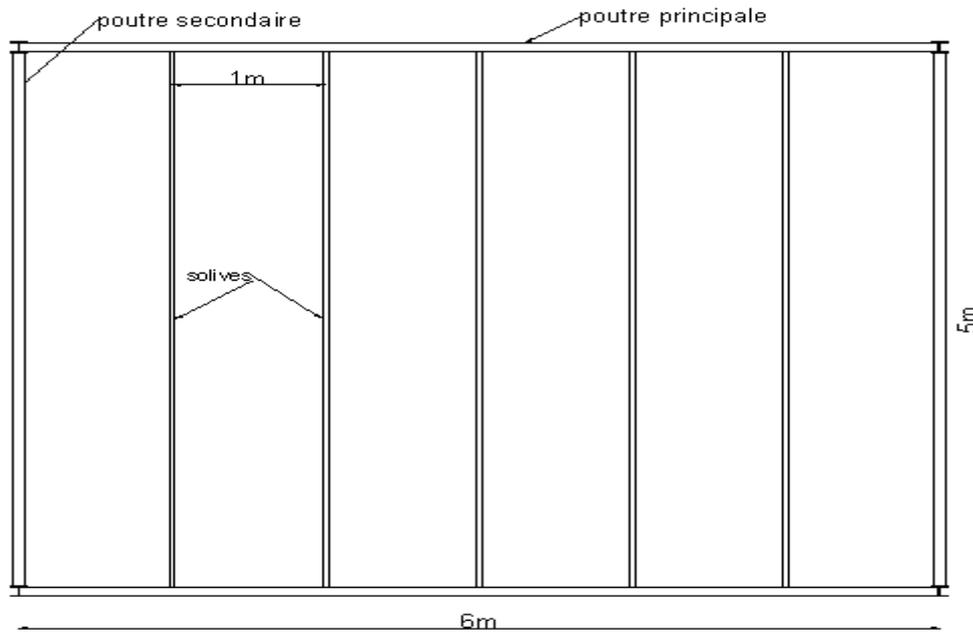


Figure V-2: Schéma de la trame supportant les planchers.

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) $\rightarrow E_a = 21.10^4 \text{ Mpa}$
- 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 $\rightarrow \rho = 2500 \text{ Kg/m}^3 = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Le module d'élasticité longitudinale $\rightarrow E_b = 14000 \text{ Mpa}$.
- le coefficient de retrait du béton $\rightarrow \varepsilon = 2.10^{-4}$
- le coefficient d'équivalence acier/béton : $n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{210000}{14000} = 15 \rightarrow n=15$

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'IPE160 comme solives.

V.5.1 Évaluation des charges

V.5.1.1 Les charges permanentes

Poids de la dalle en béton : $G_b=250$ daN/m²

Poids de la tôle (TN40) +accessoire : $G_t=14.7$ daN/m²

Poids de solive IPE160 : $G_P=15.8$ daN/ml

$$G = (G_b + G_t) \cdot d + G_p = (250 + 14.7) \cdot 1.0 + 15.8 = 280.5 \text{ daN/ml}$$

$$\rightarrow G = 280.5 \text{ daN/ml}$$

V.5.1.2 Les charges variables :

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

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

$$\rightarrow Q = 100 \text{ daN/ml}$$

V.5.2 Combinaison des charges :

➤ **À l'ELS :**

$$\Sigma G + Q = 280.5 + 100 = 380.5 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 380.5 \text{ daN/ml}$$

➤ **à l'ELU :**

$$\Sigma \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q = 1.35 \cdot 280.5 + 1.5 \cdot 100 = 528.68 \text{ daN/ml}$$

$$q_u = 528.68 \text{ daN/ml}$$

V.5.3 Vérification de la flèche:

$$f_z = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 E I_y} \leq f_{\max}$$

$$\text{avec } f_{\max} = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 \times 380.5 \times 10^{-2} \times 500^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 869.3} = 1.696 < 2.5 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée

Tableau V-1: caractéristiques de l'IPE 160

Profilé	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	G(kg/m)	A (cm ²)
IPE160	160	82	127.2	5.0	7.4	15.8	20.1
	I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{elz} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	A _{vz} (cm ²)
	869.3	108.7	123.9	68.28	16.65	26.1	9.7

V.5.4 Vérifications à la résistance

V.5.4.1 Vérification au cisaillement

$$V_{sd} \leq \frac{1}{2} V_{pl.rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{528.68 \times 5}{2} = 1321.7 \text{ daN}$$

$$\rightarrow V_{sd} = 1321.7 \text{ daN}$$

$$V_{pl.rd} = A_{vz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 970 \times \frac{23.5}{1 \times \sqrt{3}} = 13160.7 \text{ daN}$$

$$\rightarrow \frac{1}{2} V_{pl.rd} = 6580.35 \text{ daN}$$

D'où

$$V_{sd} = 1321.7 \text{ daN} \leq \frac{1}{2} V_{pl.rd} = 6580.35 \text{ daN}$$

Donc la condition $V_{sd} \leq \frac{1}{2} V_{pl.rd}$ est vérifiée

V.5.4.2 Vérification au moment fléchissant

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{528.68 \times 5^2}{8} = 1652.125 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{123.9 \times 23.5}{1} = 2911.65 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1652.125 \text{ daN.m} < 2911.65 \text{ daN.m}$$

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 Évaluation des charges

V.6.1.1 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 : $G_p=15.8 \text{ daN/ml}$

Poids de revêtement de carrelage et mortier de pose $G_r= 80 \text{ daN/m}^2$

Poids des cloisons..... $G_c= 100 \text{ daN/m}^2$

$$G = (G_b+G_t+G_r+G_c)*d+G_p = (250+14.7+80+100)*1+15.8= 460.5 \text{ daN/ml}$$

$$\rightarrow \mathbf{G=460.5 \text{ daN/m}}$$

V.6.1.2 Les charges variables :

Plancher courant : $P=250 \text{ daN/m}^2$ (usage de bureaux)

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

$$\rightarrow \mathbf{Q=250 \text{ daN}}$$

V.6.2 Combinaison des charges :

➤ À l'ELS

$$\Sigma G + Q = 460.5 + 250 = 710.5 \text{ daN/m}$$

$$q_s = 710.5 \text{ daN/ml}$$

➤ À l'ELU :

$$\Sigma \gamma_G .G + \gamma_Q .Q = 1,35*460.5 + 1,5 *250=996.68 \text{ daN/m}$$

$$q_u = 996.68 \text{ daN/ml}$$

Après le durcissement du béton, l'inertie de la dalle I_1 participe avec l'inertie des solives I_2 , 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:

$$B_{eff} = \min\left(2\frac{l_0}{8}, b\right) \text{ avec } l_0 = 5m \text{ et } b = 1m$$

$$\text{donc } B_{eff} = \min\left(2\frac{5}{8}, 1\right) = \min(1.25, 1) = 1m$$

Donc $B_{eff}=1,0m$

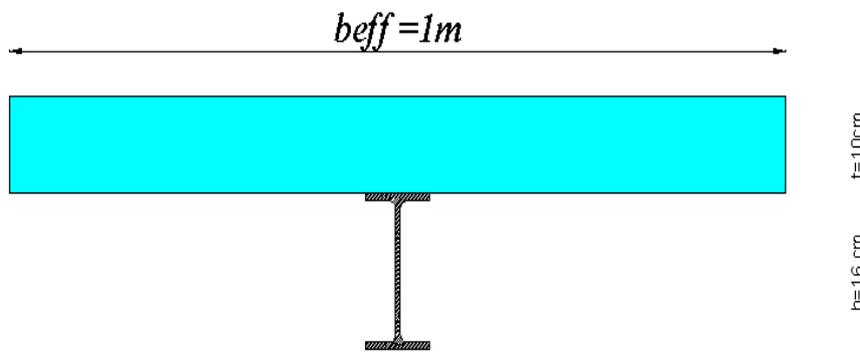


Figure V-3: Largeur de la dalle effective.

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 :

$$d = \frac{b_{eff} \times t}{n} \times \frac{t+h}{2S} \text{ avec } n=15, t=e=10cm, b_{eff}=100cm \text{ et } S = A + \frac{B}{n} \text{ avec } B = b \times t$$

$$S = 20.1 + \frac{100 \times 10}{15} = 86.77 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow S = 86.77 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } d = \frac{100 \times 10}{15} \times \frac{10 + 16}{2 \times 86.77} = 9.99 \text{ cm}$$

$$\rightarrow d = 9.99 \text{ cm}$$

V.6.5 Position de l'axe neutre plastique :

Z_{anp} : position de l'axe neutre plastique à partir de la fibre supérieure du béton.

L'axe neutre plastique c'est un axe qui divise la section de deux aires égales.

$$F_a = A \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 20.1 \times \frac{23.5}{1.1} = 429.41 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{eff}^{\oplus} \cdot h_c \cdot \left(0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_c} \right) = 100 \times 10 \times \left(0.85 \frac{2.5}{1.5} \right) = 1416.67 \text{ KN}$$

$F_c > F_a \rightarrow$ axe neutre plastique passe dans la dalle

$$Z_{anp} = \frac{F_a}{b_{eff}^{\oplus} \cdot \left(0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_c} \right)} = \frac{429.41}{100 \times \left(0.85 \frac{2.5}{1.5} \right)} = \frac{429.41}{141.67} = 3.03 \text{ cm} < h_c$$

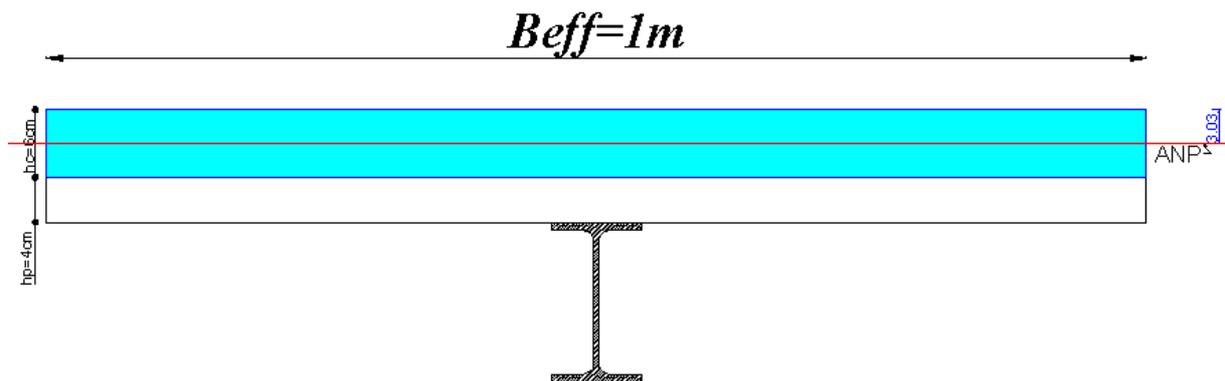


Figure V-4: position de l'axe neutre plastique qui passe par la dalle.

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) :

$$I = I_A + A \times d^2 + \frac{b \times t^3}{12 \times n} + \frac{b \times t}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I = 869.3 + 20.1 \times (9.99)^2 + \frac{100 \times 10^3}{12 \times 15} + \frac{100 \times 10}{15} \left(\frac{10+16}{2} - 9.99 \right)^2 = 4034.84 \text{ cm}^4$$

$$I = 4034.84 \text{ cm}^4$$

V.6.7 Moment fléchissant maximal dans la section mixte

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{983.175 \times 5^2}{8} = 3072.42 \text{ daN.m}$$

V.6.8 Contrainte de flexion simple

V.6.8.1 Contrainte dans la poutre d'acier

a) Fibre inférieure :(Traction)

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{\max}}{I} \cdot v_i \quad \text{avec : } v_i = \frac{h}{2} + d = \frac{16}{2} + 9.99 = 17.99 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{ai} = \frac{3072.42 \times 10^4}{4034.84 \times 10^4} 179.9 = 136.99 \text{ N/mm}^2 = 136.99 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_{ci} = -136.99 \text{ MPa}$$

b) Fibre supérieure :(Traction)

$$\sigma_{as} = \frac{M_{\max}}{I} \cdot (v_s - t), \quad \text{avec : } v_s = \frac{h}{2} + t - d = \frac{16}{2} + 10 - 9.99 = 8.01 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{as} = \frac{3072.42 \times 10^4}{4034.84 \times 10^4} (80.1 - 100) = -15.15 \text{ N/mm}^2 = -15.15 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_{cs} = -15.15 \text{ MPa}$$

V.6.8.2 Contrainte dans la dalle en béton :

a) Fibre supérieure :(Compression)

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{\max}}{n \cdot I} \cdot v_s = \frac{3072.42 \times 10^4}{15 \times 4034.84 \times 10^4} 80.1 = 4.07 \text{ N/mm}^2 = 4.07 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_{bs} = 4.07 \text{ MPa}$$

b) Fibre inferieur : (Traction)

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{\max}}{n \cdot I} \cdot (v_s - t) = \frac{3072.42 \times 10^4}{15 \times 4034.84 \times 10^4} (80.1 - 100) = -1.01 \text{ N/mm}^2 = -1.01 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_{bi} = -1.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = 1.01 \text{ MPa} < f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

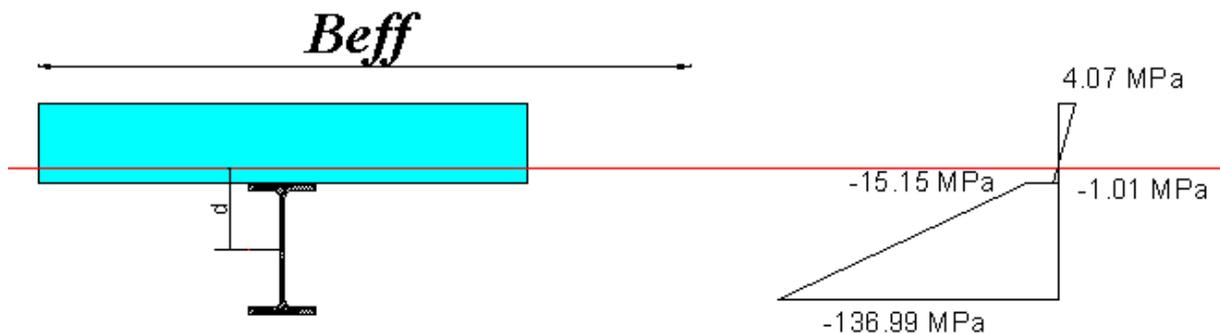


Figure V-5: Diagramme des contraintes de flexion simple

V.6.9 Vérification de la flèche:

On doit vérifier que :

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 700.5 \times 10^{-2} \times 500^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 4034.84} = 0.67 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm}$$

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

$$M_{pl.rd} = Fa \cdot \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z_{anp}}{2} \right)$$

$$M_{pl.rd} = 42941 \cdot \left(\frac{0.16}{2} + 0.04 + 0.06 - \frac{0.0303}{2} \right) = 7078.82 \text{ daN.m}$$

D'où la condition $M_{sd} = 3072.42 \text{ daN.m} \leq M_{pl.rd} = 7078.82 \text{ daN.m}$ est vérifiée

V.6.10.2 Vérification au l'effort tranchant:(cisaillement)

On doit vérifier que :

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} \leq 0.58 f_y$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{983.175 \times 5}{2} = 2457.94 \text{ daN}$$

$$\text{et } \tau = \frac{V_{sd}}{h_1 \cdot t_w} = \frac{24579.4}{145.2 \times 5} = 33.86 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau = 33.86 \text{ Mpa} < 0,58 f_y = 136,3 \text{ Mpa}$

Donc la condition est vérifiée

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 solidarifiée 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 ϵ_a de la poutre acier,
- un allongement ϵ_b 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).

Et on calcule :

$$\beta = \frac{h+t}{2} = \frac{16+10}{2} = 13 \text{ cm} \quad \rightarrow \beta = 13 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A_a \cdot \beta} = \frac{869.3}{20.1 \times 13} = 3.33 \text{ cm} \quad \rightarrow \alpha = 3.33 \text{ cm}$$

$$K = \frac{A_c \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A_a}{n \cdot I_a \cdot A_a + A_c \cdot I_a + A_c \cdot A_a \cdot \beta^2}$$

$$K = \frac{(100 \times 10) \times 2.1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4} \times 13 \times 20.1}{(15 \times 869.3 \times 20.1) + (100 \times 10 \times 869.3) + (100 \times 10 \times 20.1 \times 13^2)} = 24.24 \text{ daN/cm}^3$$

$$\rightarrow K = 24.24 \text{ daN/cm}^3$$

Z₁ : Distance entre l'interface et l'axe neutre de la section homogène

$$z_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{16}{2} + 3.33 = 11.33 \text{ cm} \quad \rightarrow z_1 = 11.33 \text{ cm}$$

Z₂ : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'axe neutre de la section homogène.

$$z_2 = z_1 + t = 11.33 + 10 = 21.33 \text{ cm} \quad \rightarrow z_2 = 21.33 \text{ cm}$$

$$E_a \cdot \varepsilon = 2.1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} = 42 \text{ MPa}$$

D'où les valeurs des contraintes

V.6.11.1 Dans l'acier

a) Fibre inférieure

$$\sigma_{ai} = K \cdot (h - z_1) = 24.24 \times (16 - 11.33) = 113.20 \text{ daN/cm}^2 \quad \rightarrow \sigma_{ai} = 11.32 \text{ MPa}$$

b) Fibre supérieure

$$\sigma_{as} = K \cdot z_1 = 24.24 \times 11.33 = 274.64 \text{ daN/cm}^2 \quad \rightarrow \sigma_{as} = 27.464 \text{ MPa}$$

V.6.11.2 Dans le béton

a) Fibre inférieure

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n} (E_a \varepsilon - K \cdot z_1) = \frac{1}{15} (42 - 27.464) = 0.969 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = 0.969 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Alors on a de la compression}$$

b) Fibre supérieure

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n} (E_a \varepsilon - K z_2) = \frac{1}{15} (42 - 0,2424 \cdot 213,3) = -0.647 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_{bs} = 0.647 \text{ MPa}$$

→ Alors on a de la traction

V.6.12 Contraintes finale**V.6.12.1 Dans l'acier****a) Semelle inférieure :(Traction)**

$$\sigma_{ai} = -136.99 + 11.32 = -125.67 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa}$$

b) Semelle supérieure :(Compression)

$$\sigma_{as} = -15.15 + 27.464 = 12.314 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa}$$

V.6.12.2 Dans le béton**a) Fibre inférieure :(traction)**

$$\sigma_{bi} = -1.01 + 0.969 = -0.041 \text{ MPa} < 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

b) Fibre supérieure : (Compression)

$$\sigma_{bs} = 4.07 - 0.647 = 3.423 \text{ MPa} < 25 \text{ MPa}$$

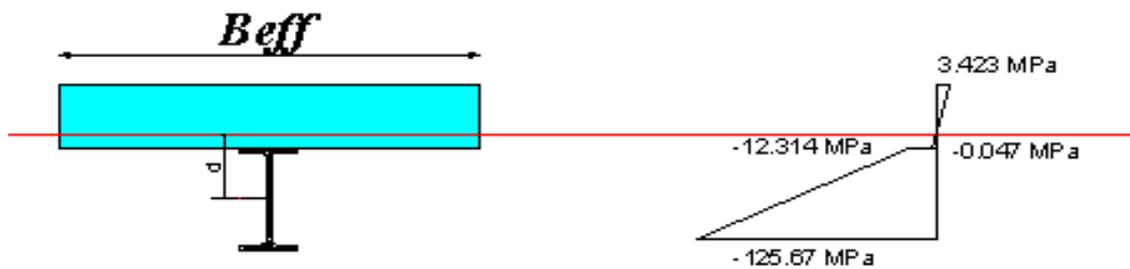


Figure V-6: Diagramme des contraintes finales

V.7 Calcul de la poutre principale:

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 : $L=6\text{m}$
- Entre axe des sommiers : $d_{\text{sommier}}= 5\text{m}$
- Entre axe des solives : $d_{\text{solive}}=1\text{m}$
- Charges permanentes du plancher : $G = 4.357\text{KN/m}^2$
- Surcharges d'exploitation : $Q = 2,5\text{KN/m}^2$
- Poids de la solive : $G_{\text{solive}}= 0,158\text{KN/m}$
- Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :
 $P_{\text{solive}}= G_{\text{solive}} \cdot e_{\text{sommier}}=0,158 \times 5=0,79\text{KN}$

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{\text{solive}}= G_{\text{solive}} \cdot e_{\text{sommier}}=0,158 \times 5=0,79\text{KN}$$

V.7.2 Vérification de la flèche

Pour vérifier cette poutre, on utilise le principe de superposition.

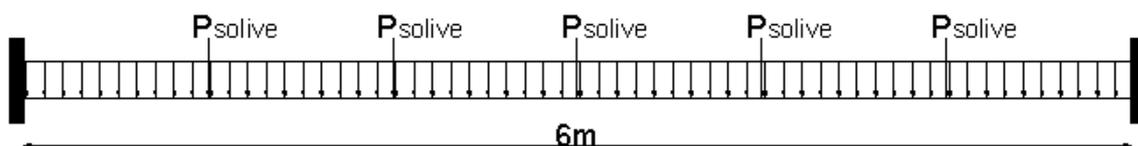


Figure V-7: Schéma statique du sommier

On considère le sommier soumis à une charge répartie P_s sur sa longueur.

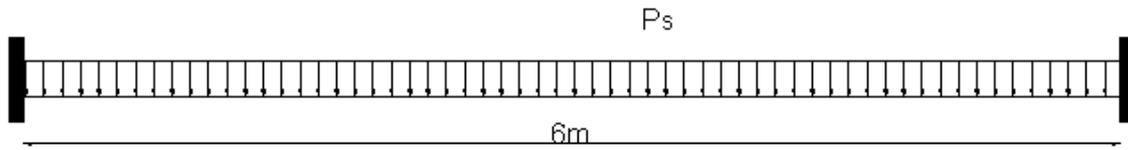


Figure V-8: Sommier sous charge équivalente.

V.7.3 Pré dimensionnement

$$P_s = [G+Q].d_{\text{sommier}} + [(5.P_{\text{solive}})/L] = [4.357+2.5].5 + [(5.0,79)/6] = 34.943 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier que :

$$f_z = \frac{q_s l^4}{384EI_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{q_s l^4}{2.4 \times 384E} = \frac{34.285 \times 600^4 \times 10^{-1}}{2.4 \times 384 \times 2.1 \times 10^5} = 2339,93 \text{ cm}^4$$

On adopte un IPE220.

➤ Vérification de la flèche en tenant compte du poids du profilé

$$P'_s = P_s + G_{\text{profilé}} = 34.943 + 0.262 = 35.205 \text{ KN/m}$$

$$f_z = \frac{q_s l^4}{384EI_y} = \frac{35.205 \times 600^4 \times 10^{-1}}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 2772} = 2.04 \text{ cm} < 2.4 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifie.}$$

V.7.4 Vérifications de la résistance

V.7.4.1 Détermination de la classe de la section

➤ Classe de la semelle (semelle comprimé)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{110/2}{9.2} = 5.98 \leq 10$$

Avec $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

⇒ Semelle de classe 1

➤ **Classe de l'âme (âme fléchie)**

$$\frac{d}{t_w} < 72\varepsilon \Rightarrow \frac{177.6}{5.9} = 30.10 \leq 72\varepsilon$$

⇒ Âme de classe 1

Donc IPE200 est de classe 1

V.7.4.2 Vérification au moment de flexion

$$P_u = 1.35[(G.d_{\text{sommier}}) + 5(G_{\text{profilé}}.d_{\text{sommier}})/L] + 1.5Q.d_{\text{sommier}}$$

$$P_u = 1.35[(4.357 \times 5) + 5 \times (0.262 \times 5)/6] + 1.5 \times (2.5 \times 5) = 49.63 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u.L^2}{12} = \frac{49.63 \times 6^2}{12} = 148.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{220,6 \times 23.5}{1} = 5184.1 \text{ KN.cm} = 51.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} > M_{pl,rd} \rightarrow \text{non vérifiée}$$

Condition de résistance non vérifiée on augmente le profilé

$$M_{pl,rd} \geq M_{sd} \Rightarrow \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq M_{sd}$$

$$W_{pl} \geq \frac{M_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{14889 \times 1}{23.5} = 633.57$$

On adopte un profilé IPE330.

D'où :

$$P_u = 1.35[(G.d_{\text{sommier}}) + 5(G_{\text{profilé}}.d_{\text{sommier}})/L] + 1.5Q.d_{\text{sommier}}$$

$$P_u = 1.35[(4.357 \times 5) + 5 \times (0.491 \times 5)/6] + 1.5 \times (2.5 \times 5) = 50.92 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u.L^2}{8} = \frac{50.92 \times 6^2}{12} = 152.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{804.3 \times 23.5}{1} = 18901.05 \text{ KN.cm} = 189.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} > M_{pl.rd} \rightarrow \text{non vérifiée}$$

La condition de résistance est vérifiée.

V.7.4.3 Vérification au Cisaillement

$$V_{sd} = \frac{P_u \cdot L + 5(G_{profile} \cdot d_{sommier})}{2} = \frac{48.51 \times 6 + 5(0.491 \times 5)}{2} = 157.698 \text{ KN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{30.81 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1} = 418.02 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{pl.rd} \rightarrow \text{vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte **IPE330** pour la poutre principale de plancher.

V.8 Calcul de la poutre secondaire

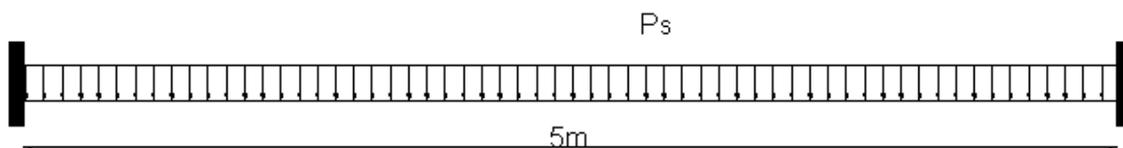


Figure V-9: Schéma statique de la poutre secondaire

V.8.1 Caractéristiques de la poutre secondaire

- Portée de la poutre : $L=5\text{m}$
- Entre axe de la poutre : $d_{poutre}= 1\text{m}$
- Charges permanentes du plancher : $G = 4.357\text{KN/m}^2$
- Surcharges d'exploitation : $Q = 2,5\text{KN/m}^2$

V.8.2 Pré dimensionnement

$$P_s = [G+Q].d_{poutre}$$

$$P_s = 4.357 + 2.5 = [6.857].1 = 6.857 \text{ KN/m}$$

$$\text{Il faut vérifier que : } f_z = \frac{q_s l^4}{384EI_{y1}} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm}$$

$$I_{y1} \geq \frac{q_s l^4}{2 \times 384E} = \frac{6.857 \times 500^4 \times 10^{-1}}{2 \times 384 \times 2.1 \times 10^5} = 265.72 \text{ cm}^4$$

On choisit un IPE120

➤ Vérification de la flèche en tenant compte du poids du profilé

$$P'_s = [G + Q].d_{poutre} + G_{poutre} = [4.357 + 2.5] \times 1 + 0.104 = 6.961 \text{ KN / m}$$

$$f_z = \frac{q'_s l^4}{384EI_y} = \frac{7.08 \times 500^4 \times 10^{-1}}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 3178} = 1.698 \text{ cm} < f_{adm} = 2 \rightarrow \text{vérifié.}$$

V.8.3 Vérifications de la résistance

V.8.3.1 Détermination de la classe de la section :

➤ Classe de la semelle (semelle comprimé)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{64/2}{6.3} = 5.08 \leq 10$$

$$\text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

⇒ Semelle de classe 1

➤ Classe de l'âme (âme fléchie)

$$\frac{d}{t_w} < 72\varepsilon \Rightarrow \frac{93.4}{4.4} = 21.23 \leq 72\varepsilon$$

⇒ Âme de classe 1

Donc IPE120 est de classe 1

V.8.3.2 Vérification au moment

$$P_u = 1.35(G.d_{poutre} + G_{profile}) + 1.5Q.d_{poutre}$$

$$P_u = 1.35(4.357 \times 1 + 0.104) + 1.5 \times (2.5 \times 1) = 9.77 \text{ KN / m}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u \cdot L^2}{12} = \frac{9.77 \times 5^2}{12} = 20.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{60.73 \times 23.5}{1} = 1427.155 \text{ KN.cm} = 14.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} > M_{pl.rd} \rightarrow \text{non vérifiée}$$

La condition de résistance n'est vérifiée on augmente a un profilé IPE140

D'où

$$P_u = 1.35(G.d_{poutre} + G_{profile}) + 1.5Q.d_{poutre}$$

$$P_u = 1.35(4.357 \times 1 + 0.129) + 1.5 \times (2.5 \times 1) = 9.806 \text{ KN / m}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u \cdot L^2}{12} = \frac{9.806 \times 5^2}{12} = 20.429 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{88.34 \times 23.5}{1} = 2075.99 \text{ KN.cm} = 20.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl.rd} \rightarrow \text{vérifiée}$$

V.8.3.3 Vérification au Cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{P_u \cdot L}{2} = \frac{9.806 \times 5}{2} = 24.52 \text{ KN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{7.64 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1} = 103.66 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{pl.rd} \rightarrow \text{vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte **IPE140** pour la poutre secondaire.

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.

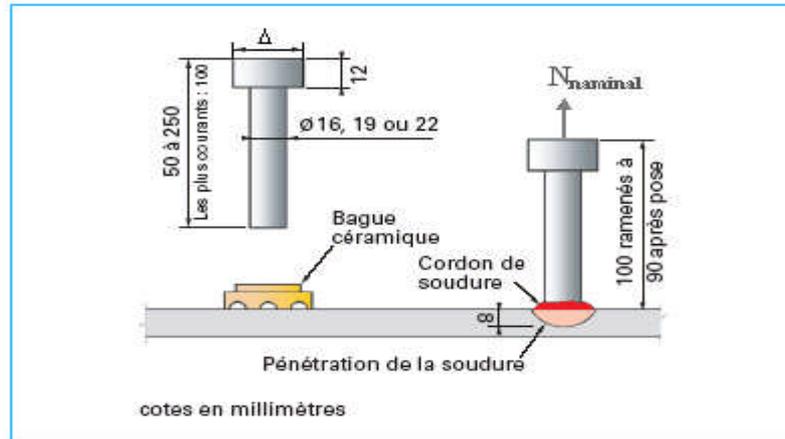


Figure V-10: Caractéristique des connecteurs

V.9.1 Nombre de connecteurs

Doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé de calcul déterminé (section 6.2 EC.4), divisé par la résistance de calcul d'un connecteur P_{rd}

section (6.3 ou 6.5 EC4) :

$$N \geq \frac{V_{lf}}{P_{rd}}$$

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.

$$10 \leq L \leq 25 \quad \text{et} \quad \frac{N}{N_f} \geq 0,04L \quad ,$$

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 :

$$V_{lf} = \min \left\{ \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_{m1}}; \frac{0,85 \times h_c \times f_{c28}}{\gamma_c} \right\} \dots\dots\dots [EC04 \text{ art (6.2.1.1)}]$$

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

$$P_{rd} = \min \{ P_{rd1} P_{rd2} \} \quad [EC04 \text{ art(6.3.2.1)}]$$

$$P_{rd1} = 0.8 f_u \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \dots\dots\dots (1)$$

$$P_{rd2} = 0.29 \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm} \cdot \frac{1}{\gamma_v}} \dots\dots\dots (2)$$

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

$$\text{et: } \begin{cases} \alpha = 1 & \text{pour } \frac{h}{d} > 4 \\ \alpha = 0,2 \cdot \left[\frac{h}{d} + 1 \right] & \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{cases}$$

Avec :

h : la hauteur hors tout du goujon.

V.9.5 Calcul des goujons

$b_o = 300 \text{ mm}$, $h_p = 40 \text{ mm}$, $h = 80 \text{ mm}$, $d = 19 \text{ mm}$.

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{19} = 4,2 > 4$$

$$\Rightarrow \alpha = 1$$

V.9.5.1 Déterminer le Nombre de goujon :

➤ Calcule Vlf :

$$A_a = 20,1 \text{ cm}^2 (\text{IPE160}), f_y = 23,5 \text{ KN/cm}^2 (\text{S235}) \text{ et } f_{ck} = 2,5 \text{ KN/cm}^2 (\text{C25/30})$$

$$\gamma_c = 1,5, \quad \gamma_{m1} = 1$$

$$A_c = b_{\text{eff}} \cdot t = 100 \times 10 = 1000 \text{ cm}^2$$

$$V_{lf} = \min \left\{ \frac{20,1 \times 23,5}{1}; \frac{0,85 \times 1000 \times 2,5}{1,5} \right\} = \min \{472,35; 1416,67\} \text{ KN}$$

$$V_{lf} = 472,35 \text{ KN}$$

➤ Calcule Prd :

$$f_u = 40 \text{ KN/cm}^2, f_{ck} = 2,5 \text{ KN/cm}^2, E_{cm} = 30,5 \cdot 10^2$$

$$\alpha = 1$$

$$D' \text{ après(1): } P_{rd} = 0,8 \times 40 \times \frac{3,14 \times 1,9^2}{4} \cdot \frac{1}{1,25} = 72,55 \text{ KN}$$

$$D' \text{ après(2): } P_{rd} = 0,29 \times 1 \times 1,9^2 \times \sqrt{2,5 \times 30,5 \times 10^2} \times \frac{1}{1,25} = 73,13 \text{ KN}$$

$$\text{Alor: } P_{rd} = \min \{72,55; 73,13\} = 72,55 \text{ KN}$$

$$D'ou : N_f \geq \frac{V_{lf}}{P_{rd}} = \frac{472.35}{72,55} = 6.51 \approx 7$$

→ $N = 7$ goujons

Soit $N = 7$ goujons sur la demi-longueur de la poutre, c'est-à-dire 14 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 :

$$S = \frac{L_{cr}}{N} \quad \text{avec : } L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{500}{2} = 250cm$$

$$S = \frac{250}{7} = 35.7cm$$

→ Donc chaque 35.7 cm on à un goujon.

$$D'où \frac{N}{N_f} = \frac{7}{6.51} = 1.07 > 0.04L = 0.2 \quad \rightarrow \text{vérifiée}$$

V.9.6 Vérification des soudures :

a: la gorge

$$a < \min(d, t_f) = \min(19; 7,4) = 7.4mm \text{ soit } 7.5mm$$

l :longeur de cordon de soudure circulaire

$$l = \pi.l = 3.14 \times 19 = 69.66mm$$

$$\text{Acier 235} \begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \\ f_u = 360MPa \end{cases}$$

L'effort résistant au cisaillement vaut

$$F_{wrd} = a.l. \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{mw} \cdot \sqrt{3}}$$

$$F_{wrd} = 7.5 \times 69.66 \times \frac{360 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} = 108.5 \text{ KN}$$

L'effort sollicitant est donnée par :

$$F_{sd} = \frac{V_{lf}}{N} = \frac{472.35}{7} = 67.49 \text{ KN}$$

$$F_{sd} = 67.49 \text{ KN} < F_{wrd} = 108.5 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifiée}$$

V.10 Ferrailage de la dalle du plancher :

V.10.1 Combinaisons d'actions :

➤ **Etat.Limite.Ultime :**

$$P_s = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.5 + 1.5 \times 2.5 = 9.825 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Etat.Limite.de Service :**

$$P_s = G + Q = 4.5 + 2.5 = 7 \text{ KN/m}$$

V.10.2 Moment en travée et en appuis :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1}{5} = 0.2 \rightarrow \text{la dalle travaille dans un seul sens } l_x$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9.825 \times 1^2}{8} = 1.23 \text{ KN.m}$$

• Moment en travée $M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 1.23 = 1.05 \text{ KN.m}$.

• Moment sur appuis : $M_\alpha = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 1.23 = 0.492 \text{ KN.m}$.

V.10.3 Calcul des armatures en travée :

$$b = 1 \text{ m,}$$

$$h = 100 - 40 = 6 \text{ cm} = 0.06 \text{ m}$$

$$d = 0.9h = 0.054 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.05}{1 \times 0.054^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.25 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.366$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.054(1 - 0.4 \times 0.366) = 0.046m = 4.6cm$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = \frac{1.05 \times 10^6}{46 \times 348} = 0.65cm^2$$

Donc on ferraille avec **7Ø6**=1.98cm²

V.10.3.1 Les armatures de répartition sont donnée par :

$$A_r = \frac{2,51}{4} = 0,628cm^2$$

On choisit **7Ø6**=1.98cm²

V.10.3.2 Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0.23 \frac{100 \times 0.054 \times 10^2 \times 2.1}{400} = 0.65cm^2 < 2.51cm^2 \rightarrow \text{vérifier}$$

V.10.4 Calcul des armatures en appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.492}{1 \times 0.054^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.12 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.16$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.054(1 - 0.4 \times 0.366) = 0.05m = 5cm$$

$$A_t = \frac{M_a}{z \cdot f_{st}} = \frac{0.492 \times 10^6}{50 \times 348} = 0.28cm^2$$

Donc ; on ferraille avec **7Ø6**=1.98cm²

V.10.4.1 Espacement des barres :

$$S_{t//x} = \min[(3 \cdot hc); 33] \rightarrow S_{t//x} = 18$$

La condition à satisfaire est :

$$S_{t//x} = \frac{100}{7} \approx 15cm \leq 18cm \rightarrow ok$$

$$S_{t//y} = \min[(4 \cdot hc); 45] \rightarrow S_{t//x} = 24cm$$

La condition à satisfaire :

$$S_{t//x} = \frac{100}{7} \approx 15cm \leq 24cm \rightarrow ok$$

Donc on va poser un treillis a soudée $\varnothing 6$ espacer de 15 cm

V.10.5 Vérification de l'effort tranchant :

$$V = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{9.825 \times 1}{2} = 4.91 \text{KN.m}$$

$$\tau = \frac{V}{b.d} = \frac{4.91 \times 10^3}{10^3 \times 0.054 \times 10^3} = 0.9 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.05 \cdot f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = 1.25 \text{MPa} > \tau = 0.09 \text{MPa} \rightarrow \text{ok}$$

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 IPE160

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 19mm, espacées de 35,7 cm entre eux.

Chapitre VI : Études de contreventements

VI.1 Introduction

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, freinages des ponts roulants, effet de séismes, chocs etc. ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et en façade « palées de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

VI.2 Contreventements de toiture (poutre au vent)

Les contreventements 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 traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

VI.3 Calcul de la poutre au vent en pignon

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

Le calcul des poutres à treillis repose sur les hypothèses suivantes :

- Les nœuds sont considérés comme des articulations, même si les barres sont assemblées par des cordons de soudure qui sont loin d'une articulation.
- Les axes des barres sont concourants aux nœuds.
- Les charges sont considérées concentrées et appliquées au droit des nœuds (pour n'avoir que des barres sollicitées par des efforts normaux).

Remarques

1. Les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres du moment qu'ils flambent au moindre effort.
2. Le problème est ramené à un calcul isostatique et pour déterminer ces efforts, on utilise la méthode des sections.

VI.3.1 Évaluation des efforts dans la poutre au vent

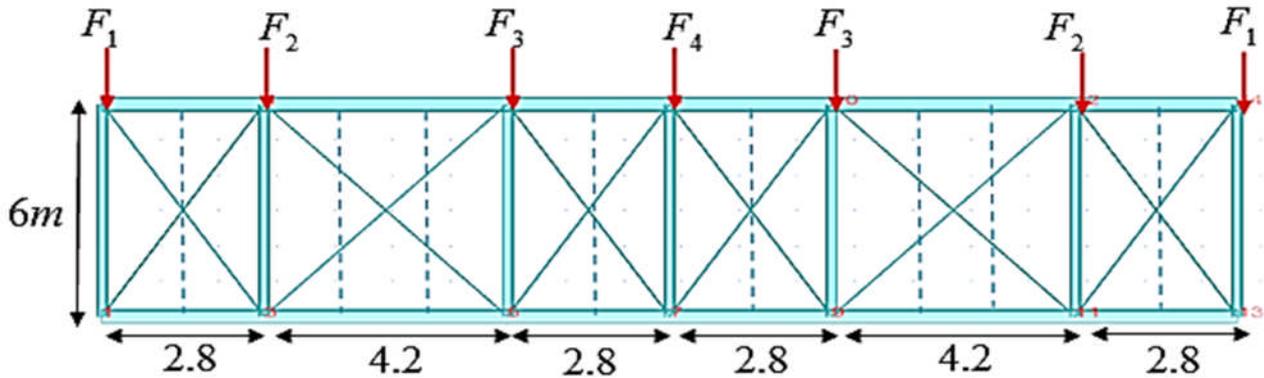


Figure VI-1: schéma statique de la poutre au vent en pignon.

VI.3.1.1 Évaluation des efforts horizontaux :

$$F_i = 1.5 \left[(V_e \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n} \right] \quad \text{Avec : } i=1,2,\dots,7$$

On a :

- \$w_i\$: Vent extrême suivant le pignon \$w_i = 99.204 \text{ KN/m}^2\$.
- \$F_{fr}\$: Force de frottement pour parois verticales.
- Comme on a indiqué dans l'étude climatique nous n'avons une force de frottement. \$F_{fr} = 92.943\text{KN}\$.
- \$S_i\$: La surface sous le vent.

$$\text{Avec } S_i = h_i \times e_i \quad e_i = \text{espacement}$$

$$n = 7 : \text{Nombre de nœuds au niveau de la toiture}$$

$$\text{Donc } \frac{F_{fr}}{n} = \frac{9294.3}{7} = 1327.75 \text{ dan}$$

Les résultats de \$F_i\$ sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-1: Les valeurs Des forces du au vent du au neuds

Neud	1	2	3	4
hi (m)	8.11	8.877	9.085	9.39
e (m)	1.4	3.5	3.5	1.4
Si (m ²)	5.677	15.534	15.90	6.573
Wi (daN/m)	99.204	99.204	99.204	99.204
Ffr/n (daN)	1327.75	1327.75	1327.75	1327.75
Fi(daN)	1890.90	2868.8	2904.91	1979.80
1.5Fi (daN)	2836.35	4303.2	4357.365	2969.7

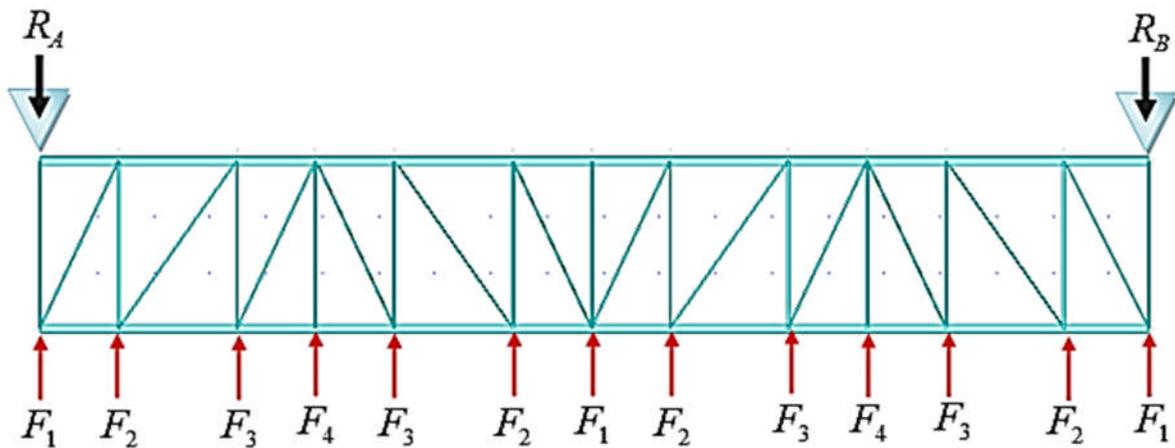


Figure VI-2: Disposition des efforts sur la poutre au vent.

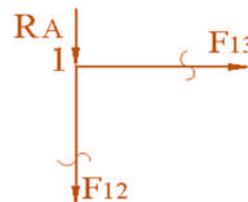
VI.3.1.2 Calcul des réactions RA, RB :

$$\sum F_{Ext} = 0 \implies R_A = R_B = \frac{3F_1 + 4F_2 + 4F_3 + 2F_4}{2} = 227.45KN$$

a) Calcule des efforts dans les diagonales :

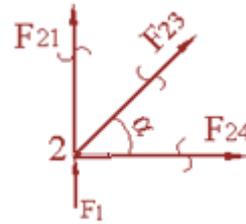
❖ Nœud 1 :

$$\begin{cases} / x : F_{13} = 0 \\ / y : F_{12} = -R_A \end{cases}$$



❖ Nœud 2 :

$$\begin{cases} /x : F_{24} = -F_{23} \cos \alpha \\ /y : F_{23} = \frac{-F_{21} - F_1}{\sin \alpha} \end{cases}$$



Avec : $\alpha = 64.98^\circ$

➤ On obtient les efforts dans les diagonales

$$\begin{cases} F_{13} = 0KN \\ F_{12} = -227.45KN \end{cases} \quad \begin{cases} F_{24} = -92.92KN \\ F_{23} = 219.70KN \end{cases}$$

L'effort extrême dans les diagonales est de : $N_{t.sd} = 219.70KN$

b) Dimensionnement des diagonales

❖ Section des diagonales

$$N_{t.sd} = 219.70KN$$

$$\text{On a : } A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} \quad \Rightarrow \quad A \geq 10.28cm^2$$

Donc on prend une cornière : L75 x 75x 8 de section $A = 11.45cm^2$ avec des boulons de $\phi = 12mm$ et de classe 8.8 donc $d_0 = 14mm$.

❖ Vérification des diagonales à la traction

La condition à vérifier est : $N_{t.Sd} \leq N_{t.Rd}$ Avec $N_{t.Rd} = \min(N_{PL}; N_u)$

$$\gamma_{M0} = 1,1 ; \gamma_{M2} = 1,25 ; f_y = 235 N/mm^2 ; f_u = 360 N/mm$$

$$A_{net} = A - e \times d_0 = 1145 - 14 \times 5 = 10.75cm^2 \quad \text{Avec : } N_{t.sd} = 219.70KN$$

$$N_{PL} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{11.45 \times 23.5}{1.1} = 244.61KN$$

$$N_u = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 1075 \times 360}{1,25} = 278.64KN$$

$$\text{D'où : } N_{t.Rd} = \min(N_{PL}; N_u) = \min("244.61"; "278.64") \Rightarrow N_{t.Rd} = N_{net} = 244.61 \text{KN}$$

$$N_{t.Sd} = 219.70 \text{KN} < N_{t.Rd} = 244.61 \text{KN}$$

Donc la diagonale L 75 x 75 x 8 est vérifiée à la traction

VI.4 Vérification des montants de la poutre au vent

VI.4.1 Vérification de la panne montante

VI.4.1.1 Vérification a la résistance

Les montants de la poutre au vent sont des pannes (IPE180) qui travaillent a la flexion déviée sous l'action de charge vertical , et en outre a la compression sous F au doit donc vérifier la panne a la flexion composée .

La formule de vérification est comme suit :

$$\left(\frac{N_{sd}}{N_{pl.rd}} \right) + \left(\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.rd}} \right) + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.rd}} \right) \leq 1$$

Donc :

Le poids propre réel G devient :

$$G = [(P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) * d] + P_{\text{panne}}$$

$$G = [(10.45 + 4) * 1.4] + 18.8 = 39.03 \text{ kg/ml}$$

$$G = 0.39 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0.39 * \cos 8.53^\circ = 0.386 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0.39 * \sin 8.53^\circ = 0.058 \text{ KN/ml}$$

La combinaison la plus défavorable à L'ELU et L'ELS deviennent :

a) à L'ELU

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte de la continuité est :

$$P_{sz} = 1.25 * (1.35 * 0.386 + 1.5 * 1.835) = 4.092 \text{ KN/ml}$$

$$P_{sy} = 1.25 * (1.35 * 0.058 + 1.5 * 0.275) = 0.6135 \text{ KN/ml}$$

b) à l'ELS

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte de la continuité est :

$$P_{sz} = 1.25 \cdot (0.386 + 1.835) = 2.78 \text{ KN/ml}$$

$$P_{sy} = 1.25 \cdot (0.058 + 0.275) = 0.416 \text{ KN/ml}$$

Donc

- $M_y = \frac{q_z \cdot L^2}{8} = \frac{4.092 \times 6^2}{8} = 18,414 \text{ KN / ml}$
- $M_z = \frac{q_y \cdot \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{0.614 \times 3^2}{8} = 0.69 \text{ KN / ml}$
- $N_{sd} = F_2 = 4303.5 \text{ daN}$
- $N_{pl.rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{23.9 \times 235}{1.1} = 51059 \text{ daN}$
- $M_{ply.rd} = 3554.09 \text{ daN.m}$
- $M_{plz.rd} = 473.418 \text{ daN.m}$

Donc

$$\left(\frac{N_{sd}}{N_{pl.rd}} \right) + \left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \right) + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \right) \leq 1$$

$$\left(\frac{43.035}{510.59} \right) + \left(\frac{18.414}{35.54} \right) + \left(\frac{0.69}{4.73} \right) = 0.75 < 1 \quad \text{c'est vérifier}$$

VI.4.1.2 Vérification de la panne montante au déversement**a) Semelle supérieure**

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. vu quelle est fixée à la couverture il n'y a donc pas risque de déversement.

b) Semelle inférieure :

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

❖ **Combinaison à l' ELU :**

$$G-1.5w$$

$$Q_{z.sd} = G \cos\alpha - 1.5w$$

$$Q_{y.sd} = 1.35G \sin\alpha$$

$$N_{sd} = 1.5F_2$$

Avec :

$$G = [(P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) * d] + P_{\text{panne}}$$

$$G = [(10.45+4)*1.4] + 18.8 = 39.03 \text{ kg/ml}$$

$$G = 39.03 \text{ daN/ml} \text{ « charge permanente »}$$

$$V = W = -1.457 * 1.4 = -2.0398 \text{ KN/ml} = 203.98 \text{ daN/ml} \text{ « vent de soulèvement »}$$

$$F_2 = 4303.5 \text{ daN/ml} \text{ « effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire »}$$

❖ **Charge de flexion :**

$$Q_{z.sd} = G \cos\alpha - 1.5w = -267.37 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y.sd} = G \sin\alpha = 14.83 \text{ daN/ml}$$

$$M_y = \frac{q_z \cdot l^2}{8} = 1203.17 \text{ daN.m}$$

$$M_z = \frac{q_y \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = 16.69 \text{ daN.m}$$

❖ **Charge de compression**

$$N_{sd} = F_2 = 4303.5 \text{ daN}$$

VI.4.1.3 La formule de vérification aux instabilités est la suivante :

- Flexion déviée composée avec risque de déversement :

$$\frac{N}{X_{\max} \times N_{ply}} + \frac{K_{LT} \times My}{X_{LT} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1,0$$

On à :

$$N_{pl.rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{23.9 \times 235}{1.1} = 51059 \text{ daN}$$

$$M_{ply.rd} = 3554.09 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz.rd} = 739.18 \text{ daN.}$$

Calcul de coefficient de réduction χ_{\min} :

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z)$$

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

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 + \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{Mais } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\text{Ou } \phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5}$$

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

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

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 + \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \quad \text{Mais } \chi_{LT} \leq 1$$

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

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5}$$

Avec $\beta_A=1$ pour la classe 1

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

D'où $\lambda_1 = 93$

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{600}{7.42} = 80.86 \\ \lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{300}{2.05} = 146.34 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{80.86}{93.9} \sqrt{1} = 0.86 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{146.34}{93.9} \sqrt{1} = 1.55 \end{cases}$$

- **Courbe de flambement**

$$h/b = 180/91 = 1.97 > 1.2$$

Axe de flambement y-y \longrightarrow courbe de flambement « a » \longrightarrow $\alpha_y = 0.21$

Axe de flambement z-z \longrightarrow courbe de flambement « b » \longrightarrow $\alpha_z = 0.34$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{Avec : } \chi_y \leq 1$$

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

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.21(0.86 - 0.2) + 0.86^2] = 0.93. \quad \Longrightarrow \chi_y = 0.77$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \quad \text{Avec : } \chi_z \leq 1$$

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

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0.34(1.55 - 0.2) + 1.55^2] = 1.93. \quad \Longrightarrow \chi_z = 0.32$$

$$\chi_{\min} = \min(0.77 ; 0.32)$$

Donc $\Longrightarrow \chi_{\min} = 0.32$

➤ **Calcul de coefficient de réduction pour le déversement :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \quad \text{Mais } \chi_{LT} \leq 1$$

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

Avec : α_{LT} : facteur d'imperfection pour le déversement.
 $\alpha_{LT} = 0.21$ pour les sections laminées

$\bar{\lambda}_{LT}$ c'est l'élancement de déversement $\rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \cdot \sqrt{\beta_w}$

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

et $\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}}$ [Annexe F EC03 partie 1-1]

l : longueur de maintien latéral (distance entre la lierne et le portique = $L/2=3\text{m}$).

$$\lambda_{LT} = \frac{300/2.05}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/2.05}{18/0.8} \right)^2 \right]^{0.25}} = 103.53$$

D'où $\bar{\lambda}_{LT} = \frac{103.53}{93.9} = 1.10$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1.10 > 0.4$ il ya risque de déversement

D'où $\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + 0.21(1.10 - 0.2) + 1.10^2 \right] = 1.20$

$$\Rightarrow \chi_{LT} = \frac{1}{1.20 + \left[1.20^2 + 1.10^2 \right]^{0.5}} = 0.596$$

- **Calcul des coefficients K :**

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_Z \times \beta_{MLT} - 0,15 \quad \text{mais } \mu_{LT} \leq 0,9$$

Avec :

β_{MLT} : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$\beta_{MLT} = 1.3$ pour une poutre simplement appuyée avec une charge répartie

Donc : $\mu_{LT} = 0.3 < 0.9$ OK

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{X_Z \times A \times F_Y} = 1 - \frac{0.3 \times 2803.5}{0.32 \times 23.9 \times 2350} = 0.95$$

$$K_{LT} = 0.95 < 1 \text{OK}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2 \times \beta_{MY} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0.86(2 \times 1.3 - 4) + \frac{166.4 - 146.3}{146.3} = -1.06 \leq 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{X_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-1.06 \times 2803.5}{0.77 \times 23.9 \times 2350} = 0.95 \leq 1,5.$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2 \times \beta_{MZ} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{elz}}{W_{elz}} = 1.55(2 \times 1.3 - 4) + \frac{34.6 - 22.16}{22.16} = -1.6 \leq 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{X_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{-1.6 \times 2803.5}{0.32 \times 23.9 \times 2350} = 1.20 \leq 1,5.$$

- **Vérification au déversement :**

$$\frac{N}{X_{\max} \times N_{ply}} + \frac{K_{LT} \times M_y}{X_{LT} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1,0$$

$$\frac{4303.5}{0.32 \times 51059.09} + \frac{0.95 \times 1203.17}{0.596 \times 3554.9} + \frac{1.2 \times 16.69}{739.18} = 0.81 \leq 1,0$$

Les **IPE180** conviennent comme pannes intermédiaires.

VI.4.2 Vérification de la panne sablière :

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement vertical, Elle est soumise à un effort horizontal et à son propre poids, d'où la vérification va se faire en flexion composée.

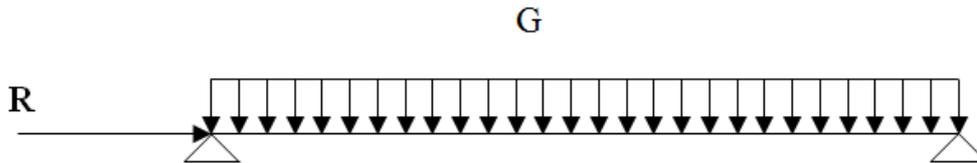


Figure VI-3: Schéma statique de la poutre sablière.

La poutre sablière reçoit la réaction de la poutre au vent de pignon calculé précédemment.

$$N_{sd} = R_A = 229.66 \text{ KN}$$

Donc

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 vent.

VI.4.2.1 Vérification a la résistance

On a d'opte toujours un IPE180 pour les panne sablière

Donc on doit vérifier :

$$\left(\frac{N_{sd}}{N_{pl.rd}} \right) + \left(\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.rd}} \right) + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.rd}} \right) \leq 1$$

$$\left(\frac{229.66}{510.59} \right) + \left(\frac{18.414}{35.54} \right) + \left(\frac{0.69}{4.73} \right) = 1.09 > 1 \quad \text{c'est pas verifier}$$

Donc :

On voit bien que la section **IPE180** n'est pas vérifiée à la résistance donc on doit augmenter la section de cette panne sablière.

On prend **IPE200**

Avec

$$G = 42.63 \text{ daN /ml « charge permanente »}$$

$$N_{pl.rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28.5 \times 235}{1.1} = 60886.36 \text{ daN}$$

$$M_{ply.rd} = 4712.82 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz.rd} = 953.03 \text{ daN.}$$

a) Vérification a la résistance :

Donc on doit vérifier

$$\left(\frac{N_{sd}}{N_{pl.rd}} \right) + \left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \right) + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \right) \leq 1$$

$$\left(\frac{229.66}{608.86} \right) + \left(\frac{18.414}{47.12} \right) + \left(\frac{0.69}{9.53} \right) = 0.77 < 1 \quad \text{c'est vérifier}$$

b) VI.4.2.2. Vérification au déversement

➤ Calcule de χ_{\min} :

$$\chi_{\min} = \min(0,812 ; 0,373)$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.99 > 0.4 \quad \text{il ya risque de déversement}$$

➤ Calcule k :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{X_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-0.15 \times 22966}{0.812 \times 28.5 \times 2350} = 1.06 \leq 1,5.$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{X_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{-0.077 \times 22966}{0.373 \times 28.5 \times 2350} = 1.07 \leq 1,5.$$

Donc

$$\frac{N}{X_{\max} \times N_{ply}} + \frac{K_{LT} \times M_y}{X_{LT} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1,0$$

$$\frac{22966}{0.373 \times 60886.36} + \frac{1.06 \times 118715}{0.673 \times 471282} + \frac{1.07 \times 7.11}{95303} = 1.41 > 1,0 \quad \text{c'est pas vérifier}$$

Donc **IPE200** ne pas vérifier au déversement donc ne convient pas comme une panne sablière

Donc on doit augmenter la section de cette panne sablière **IPE220**.

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{33.4 \times 23.5}{1.1} = 71355 \text{ daN}$$

$$M_{ply,rd} = 6097.182 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,rd} = 1241.23 \text{ daN.m}$$

$$M_y = 1170.24 \text{ daN.m}$$

$$M_z = 7.74 \text{ daN.m}$$

Donc

$$\frac{N}{X_{\max} \times N_{ply}} + \frac{K_{LT} \times M_y}{X_{LT} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1,0$$

$$\frac{22966}{0.521 \times 71355} + \frac{0.96 \times 117024}{0.890 \times 6097182} + \frac{0.99 \times 7.14}{124123} = 0.82 < 1,0 \quad \text{c'est vérifier}$$

Donc **IPE220** convient comme une panne sablière

VI.5 Contreventement vertical du long-pan

Il a pour rôle de transmettre les efforts horizontaux longitudinaux dus à la réaction de la

Poutre au vent du pignon et les réactions dues au freinage du pont roulant, aux fondations.

R : la réaction à l'appui

F : la force de vent au nœud

VI.5.1 Le premier cas

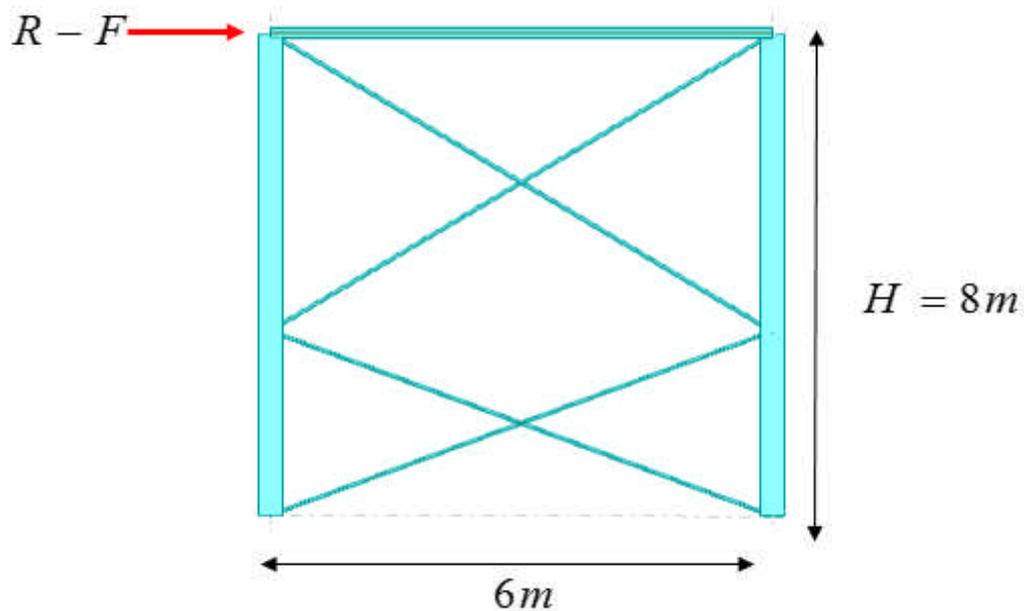


Figure VI-4: palée de stabilité en long pan.

VI.5.1.1 Détermination des efforts :

a) Portique longitudinal de rive (1^{er} cas)

Réaction de la poutre au vent : $R-F = 201.3 \text{ KN}$

➤ Calcul des réactions :

$$\sum \frac{F_{Ext}}{x} = 0 \Rightarrow 2R_H = (R - F) \Rightarrow R_H = 100.65 \text{ KN}$$

$$\sum \frac{M}{1} = 0 \Rightarrow R_V \times L = [(R - F) \times H] \Rightarrow R_V = 268.4 \text{ KN}$$

➤ Détermination de l'effort de traction dans les diagonales tendues

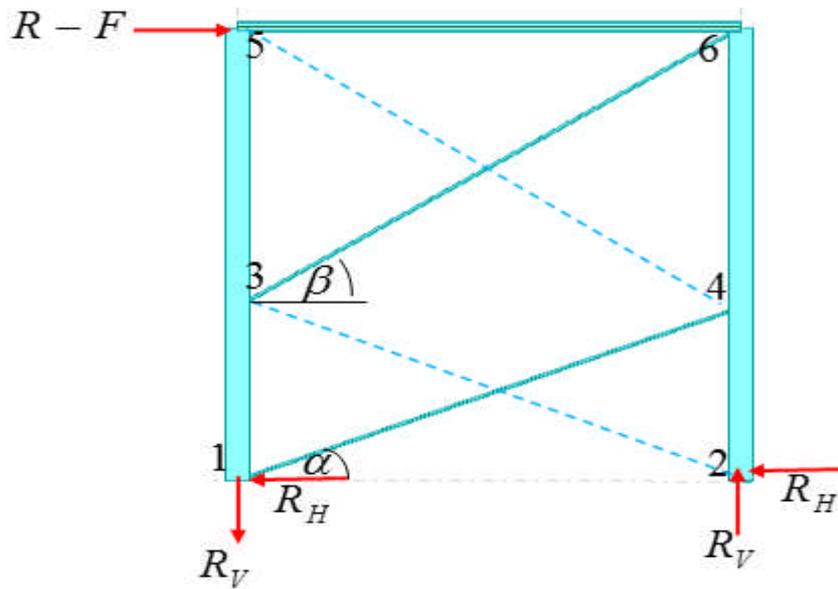


Figure VI-5: les réactions dans la palée de stabilité de rive en long pan.

➤ calcule les réactions sur les neaud :

Nœud 1 :

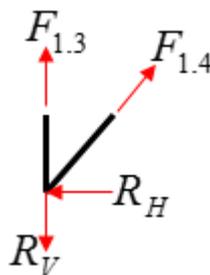
Nœud 5 :

$$\begin{cases} /x : F_{1,4} = \frac{R_H}{\cos \alpha} \\ /y : F_{1,3} = R_V - F_{1,4} \sin \alpha \end{cases}$$

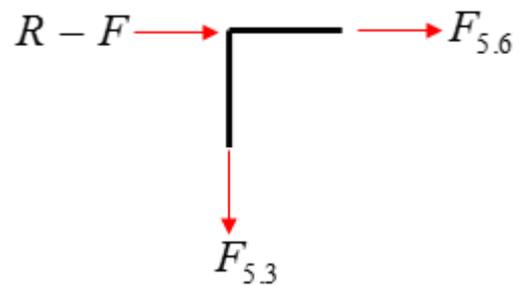
AVEC $\alpha = \text{Arctg} \frac{3.06}{6} = 27.02^\circ$

Donc :

$$\begin{cases} F_{1,4} = 112.98 \text{KN} \\ F_{1,3} = 217.07 \text{KN} \end{cases}$$



$$\begin{cases} /x : F_{5,6} = -(R - F) = -201.3 \text{KN} \\ /y : F_{5,3} = 0 \end{cases}$$

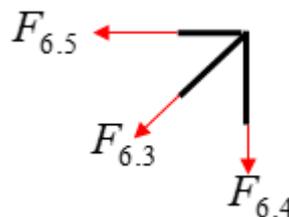


Nœud 3 :

$$\begin{cases} /x : F_{3,6} = \frac{R - F}{\cos \beta} \end{cases}$$

$\beta = \text{Arctg} \frac{4.94}{6} = 39.46^\circ$

$$\{ F_{3,6} = 260.72 \text{KN} \}$$



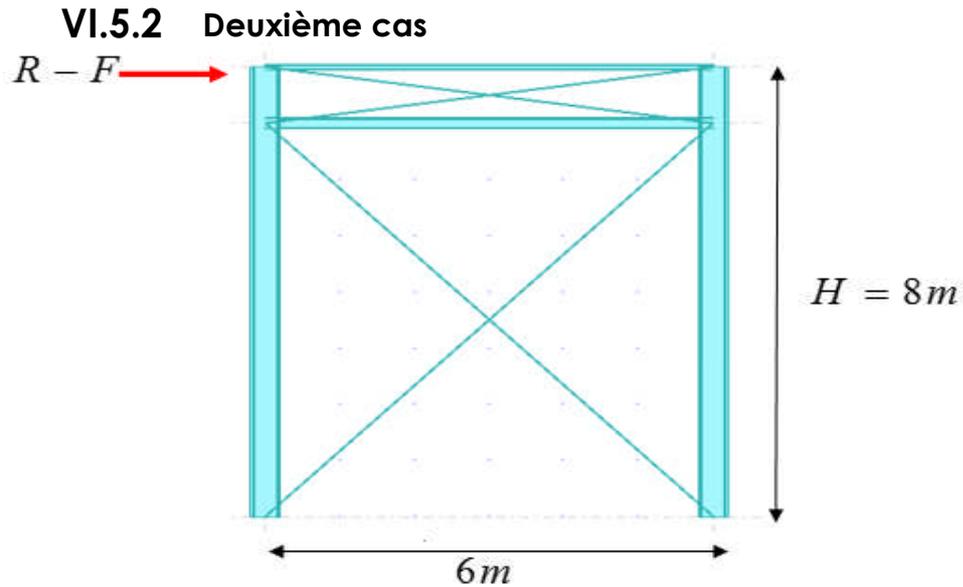


Figure VI-6: palée de stabilité en long pan.

VI.5.2.1 Détermination des efforts :

a) Portique longitudinal de rive (2eme cas)

Réaction de la poutre au vent : $R-F = 201.3 \text{ KN}$

➤ **Calcul des réactions :**

$$\sum \frac{F_{Ext}}{x} = 0 \Rightarrow 2R_H = (R - F) \Rightarrow R_H = 100.65 \text{ KN}$$

$$\sum \frac{M}{1} = 0 \Rightarrow R_V \times L = [(R - F) \times H] \Rightarrow R_V = 268.4 \text{ KN}$$

➤ **Détermination de l'effort de traction dans les diagonales tendues :**

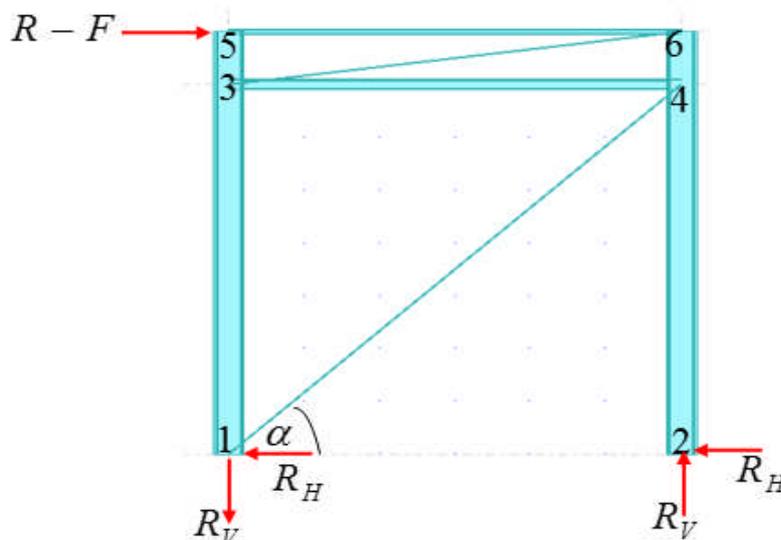


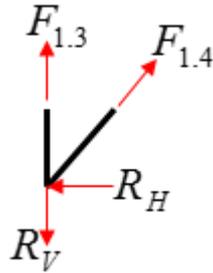
Figure VI-7: les réactions dans la palée de stabilité de rive en long pan.

- calcule la réaction sur les neud :

Nœud 1 :

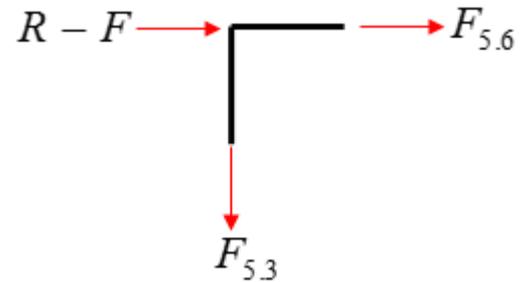
$$\begin{cases} / x : F_{1,4} = \frac{R_H}{\cos \alpha} \\ / y : F_{1,3} = R_V - F_{1,4} \sin \alpha \end{cases}$$

AVEC $\alpha = \text{Arctg} \frac{7}{6} = 49.39^\circ$



Nœud 5 :

$$\begin{cases} / x : F_{5,6} = -(R - F) = -201.3KN \\ / y : F_{5,3} = 0 \end{cases}$$



Donc :

$$\begin{cases} F_{1,4} = 154.65KN \\ F_{1,3} = 150.53KN \end{cases}$$

❖ **Conclusion**

L'effort extrême dans les diagonales dans les deux cas est de : $N_{sd} = 260.72KN$

L'effort extrême dans les deux cas dans le Montants est de : $N_{sd} = 201.3KN$

Section de la diagonale :

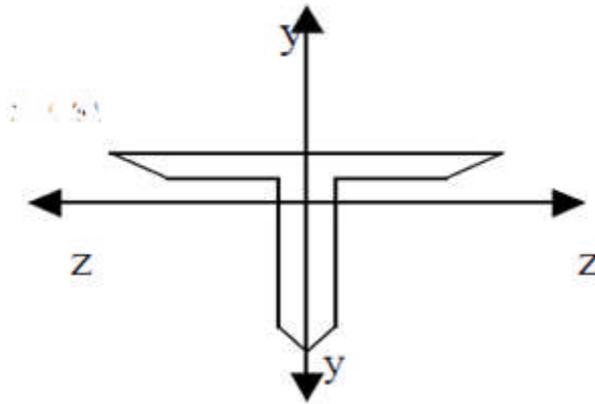
Nature de sollicitation : traction simple.

$$\left. \begin{aligned} N &\leq N_{pl} \\ N_{pl} &= \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} \end{aligned} \right\} \Rightarrow A \geq \frac{N \times \gamma M_0}{f_y}$$

$$A \geq \frac{260.72 \times 1,1}{23.50} = 12.20cm^2$$

ON adopte double corniers $\perp 60 \times 60 \times 6$ avec $A=13.82cm^2$

➤ **Vérification des diagonales à la traction :**



La condition à vérifier est : $N_{t.Sd} \leq N_{t.Rd}$

Avec $N_{t.Rd} = \min(N_{PL}; N_u; N_{net})$

$$\gamma_{M0} = 1,0 ; \gamma_{M2} = 1,25 \quad f_y = 235 \text{ N/mm}^2 \quad ; \quad f_u = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{net} = A - e \times d_0 = 1382 - 14 \times 10 = 1242 \text{ cm}^2$$

$$N_{PL} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13.82 \times 23.5}{1.1} = 295.25 \text{ KN}$$

$$N_u = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 1242 \times 360}{1,25} = 321.93 \text{ KN}$$

$$N_{net} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{12.42 \times 235}{1.1} = 265.34 \text{ KN}.$$

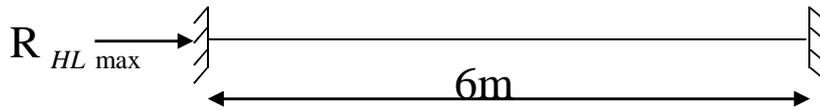
D'où :

$$N_{t.Rd} = \min(N_{PL}; N_u; N_{net}) = \min("295.25"; "321.93"; "265.34") \Rightarrow N_{t.Rd} = N_{net} = 265.34 \text{ KN}$$

$N_{t.Sd} = 260.72 \text{ KN} < N_{t.Rd} = 265.34 \text{ KN} \quad \Rightarrow$ La condition de la résistance à la traction est vérifiée.

VI.5.3 Poutre sablier de pont roulant:

Réaction des ponts roulants : Pont 15 t $\Rightarrow R_{HLmax} = 5.71 \text{ A}$



VI.5.3.1 Pré dimensionnement de la poutre

$$N_{Sd} \leq N_{pl.Rd} = \chi_{\min} \times \beta A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec $N_{Sd} = R_{HL\max} = 57.10KN$

On prend $\chi_{\min} = 0.5$

$$\text{Donc } A \geq \frac{N_{Sd} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{\min} \times f_y} = \frac{57.1 \times 1.1}{0.5 \times 23.5} = 5.35 cm^2$$

On prend un **IPE120** avec $A=13.2cm^2$

On doit vérifier que

$$N_{Sd} = 57.1 \leq N_{pl.Rd} = \chi_{\min} \times \beta A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

➤ **Calcule** $\chi_{\min} = ?$

On a une poutre encastree sur de cote donc $L_{cr} = 0.5l_0$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{300}{4.90} = 69.76$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{1.45} = 206.89$$

➤ **Classification de la section**

$$\text{Semelle comprimée : } \frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{64/2}{6.3} = 5.07 < 10\varepsilon \quad \text{Semelle de classe 1.}$$

$$\text{Âme fléchée : } \frac{d}{t_w} = \frac{99.4}{4.4} = 22.60 < 72\varepsilon \quad \text{Âme de classe 1.}$$

D'où le profilée est de classe 1

➤ **Calcule les élancements critiques**

Acier S235

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

Donc $\lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$

➤ **Calcule les élancements réduits**

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{69.76}{93.9} \sqrt{1} = 0,743 > 0.2 \quad \text{il ya un risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{206.89}{93.9} \sqrt{1} = 2.20 > 0.2 \quad \text{il ya un risque de flambement}$$

Avec

$$\sqrt{\beta_w} = 1 \quad \Rightarrow \quad \text{L'IPE 120 est de classe 1}$$

➤ **Calcule le coefficient de réduction**

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z)$$

Choix de la courbe de flambement d'après le tableau 5. 5. 3 Eurocode 3:

Pour L'IPE120 : h = 120 mm, b = 64mm, t_f = 6.3 mm.

$$\text{Donc : } \frac{h}{b} = \frac{120}{64} = 1.875 > 1,2. \text{ et } t_f = 6.3 < 40\text{mm.}$$

Donc

Tableau VI-2: des courbes de flambement selon euro code 3

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
y- \acute{y}	A	$\alpha_y = 0,21$
z- \acute{z}	B	$\alpha_z = 0,34$

Donc

$$\chi_y = 0.870$$

$$\chi_z = 0.176$$

$$\text{Donc } \chi_{\min} = 0.176$$

Donc

$$N_{Sd} = 57.1 > N_{pl.Rd} = 0.176 \times 1 \times \frac{13.2 \times .23.5}{1.1} = 49.63KN \text{ c'est pas verifier}$$

On doit augmenter la section on prend **IPE140**

Avec $A=16.4cm^2$

On répète Les mêmes étapes on retrouve

$$\begin{aligned} \chi_y &= 0.908 \\ \chi_z &= 0.238 \end{aligned} \quad \text{Donc } \chi_{\min} = 0.238$$

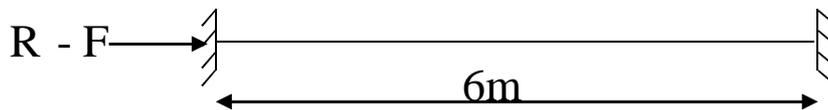
Donc

$$N_{Sd} = 57.1 < N_{pl.Rd} = 0.238 \times 1 \times \frac{16.4 \times .23.5}{1.1} = 83.39KN \text{ c'est verifier}$$

Donc **IPE140** convient comme une panne sablière

VI.5.4 Poutre montante de la palée de stabilité

On la réaction égale $R-F=201.3KN$



VI.5.4.1 Pré dimensionnement de la poutre

$$N_{Sd} \leq N_{pl.Rd} = \chi_{\min} \times \beta A \times \frac{A \times .f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec $N_{Sd} = R - F = 201.3KN$

On prend $\chi_{\min} = 0.5$

$$\text{Donc } A \geq \frac{N_{Sd} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{\min} \times f_y} = \frac{201.3 \times 1.1}{0.5 \times 23.5} = 18.85cm^2$$

On prend un **IPE180** avec $A=23.9cm^2$

On doit vérifier que

$$N_{Sd} = 201.3 \leq N_{pl.Rd} = \chi_{\min} \times \beta A \times \frac{A \times .f_y}{\gamma_{M1}}$$

➤ **Calcule** $\chi_{\min} = ?$

On a une poutre encastree sur deux cotée donc $L_k = 0.5l_0$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{300}{7.42} = 40.43$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{2.05} = 146.34$$

➤ **Classification de la section :**

Semelle comprimée : $\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{91/2}{8} = 5.69 < 10\varepsilon$ Semelle de classe 1.

Âme fléchée : $\frac{d}{t_w} = \frac{146}{5.3} = 27.55 < 72\varepsilon$ Âme de classe 1.

D'où le profilée est de classe 1

➤ **Calcule les élancements critiques**

Acier S235

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

Donc $\lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$

➤ **Calcule les élancements réduits**

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{40.43}{93.9} \sqrt{1} = 0.43 > 0.2 \quad \text{il ya un risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{146.34}{93.9} \sqrt{1} = 1.56 > 0.2 \quad \text{il ya un risque de flambement}$$

Avec

$$\sqrt{\beta_w} = 1 \quad \Rightarrow \quad \text{L' IPE 120 est de classe 1}$$

➤ **Calcule le coefficient de réduction**

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z)$$

Choix de la courbe de flambement d'après le tableau 5. 5. 3 Eurocode 3

Pour L' IPE120 : h = 180 mm, b = 91mm, t_f = 8 mm.

$$\text{Donc : } \frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1.978 > 1.2. \text{ et } t_f = 8 < 40\text{mm.}$$

Donc

Tableau VI-3: de la courbe de flambement selon euro code 3

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
y- \acute{y}	A	$\alpha_y = 0,21$
z- \acute{z}	B	$\alpha_z = 0,34$

Donc

$$\chi_y = 0.945 \quad \text{Donc } \chi_{\min} = 0.321$$

$$\chi_z = 0.321$$

Donc

$$N_{Sd} = 201.3 > N_{pl.Rd} = 0.321 \times 1 \times \frac{23.9 \times .23.5}{1.1} = 163.90KN \text{ c'est pas verifier}$$

On doit augmenter la section on prend **IPE200**

Avec $A=28.5\text{cm}^2$

On répète Les mêmes étapes on retrouve

$$\begin{cases} \chi_y = 0.969 \\ \chi_z = 0.373 \end{cases} \quad \text{Donc } \chi_{\min} = 0.373$$

Donc

$$N_{Sd} = 201.3 < N_{pl.Rd} = 0.238 \times 1 \times \frac{28.5 \times .23.5}{1.1} = 227.11KN \text{ c'est verifier}$$

Donc **IPE200** convient comme une panne montante de la palée de stabilité

Chapitre VII : Étude 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 marqués la mémoire des générations.

Donc il faut limiter les endommagements causés aux constructions, ce qui nécessite une bonne conception des structures à fin 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=9,5m<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) :

$$D = \begin{cases} 2,5.\eta & \rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5.\eta.\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \rightarrow T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5.\eta.\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}.\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \rightarrow T \leq 3s \end{cases} \quad \dots\dots\dots 4.2 \text{ p38}$$

- ❖ **T₂** : période caractéristique associée à la catégorie de site donnée par (le tab4.7 p49)

$$\rightarrow (T_2 = 0,5)$$

Le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \quad \dots\dots\dots 4.3 \text{ p38}$$

- ❖ **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 tab4.2 p38

Dans notre cas : portique en acier de remplissage léger, **ξ=4%** → **η=1,08**

$$T = C_T.h_N^{3/4} \quad \dots\dots\dots 4.6 \text{ p 46}$$

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 tab4.6 p46 (C_T=0.085), portique auto stable ductile en acier sans remplissage en maçonnerie.

$$T = 0.085.(9.5)^{3/4} = 0.46$$

D'après le tableau4.7 : **T₂ = 0,5s**, donc : $0 \leq T \leq T_2 \rightarrow \mathbf{D=2,7}$

- **R** : coefficient de comportement global de la structure donné par le tab4.3

p42

→ Dans le sens longitudinal l'ossature est contreventée par palées triangulées en
 $X : (R=4)$.

➤ **Q** : facteur de qualité, il est fonction de :

La redondance et la géométrie des éléments constitutants

La régularité en plan et en élévation

La qualité du contrôle de la construction, elle est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \quad \dots\dots \text{tab 4.4 p43}$$

Avec :

- ❖ **P_q** : pénalité à retenir selon le critère q (satisfaire ou non) et ils sont donnés par le tableau 4.4.
- ❖ **q** : critère de qualité.

Les critères de qualité à vérifier sont :

- ✓ Condition minimale sur les files de contreventement, observée **P_q = 0**.
- ✓ La redondance en plan, observée **P_q = 0**.
- ✓ La régularité en plan, observée **P_q = 0**.
- ✓ Régularité en élévation, observée **P_q = 0**.
- ✓ Contrôle de qualité des matériaux, non observée **P_q = 0,05**.
- ✓ Contrôle de qualité de l'exécution, observée **P_q = 0**.

$$\text{Donc : } Q = 1 + (0,05) = \mathbf{1,05}$$

➤ **W** : poids total de la structure.

$$W = \sum W_i \quad , \text{ avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \dots\dots 4.5 \text{ p45}$$

Avec :

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération donné par le tab4.5 p45: (β = 0,4).

Les poids des différents éléments de la structure sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VII-1: les Poids totales de la structure

Niveau 1			
Les éléments	Profile	Poids (daN)	Σ totale
Le bardage +Les accessoires :	sandwiche	36927.9	275801.47dan
Les pannes	IPE180+IPE220	33689	
escalier	Les vole+ palier	3796.6	
Les poteaux de plancher	HEA160	4066.50	
Les poteaux de portique	HEA280	40999.2	
Les lisses :	UAP130	8793.6	
	UAP150	6813.4	
Les potelets :	IPE300	1427.64	
Les palées de stabilités :	IPE160	1200	
	IPE200	1000	
	2L 60×60×6	988.9	
Le plancher	/	27472.48	
Les suspentes + liernes :	ϕ10+ ϕ10	372,55	
Pont roulant	/	19500	
Murs des bureaux :	cloison	1328	
Poutre de roulement	HEB400	19878.4	
Les traverses	IPE450	65400.4	
Poutre au vent	L70×70×8	2227.9	

Les poids estimés des différents éléments de la structure sont présentés comme suit :

$$W_G=275.936 \text{ t} \quad \text{et} \quad W_Q=29.5 \text{ t}$$

$$\text{Et : } W=\sum W_i \quad , \quad \text{avec : } W_i=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$$

Donc :

$$\rightarrow W_T=287.736 \text{ t}$$

VII.3.1.3 Force sismique totale :

On note que l'axe des (X) est perpendiculaire au pignon et l'axe des (Y) est parallèle au pignon

$$V_{x,y} = \frac{A \times D \times Q}{R_{x,y}} \times W_T = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.05}{4} \times 287.73 \cdot 10^3 = 30,59 \cdot 10^3 \text{ daN}$$

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. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

VII.3.2.1 Spectre de repense de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec les coefficients A, η , R, T_1 , T_2 , Q : sont déjà déterminés.

$$Q = 1.05 \quad A = 0,15 \quad \eta = 1,08 \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0,5s$$

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 :

$$K \geq 3 \text{ et } T_K \leq 0,2s$$

Ou : 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 :**

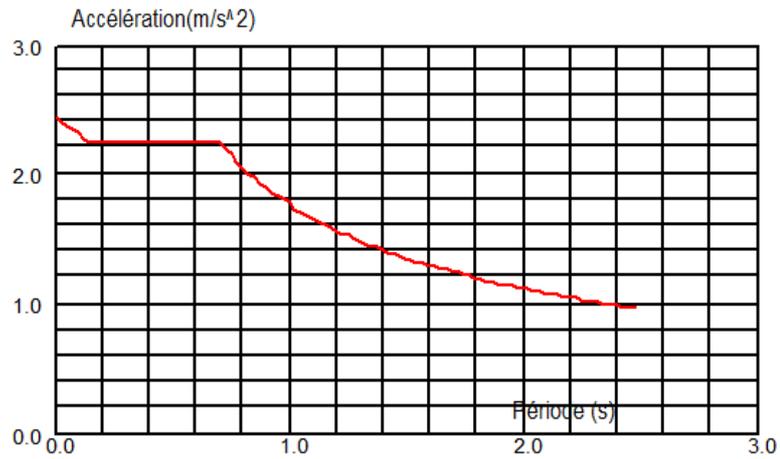


Figure VII-1: Schéma du spectre de réponse suivant X.

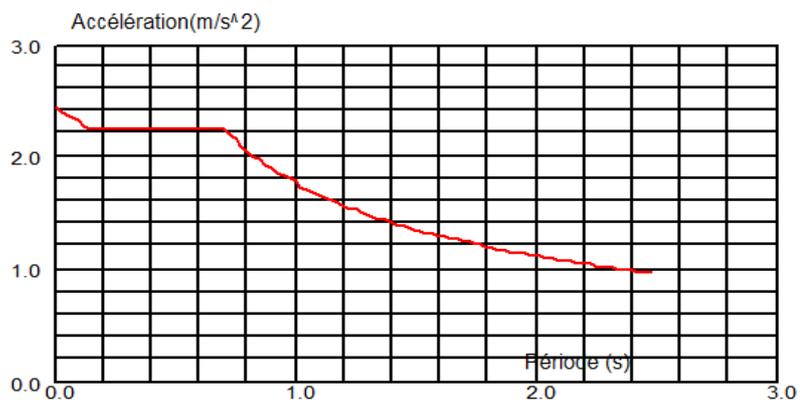


Figure VII-2: Schéma du spectre de réponse suivant Y.

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]
7/ 1	1,86	0,54	50,93	0,00	0,0	50,93	0,00	0,0	275936,00	275936,00	0,0
7/ 2	2,28	0,44	50,93	60,22	0,0	0,00	60,22	0,0	275936,00	275936,00	0,0
7/ 3	2,68	0,37	50,94	61,21	0,0	0,01	0,99	0,0	275936,00	275936,00	0,0
7/ 4	3,30	0,30	55,95	61,21	0,0	5,02	0,00	0,0	275936,00	275936,00	0,0
7/ 5	3,33	0,30	55,97	61,21	0,0	0,02	0,00	0,0	275936,00	275936,00	0,0
7/ 6	3,34	0,30	55,98	61,21	0,0	0,00	0,00	0,0	275936,00	275936,00	0,0
7/ 7	3,34	0,30	55,98	61,21	0,0	0,00	0,00	0,0	275936,00	275936,00	0,0
7/ 8	3,34	0,30	55,98	61,21	0,0	0,00	0,00	0,0	275936,00	275936,00	0,0
7/ 9	3,34	0,30	55,98	61,21	0,0	0,00	0,00	0,0	275936,00	275936,00	0,0
7/ 10	3,34	0,30	55,98	61,21	0,0	0,00	0,00	0,0	275936,00	275936,00	0,0
7/ 11	3,62	0,28	73,65	61,22	0,0	17,68	0,01	0,0	275936,00	275936,00	0,0
7/ 12	3,74	0,27	73,65	61,26	0,0	0,00	0,04	0,0	275936,00	275936,00	0,0
7/ 13	4,62	0,22	73,77	61,38	0,0	0,12	0,12	0,0	275936,00	275936,00	0,0
7/ 14	5,63	0,18	76,18	61,39	0,0	2,41	0,00	0,0	275936,00	275936,00	0,0
7/ 15	5,95	0,17	76,23	75,93	0,0	0,05	14,54	0,0	275936,00	275936,00	0,0
7/ 16	6,56	0,15	76,30	78,82	0,0	0,07	2,89	0,0	275936,00	275936,00	0,0
7/ 17	7,42	0,13	90,33	79,08	0,0	14,03	0,26	0,0	275936,00	275936,00	0,0
7/ 18	7,63	0,13	92,90	81,73	0,0	2,57	2,65	0,0	275936,00	275936,00	0,0
7/ 19	7,84	0,13	92,92	81,73	0,0	0,01	0,00	0,0	275936,00	275936,00	0,0
7/ 20	8,70	0,11	92,92	82,25	0,0	0,01	0,52	0,0	275936,00	275936,00	0,0
7/ 21	8,90	0,11	94,13	93,98	0,0	1,21	11,74	0,0	275936,00	275936,00	0,0

Le pourcentage de participation de masse est supérieure à 90% suivant les deux directions, donc les 21 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 :

Mode 1 : Translation suivant X-X, période $T = 0,54s$, taux de participation de la masse 50,93%

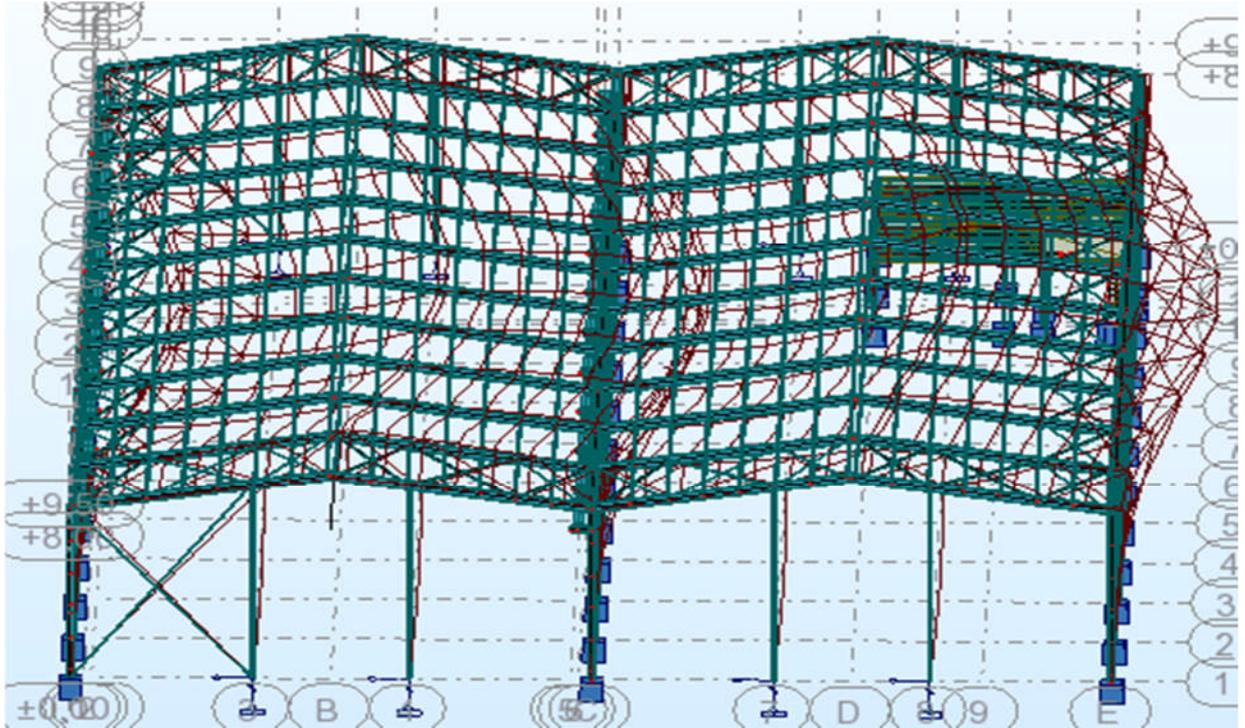


Figure VII-3: Mode de déformation (1).

Mode 2 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0,44 s$, taux de participation de la masse 60.22%

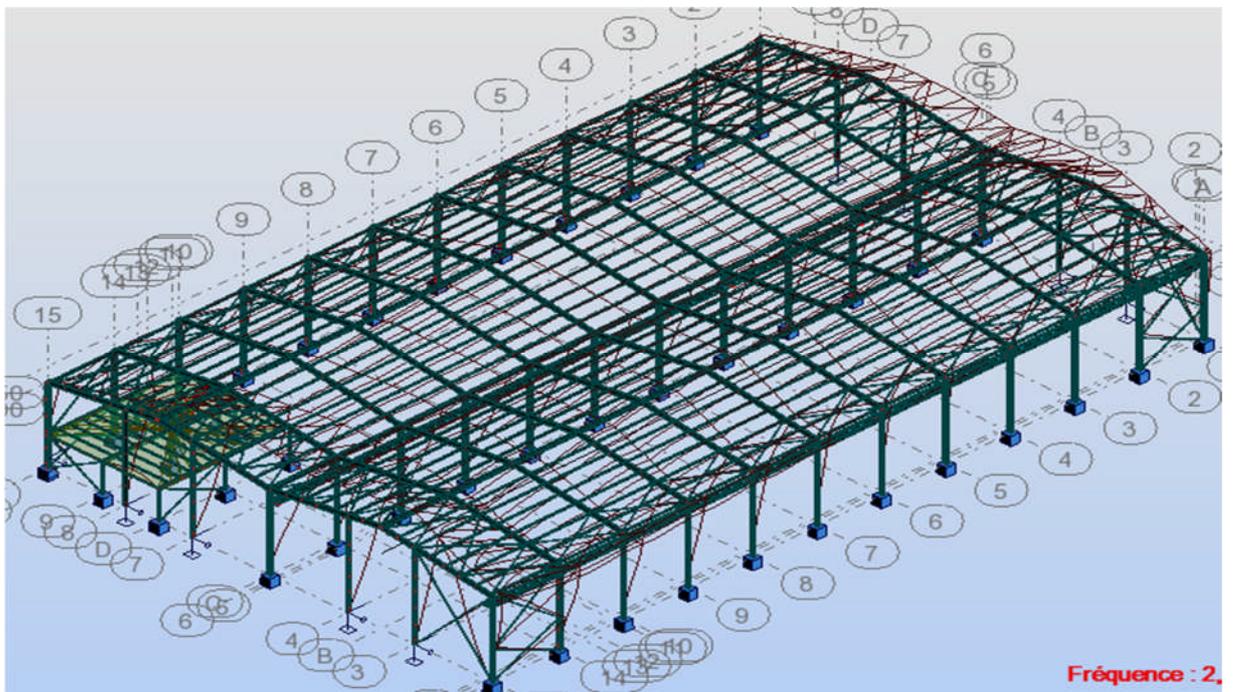


Figure VII-4: Mode de déformation (2).

Mode 3 : Rotation autour de Z-Z, période $T = 0,37s$,

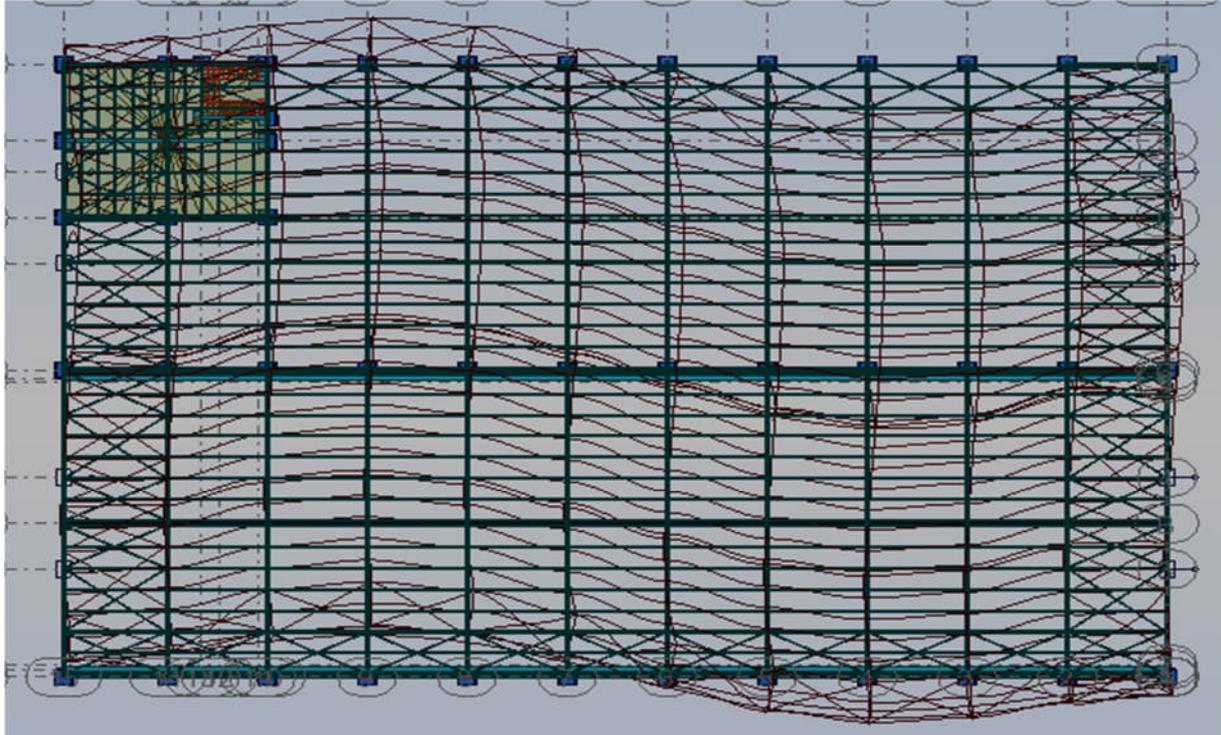


Figure VII-5: Mode de déformation (3).

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.

- W1 : Vent sur le pignon.
- W2 : Vent sur le long pan.

E : Action sismique.

N : Action de pont roulant.

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 + N + E _Y
1.35(G+Q+N+S)	G + W2	G + Q + N + E _X
1.35(G+Q+N+W ₁)	G + Q	0.8G + E _X
1.35(G+Q+N+W ₂)	G + S	0.8G - E _X
G + 1,5W1	G+0,9(Q+N+S)	0.8G - E _Y
G + 1,5W2	G+0,9(Q+N+W ₁)	0.8G + E _Y
	G+0,9(Q+N+W ₂)	

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	305.9	244.72	174.53	Non vérifiée
Sens yy	305.9	244.72	216.55	Non vérifiée

$V_t < 0,8V$ 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.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sens } xx = \frac{244.72}{174.53} = 1.41 \\ \text{sens } yy = \frac{244.72}{216.55} = 1.14 \end{array} \right.$$

Donc on va augmenter la valeur de **facteur de qualité** et on va intégrer les résultats dans le spectre de réponse

$$Q_x = 1.05 \times 1.41 = 1,49$$

$$Q_y = 1.05 \times 1.14 = 1,21$$

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	305.9	244.72	247.67	c'est vérifié
Sens yy	305.9	244.72	249.55	c'est vérifié

VII.3.2.5 Vérification des déplacements

1^{er} Cas : situation durable

Les déplacements sont limités à

Déplacement horizontal :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} \text{ sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} \text{ avec charge du vent} \end{array} \right. \quad \text{EC3 Art 4.2.2(1)I}$$

Ou h : hauteur du poteau

Déplacement vertical :

$$\frac{L}{200} \quad L : \text{longueur de la travée} \quad \text{EC3 tab 4.1}$$

Tableau VII-6: Déplacement max en situation durable dans la partie droite

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	1,35(G+Q+N+W2)	1,35(G+Q+N+S)	2.7	2.6
Suivant Y	1,35(G+Q+N+W1)	1,35(G+Q+N+S)	4.6	0.5
Suivant Z	1,35(G+Q+N+W2)	1,35(G+Q+N+S)	5.8	3.2

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} = \frac{800}{150} = 5.33cm \\ \frac{h}{125} = \frac{800}{125} = 6.4cm \\ \frac{L}{200} = \frac{1011}{200} = 5.855cm \end{array} \right.$$

On constate que les déplacements suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles, donc les déplacements sont vérifiés.

2^{ème} Cas : situation accidentelle :

Le D.T.R RPA 99 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 adjacents à 1% de la hauteur d'étage (art 5.10).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suite :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement R=4

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Tableau VII-7: Déplacement relatif des niveaux dans la partie droite.

Niveau	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture	1.85	0.95	7.4	3.8

$$\frac{h}{100} = \frac{950}{100} = 9.50cm$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 9.5 cm, donc ils sont vérifiés.

VII.3.2.6 Effet de deuxième ordre

Les effets de seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

$$\text{Avec : } P_k = \sum_{i=1}^n W_{Gi} + \beta Q_i$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- 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^o ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

❖ **Sens X-X :**

Tableau VII-8: Effet P- Δ suivant X-X dans la partie droite.

Niveau(m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
9.50	7.4	2759.36	305.9	9.5	0.77	0.07

$\theta_k = 0,07 < 0,1$ donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

❖ **Sens Y-Y :**

Tableau VII-9: Effet P- Δ suivant Y-Y dans la partie droite.

Niveau(m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
9.72	3.8	2759.36	305.9	9.5	0.4	0.03

$\theta_k = 0,03 < 0,1$ donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

Chapitre VIII : Vérification des éléments

VIII.1 Introduction

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'actions possibles définies règlementairement, la stabilité statique soit assurée, tant globalement, au niveau de la structure, qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments. Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité et de vérifier que les contraintes et les déformations restent en-deçà des limites admissibles.

Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement "CCM97" 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 Justification des traverses (IPE450)

La vérification se fait pour la traverse la plus sollicitée ; dans notre cas ; la traverse la plus sollicitée est le **N°267** et de **N°268** de longueur $L=10.11\text{m}$; comme illustré en rouge sur la figure suivante :

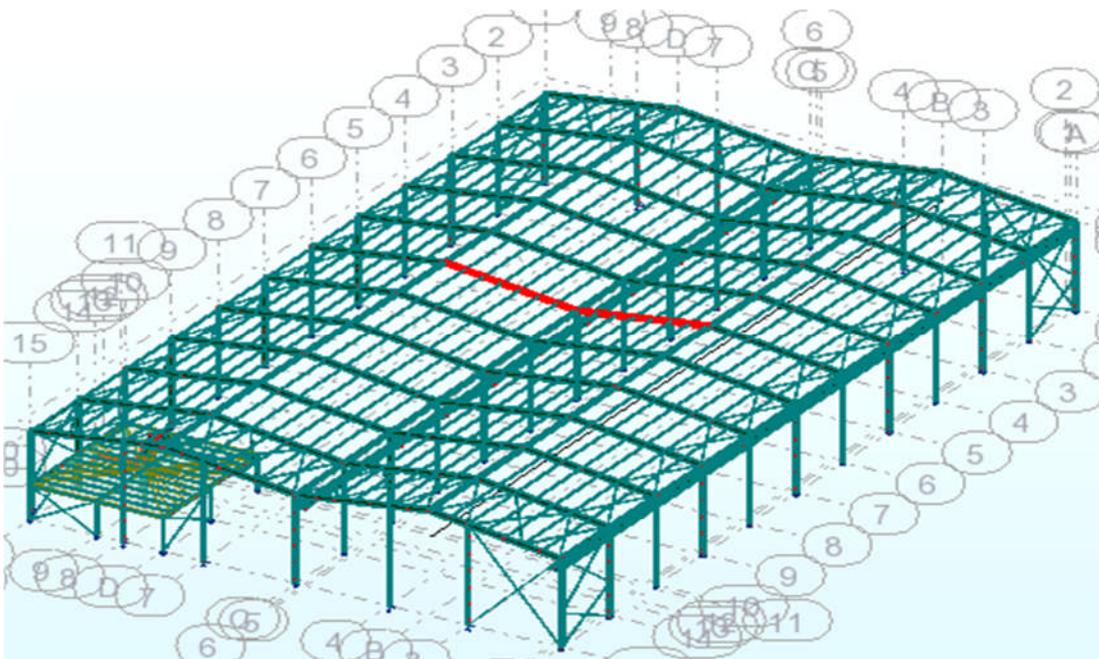


Figure VIII-1: les traverses les plus sollicitées

VIII.2.1 Charges reprises sur la traverse

- Poids du panneau sandwich
- Poids des pannes
- Poids propre de la traverse
- Charge d'entretien

VIII.2.2 Caractéristiques de la traverse

Tableau VIII-1: Caractéristiques du profile IPE450

IPE 450	h(mm)	b(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)
	450	190	9.4	14.6	21
	A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)
	98.8	33740	1676	1702	276.4

VIII.2.3 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculées par le logiciel robot sont :

- N_{sd} = 84.94 kN
- V_{sd} = 111.69 kN
- M_{sd} = 370.07 kN:m

VIII.2.4 Classe de la section transversale

VIII.2.4.1 Classe de l'âme : (flexion composée)

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{84.94}{0.94 \times 23.5} = 3.84$$

$$\alpha = \frac{1}{37.88} \left(\frac{37.88 + 3.84}{2} \right) = 0.55 < 1 \quad \text{avec } \alpha > 0.5$$

Pour la section de classe 01 :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{37.88}{0.94} = 40.29 \quad \text{et} \quad \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396 \times 1}{(13 \times 0.55 - 1)} = 64.39$$

Donc :

- $\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon}{(13\alpha - 1)} \rightarrow$ Âme de classe 01

VIII.2.4.2 Classe de la semelle : (comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b_f}{2t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{190}{2 \times 14.6} = 6.51 < 10 \times 1 \Rightarrow \text{Semelle de classe 01}$$

Donc La section **IPE450** est de classe 1.

VIII.2.5 Condition de résistance

VIII.2.5.1 Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5V_{plRd}$

$$V_{zsd} = 111.69 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{50.85 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 689.91 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{zsd}}{V_{plrd}} = \frac{112.08}{689.91} = 0.16 < 0.5 \text{ OK c'est vérifier donc pas de réduction du moment}$$

VIII.2.5.2 Vérification de la résistance

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1702 \times 23.5}{1} = 399.97 \text{ kKN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} = 370.07 \text{ KN.m} < M_{plyrd} = 399.9 \text{ KN.m}$$

La résistance de la section transversale est vérifiée.

VIII.2.5.3 Vérification de l'élément aux instabilités

➤ Flexion composée avec risque de flambement :

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{ySd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1 \quad \text{Dont la partie supérieur de la traverse (neige, poids propre...)}$$

a) Calculons la longueur de flambement

- Autour de l'axe faible y'y (dans le plan de l'âme) : le traverse risque de flamber sur toute sa longueur

$$\text{Donc la longueur de flambement } l_{ky} = 10.11 \text{ m}$$

- Autour de l'axe faible z'z (dans le plan perpendiculaire de l'âme), le traverse est empêché de flamber sur toute sa longueur par les pannes.

$$\text{Donc la longueur de flambement } l_{kz} = 1.4 \text{ m}$$

Pour l'IPE450, les rayons de giration sont : $i_y = 18.48 \text{ cm}$

$$i_z = 4.12 \text{ cm}$$

b) Calcule Les Élancement

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{505.5}{18.48} = 27.36$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{140}{4.12} = 33.98$$

c) Calcule les élancements critiques

Acier S235

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

$$\text{Donc } \lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$$

d) Calcule les élancements réduits

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{27.36}{93.9} \sqrt{1} = 0,291 > 0.2 \quad \text{il ya un risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{33.98}{93.9} \sqrt{1} = 0,362 > 0.2 \quad \text{il ya un risque de flambement}$$

$$\text{Avec } \sqrt{\beta_w} = 1 \Rightarrow \text{L' IPE 450 est de classe 1}$$

e) Calcule le coefficient de réduction

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z)$$

Choix de la courbe de flambement d'après le tableau **5. 5. 3 Eurocode 3**:

Pour L'IPE450 : h = 450 mm, b = 190mm, t_f = 14.6 mm.

$$\text{Donc : } \frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2.36 > 1,2. \text{ et } t_f = 14.6 < 40\text{mm}.$$

Tableau VIII-2: Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 450.

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
y- \acute{y}	A	$\alpha_y = 0,21$
z- \acute{z}	B	$\alpha_z = 0,34$

f) Calcule de χ_{\min}

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{Avec : } \chi_y \leq 1$$

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

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.21(0.291 - 0.2) + 0.291^2] = 0.55 \quad \Rightarrow \quad \chi_y = 0.980$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \quad \text{Avec : } \chi_z \leq 1$$

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

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0.34(0.362 - 0.2) + 0.362^2] = 0.593. \quad \Rightarrow \quad \chi_z = 0.963$$

$$\chi_{\min} = \min(0.980 ; 0.963)$$

$$\text{Donc} \quad \Rightarrow \quad \chi_{\min} = 0.963$$

g) Calculons l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$

(Partie inférieure de la traverse dans le cas de su lavement)

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{l_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{140}{4.12}}{(1.132)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{140}{4.12}}{\frac{45}{1.46}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 31.47$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5} = 0.33$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.33 < 0.4 \quad \longrightarrow \quad \text{Il n'y a pas de risque de déversement}$$

Calcul de coefficient k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

Calcul des coefficients réducteurs

Suivant (Z-Z)

$$\psi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = -\frac{170.03}{369.89} = -0,46$$

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\psi = 2,12$$

$$\mu_y = 0,291(2,12 - 4) + \frac{1702 - 1500}{1500} = 0,204 \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_y = 1 - \frac{0,204 \times 84.94}{0,980 \times 98.9 \times 23,5} = 0,007 \quad \text{Avec } k_y \leq 1,5$$

$$N_{sd} = 84.94 \text{ KN} \quad M_{y.sd} = 370.07 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{98.9 \cdot 23,5}{1} = 2324.15 \text{ KN}$$

$$M_{ply.Rd} = 1702 \times \frac{23,5 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 399.97 \text{ KN.m}$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{84.94}{0,963 \times 2324.15} + \frac{0,007 \cdot 370.07}{399.97} = 0,05 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Vérification avec le logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
267 Poutre trave	 IPE 450	ACIER E24	54.72	245.55	0.86	61 G+1.5W2
268 Poutre trave	 IPE 450	ACIER E24	54.72	245.55	0.85	61 G+1.5W2

Conclusion :

Le profilé choisi IPE450 est adéquat comme traverse.

VIII.3 Vérification des poteaux (hangar)

La vérification se fait pour les poteaux les plus sollicités ; il s'agit du deux cas déferont

VIII.3.1 1^{ère} cas : sous (N max et M correspond)

Le poteau N°519 de hauteur H=8m ; comme illustré en rouge sur la figure 3.1 suivante :

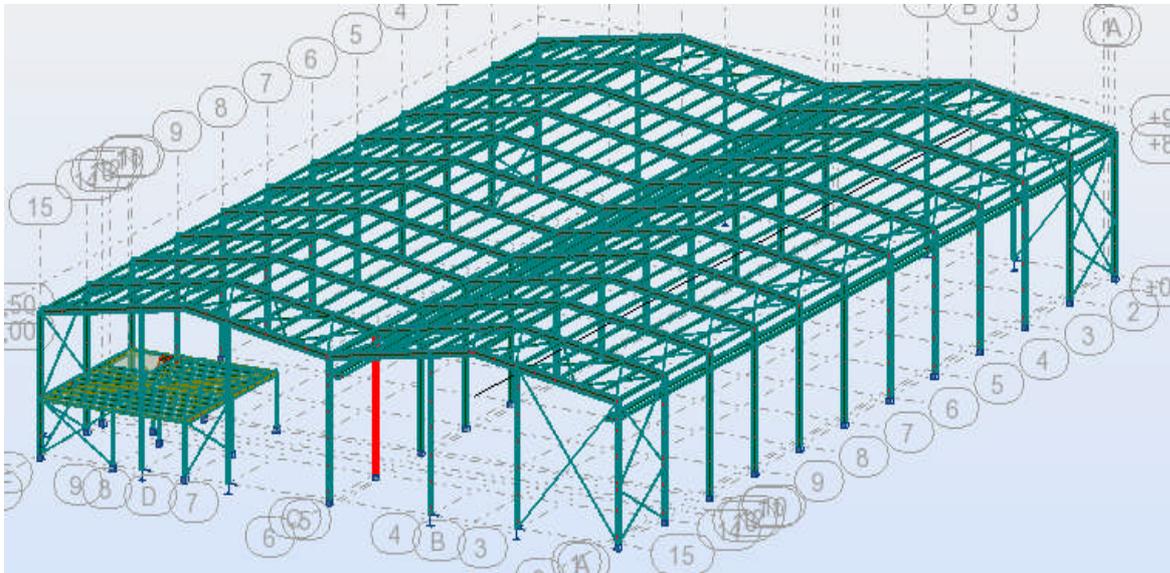


Figure VIII-2: le poteau le plus sollicité

VIII.3.2 2^{ème} cas : sous (N correspond et M max)

Le poteau N°314 de hauteur H=8m ; comme illustré en rouge sur la figure 3.2 suivante :

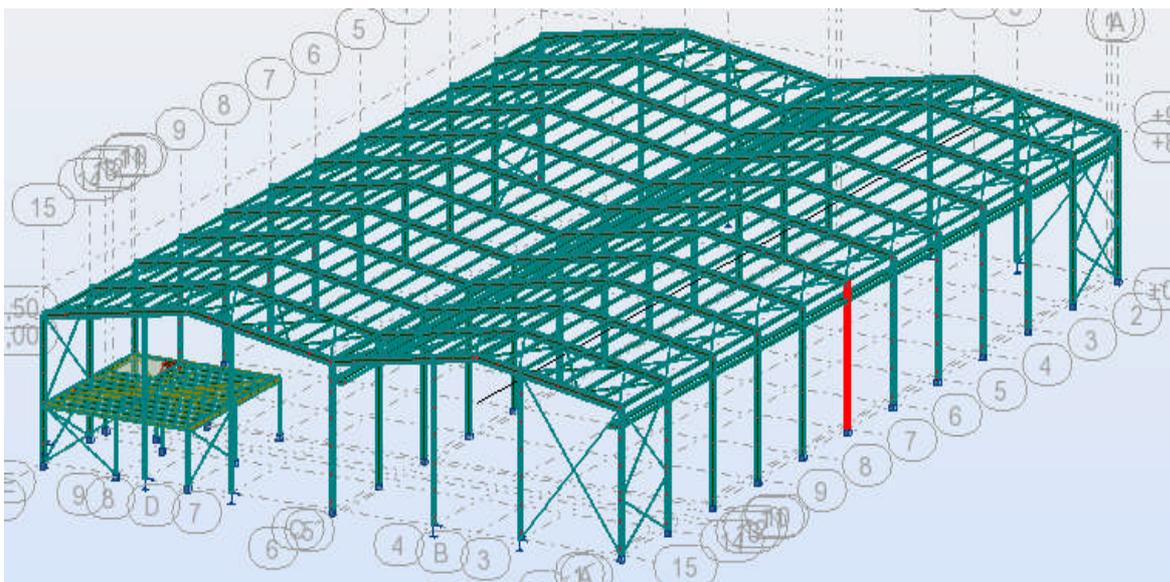


Figure VIII-3: le poteau le plus sollicité

Tableau VIII-3: Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel ROBOT sont :

Les cas	combinaison	h (m)	N (kN)	M_y (kN.m)	M_z (kN.m)	V_z (kN)
1ere cas	1,35(G+Q+S+N)	8	$N_{MAX}=381.25$	$M_{COR} \begin{cases} M_y^+=5.45 \\ M_y^-=-36.37 \end{cases}$	$M_{COR} \begin{cases} M_z^+=0,15 \\ M_z^-=-4,32 \end{cases}$	59,44
2eme cas	G+1.5W2	8	$N_{COR} = 95.57$	$M_{COR} \begin{cases} M_y^+=214.38 \\ M_y^-=-58.92 \end{cases}$	$M_{COR} \begin{cases} M_z^+=-0,01 \\ M_z^-=-0,01 \end{cases}$	70,51

VIII.3.2.1 Vérification à la résistance

a) Classe de la section(HEA280)

Classification de la semelle

$$\text{on a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

- **Semelle comprimée**

$$C = \frac{b}{2} = \frac{280}{2} = 140\text{mm}$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{140}{13} = 10.76 > 10\varepsilon < 11\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 2

- **Âme (flexion composée)**

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{381.25}{0.8 \times 23.5} = 20.27$$

$$\alpha = \frac{1}{196} \left(\frac{196 + 20.27}{2} \right) = 0.55 < 1$$

avec $\alpha > 0.5$

Pour la section de classe 01 :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{196}{8} = 24.5 < 83\varepsilon \quad \text{et} \quad \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396 \times 1}{(13 \times 0.55 - 1)} = 64.39$$

Donc :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon}{(13 \alpha - 1)} \rightarrow \hat{\text{Ame de classe 02}}$$

La section globale étant de classe 2.

VIII.3.2.2 Pour le premier cas

➤ Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5V_{plRd}$

$$V_{zsd} = 59,44 \text{ Kn}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}\sqrt{3}} = 430,64 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \frac{1}{2}V_{pl,rd} = 215,32 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = 59,44 \text{ KN} < \frac{1}{2}V_{pl,rd} = 215,32 \text{ KN} \quad \text{ok}$$

➤ Vérification au moment fléchissant :

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{plRd}$

$$M_{sd} = 36,37 \text{ KN}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{23,5 \times 1112 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 237,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \rightarrow \text{ok}$$

➤ Vérification à l'effort normal :

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{plRd}$

$$N_{sd} = 381,25 \text{ KN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_{m0}} = \frac{23,5 \times 97,3}{1,1} = 2078,7 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} < N_{pl,rd} \rightarrow \text{ok}$$

➤ Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{\min}

$$\chi_{\min} = (\chi_y ; \chi_Z)$$

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

a : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{0.5l_{ky}}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{400}{11.68} = 33,73$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{33,73}{93,9} \times 1 = 0,35$$

Courbe de flambement : (voir tableau 1)

$$h/b = 270/280 = 0,96 < 1,2$$

Axe de flambement y-y \longrightarrow courbe de flambement b ; $a = 0,34$ (tableau 3).

$$\chi_y = 0,951$$

- **Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors du plan de portique)**

$$\lambda_z = \frac{400}{7} = 57,14$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{57,14}{93,9} \times 1 = 0,60$$

Axe de flambement z-z \longrightarrow courbe de flambement c ; $a = 0,49$ (tableau 3).

$$\chi_z = 0,785$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = 0,785$$

- Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z}{h} \right) \left(\frac{l_z}{t_f} \right) \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{400}{7}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{400}{27} \right) \left(\frac{400}{1,3} \right) \right]^{0,25}} = 49,56$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} = 0,52$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,52 > 0,4 \longrightarrow$ Il n'y a un risque de déversement

Donc on doit vérifier :

$$\frac{N}{X \min \times N_{ply}} + \frac{K_{LT} \times M_{Y.sd}}{X_{LT} \times M_{PLY}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{M_{PLY}} \leq 1$$

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

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,52 \longrightarrow \chi_{LT} = 0,918$$

Calcul de coefficient K

$$: K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{X_z \times A \times F_y}$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15 \quad \text{mais } \mu_{LT} \leq 0,9$$

$$\psi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = -\frac{5,45}{36,37} = -0,14$$

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\psi = 1,9$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,9 \times 0,60 - 0,15 = 0,02 < 0,9$$

$$X_z = 0,785$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{0.02 \times 381.25}{0.785 \times 97.3 \times 10^2 \times 235} = 0.03$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{628.4 \times 23.50}{1.1} = 237.56 \text{ kn.m}$$

- Calcul des coefficients K_y, K_z

- ❖ Suivant (Z-Z)

$$\psi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = -\frac{0.15}{4.32} = -0.03$$

$$\beta_{M_z} = 1.8 - 0.7\psi = 1.82$$

$$\mu_z = 0.6(2 \times 1.82 - 4) + \frac{1112 - 1013}{1013} = -0.118 \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0.9$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_z = 1 - \frac{-0.118 \times 381.25}{0.875 \times 97.3 \times 23.5} = 1.02 \quad \text{Avec } k_y \leq 1.5$$

Donc

$$\frac{381.25}{0.875 \times 2078.68} + \frac{0.03 \times 36.37}{0.918 \times 237.56} + \frac{1.02 \times 4.32}{110.68} = 0.2 + 0.09 + 0.04 = 0.32 \leq 1 \quad \text{c'est vérifier}$$

Vérification avec le logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
519 Poteau hang	 HEA 280	ACIER E24	67.47	114.32	0.55	14 1.35(G+Q+S+N)

VIII.3.2.3 Pour le deuxième cas

- .Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0.5V_{plRd}$

$$V_{zsd} = 70.51 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 430.64 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \frac{1}{2} V_{pl,rd} = 215.32 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = 70.51 \text{ KN} < \frac{1}{2} V_{pl,rd} = 215.32 \text{ KN} \quad \text{ok}$$

- Vérification au moment fléchissant :

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{plRd}$

$$M_{sd} = 214.38 \text{ KN}$$

$$M_{pl.rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{23.5 \times 1112 \cdot 10^{-2}}{1.1} = 237.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl.rd} \rightarrow ok$$

➤ **Vérification à l'effort normal :**

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{plRd}$

$$N_{sd} = 95.57 \text{ KN}$$

$$N_{pl.rd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_{m0}} = \frac{23.5 \times 97.3}{1.1} = 2078.7 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} < N_{pl.rd} \rightarrow ok$$

➤ **Vérification de l'élément aux instabilités :**

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{\min}

$$\chi_{\min} = (\chi_y; \chi_Z)$$

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

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

$$\lambda_y = \frac{0.5l_{ky}}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{400}{11.68} = 33,73$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{33,73}{93,9} \times 1 = 0,35$$

Courbe de flambement : (voir tableau 1)

$$h/b = 270/280 = 0,96 < 1,2$$

Axe de flambement **y-y** → courbe de flambement b ; $\alpha = 0,34$ (tableau 3).

$$\chi_y = 0,951$$

- **Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors du plan de portique)**

$$\lambda_z = \frac{150}{7} = 21,42$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{21,02}{93,9} \times 1 = 0,228$$

Axe de flambement **z-z** → courbe de flambement c ; $\alpha = 0,49$ (tableau 3).

$$\chi_z = 0,989$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0,951$$

- **Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$**

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{l_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{150}{7}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{150}{7}}{\frac{27}{1,3}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 19,88$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} = 0,21$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,21 < 0,4$ → Il n'y a pas de risque de déversement

Calcul de coefficient k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

- **Calcul des coefficients réducteurs**

❖ **Suivant (Z-Z)**

$$\psi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = -\frac{58,92}{214,38} = -0,27$$

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\psi = 1,99$$

$$\mu_y = 0,228(2 \times 1,99 - 4) + \frac{1112 - 1013}{1013} = 0,094$$

Avec $\mu_y \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_y = 1 - \frac{0,094 \times 95,57}{0,951 \times 97,3 \times 23,5} = 0,99 \quad \text{Avec } k_y \leq 1,5$$

$$N_{Sd} = 95,57 \text{ KN}$$

$$M_{y.Sd} = 214,38 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{97,3 \times 23,5}{1,1} = 2078,68, \text{ KN}$$

$$M_{ply.Rd} = 1112 \times \frac{23,5 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 237,56 \text{ KN.m}$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{95,57}{0,951 \times 2078,68} + \frac{0,99 \times 214,38}{237,56} = 0,94 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Vérification avec le logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
314 Poteau hangar	HEA 280	ACIER E24	67.47	114.32	0.85	49 G+1.5W2

VIII.3.3 Conclusion

HEA 280 convient comme poteau de hangar.

VIII.4 Vérification des diagonales des contreventements poutre au vent :

VIII.4.1 Iapang (L75×75×8)

Tableau VIII-4: les efforts dans les éléments de contreventement

Élément	Combinaisons	N _{sd} (KN)
Traction	1,35(G+Q+N+W2)	78.10
Compression	G+Q+N-Ey	-71.87

➤ Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a : A = 11.4 cm²

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{11.4 \times 23,5}{1} = 267.9 \text{ KN} \\ N_{sd} &= 78.10 \text{ KN} < N_{rd} = 267.9 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \text{ Vérifiée}$$

VIII.4.2 pingan (L75×75×8) :

Tableau VIII-5: les efforts dans les éléments de contreventement.

Élément	Combinaisons	N _{sd} (KN)
Compression	G+1.5W2	-102.25
Traction	G + 1,5W2	108.18

➤ Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a : A = 11,4 cm²

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{11.4 \times 23,5}{1} = 267.9 \text{ KN} \\ N_{sd} &= 108.18 \text{ KN} < N_{rd} = 267.9 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \text{ Vérifiée}$$

VIII.5 Vérification du contreventement de la poutre sablière du pont roulant :

Tableau VIII-6: les efforts dans les éléments de contreventement.

Élément	Combinaisons	N _{sd} (KN)
Compression	G+Q+N-Ey	-53.27
Traction	1.35 (G+Q+N+W2)	39.41

➤ **Vérification à la traction :**

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a : A = 20.1 cm²

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{20.1 \times 23,5}{1} = 472.35 \text{ KN} \\ N_{sd} &= 39.41 \text{ KN} < N_{rd} = 472.35 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \text{ Vérifiée}$$

➤ **Vérification au flambement de la poutre sablière:**

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N^{\max} = 49.97 \text{ KN}$$

$$l_k = 600 \text{ cm}$$

$$A = 20.1 \text{ cm}^2$$

$$i_y = 6.58 \text{ cm}$$

$$i_z = 1.84 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \lambda_y &= \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{6.58} = 91.18 \\ \lambda_z &= \frac{l_z}{i_z} = \frac{600}{1.84} = 326.08 \end{aligned} \right.$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0.5} \text{ avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[E / f_y \right]^{0.5} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{91.18}{93.9} \right] = 0,97 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \left[\frac{326.08}{93.9} \right] = 3.47$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = 0,97 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = 3,47 > 0,2 \end{cases} \quad \text{il ya un risque de flambement}$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

$$\chi_y = 0,686$$

$$\chi_z = 0,078$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,686$$

$$N_{rd} = 0,078 \times 20.1 \times 1 \times \frac{23,5}{1} = 36.84 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 53.27 \text{ KN} > N_{rd} = 36.84 \text{ KN} \quad \text{Non vérifié}$$

On augmente la section de la poutre sablier.

$$\text{IPE180} \Rightarrow A = 23.9 \text{ cm}^2$$

$$i_y = 7,42 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_y = 80.86$$

$$i_z = 2,05 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_z = 292,68$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,86 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 3,10 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

- **Calcul de χ_{\min}**

$$\chi_y = 0,760$$

$$\chi_z = 0,102$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,102$$

$$N_{crd} = 0,102 \times 1 \times 23,9 \times \frac{23,5}{1,1} = 57,29 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 53.27 \text{ KN} < N_{crd} = 57,29 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{vérifié}$$

Vérification avec le logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
71 Barre_71	 IPE 180	ACIER	78.22	282.65	0.09	34 G+Q+N-EY /9/

VIII.6 Vérification des diagonales de la palée de stabilité

VIII.6.1 Pingan : 2(60×60×6)

Tableau VIII-7: les efforts dans les éléments de contreventement.

Élément	Combinaisons	N _{sd} (KN)
Compression	(G+Q+N-Ex)	-90.41
Traction	(G+Q+N+Ex)	90.49

➤ **Vérification à la traction :**

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a : A = 13,82 cm²

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{13,82 \times 23,5}{1} = 324,77 \text{ KN} \\ N_{sd} &= 90.49 \text{ KN} < N_{rd} = 324,77 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \text{ Vérifiée}$$

VIII.6.2 lanpang : 2(60×60×6)

Tableau VIII-8: les efforts dans les éléments de contreventement.

Élément	Combinaisons	N _{sd} (KN)
Compression	(G+Q+N-Ey)	-75.58
Traction	(G+Q+N+Ey)	92.50

➤ **Vérification à la traction :**

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a : A = 13,82 cm²

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{13,82 \times 23,5}{1} = 324,77 \text{ KN} \\ N_{sd} &= 92.50 \text{ KN} < N_{rd} = 324,77 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \text{ Vérifiée}$$

VIII.7 Vérification des poteaux (plancher)

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et dans notre cas ; il s'agit du N°1275 de hauteur H=3.06m ; comme illustré en rouge sur la figure suivante

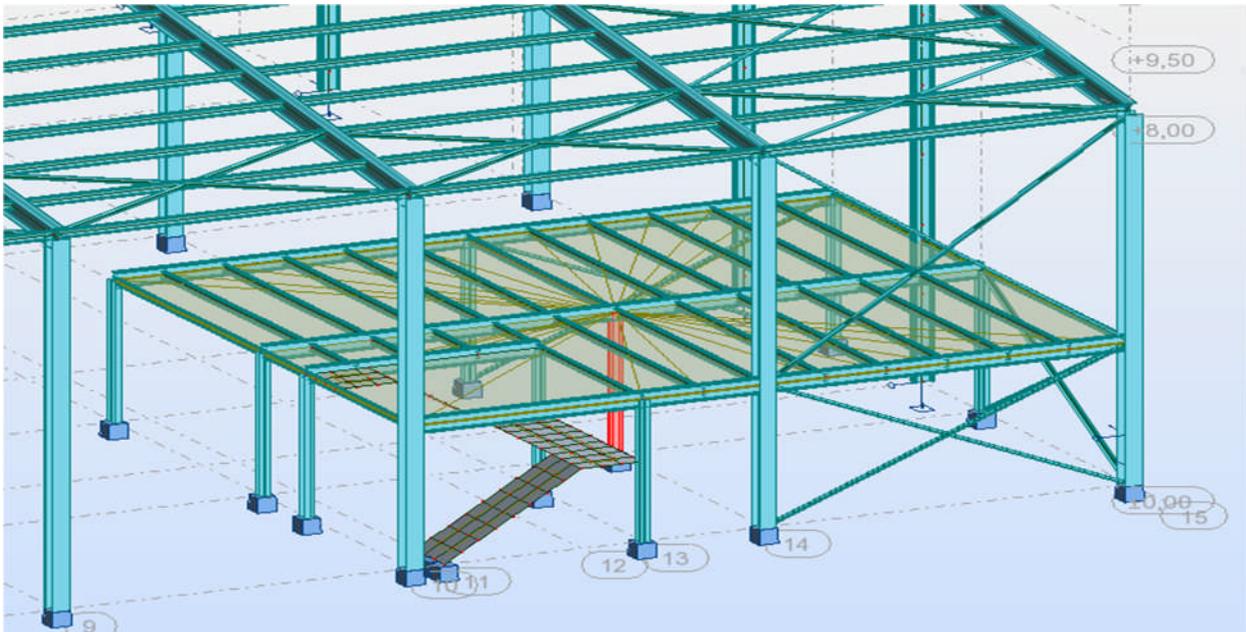


Figure VIII-4: le poteau de plancher le plus sollicité

Les éléments poteaux de la structure sont soumis à une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z).

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel ROBOT sont :

Tableau VIII-9: sollicitations sur le poteau HEA160

combinaison	h (m)	N (kN)	M_y (kN.m)	M_z (kN.m)	V_z (kN)
1,35G+1,5Q	3.06	408.65	$M_{y^+}=1.89$ $M_{y^-}=-2.50$	$M_{z^+}=1.94$ $M_{z^-}=-3.92$	1.43

VIII.7.1 Vérification à la résistance

VIII.7.1.1 Classe de la section

Classification de la semelle

$$\text{on a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

- **Semelle comprimée**

$$C = \frac{b}{2} = \frac{160}{2} = 80\text{mm}$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{80}{9} = 8,88 < 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

- **Âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{104}{6} = 17,33 < 72\varepsilon$$

Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 1.

- **Vérification à l'effort tranchant**

Il faut vérifiée que : $V_{Sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{Sd} = 1,43 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 13,2 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 162,8 \text{ kN} > V_{Sd}$$

$$V_{Sd} < 0,5V_{Rd} \quad \text{pas de réduction du moment plastique.}$$

- **Vérification au moment fléchissant**

$$M_{Sd} = 1,89 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 245,1 \times 10^3}{1,1} \times 10^{-6} = 52,36 \text{ kN.m} > M_{Sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Vérification à l'effort normal**

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{38,8 \times 23,5}{1,1} = 828,90 \text{ kN}$$

$$N_{S,d} = 408,65 \text{ kN} < N_{pl,rd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Vérification de l'élément aux instabilités :**

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1$$

Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{\min}

$$\chi_{\min} = (\chi_y ; \chi_z)$$

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

a : facteur d'imperfection correspondant a' la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{0,5l_y}{i_y} \quad \text{donc} \quad \lambda_y = \frac{153}{6,57} = 23,28$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{23,28}{93,9} \times 1 = 0,248$$

Courbe de flambement : (voire tableau 1)

$$h/b = 152/160 = 0,95 < 1,2$$

Axe de flambement **y-y** \longrightarrow courbe de flambement b ; $\alpha = 0,34$ (tableau 3).

$$\chi_y = 0,984$$

- **Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors du plan de portique)**

$$\lambda_z = \frac{153}{3,98} = 38,44$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{38,44}{93,9} \times 1 = 0,40$$

Axe de flambement **z-z** \longrightarrow courbe de flambement c ; $\alpha = 0,49$ (tableau 3).

$$\chi_z = 0,897$$

$$\text{Donc} \quad \chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0,897$$

- **Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$**

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{\left[(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{l_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right] \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{153}{3,98}}{\left[(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{153}{3,98}}{\frac{15,2}{0,9}} \right)^2 \right] \right]^{0,25}} = 34,11$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} = 0,36$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,36 < 0,4 \longrightarrow \text{Il n'y a pas de risque de déversement}$$

Calcul de coefficient k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad , \quad \mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

- **Calcul des coefficients réducteurs**

Suivant (Y-Y)

$$\psi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = -\frac{1,98}{2,5} = -0,792$$

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\psi = 2,35$$

$$\mu_y = 0,282(2,2,35 - 4) + \frac{324,9 - 293,6}{293,6} = 0,30 \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_y = 1 - \frac{0,30 \times 408,65}{0,984 \times 38,8 \times 23,5} = 0,14 \quad \text{Avec } k_y \leq 1,5$$

Suivant (Z-Z)

$$\psi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = -\frac{1,98}{3,92} = -0,5$$

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\psi = 2,15$$

$$\mu_y = 0,40(2 \times 2,15 - 4) + \frac{117,6 - 76,95}{76,95} = 0,65 \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_z = 1 - \frac{0,65 \times 408,65}{0,897 \times 38,8 \times 23,5} = 0,70 \quad \text{Avec } k_y \leq 1,5$$

$$N_{sd} = 408,65 \text{ KN} \quad M_{y.sd} = 1,94 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{38,8 \cdot 23,5}{1} = 911,8 \text{ KN}$$

$$M_{plz.Rd} = 117,6 \times \frac{23,5 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 25,12 \text{ KN.m}$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} + \frac{k_z \cdot M_{z.Sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{408,65}{0,897 \times 911,8} + \frac{0,14 \times 1,89}{76,35} + \frac{0,70 \times 1,94}{25,12} = 0,52 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Vérification avec le logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1275 Poteau pla	 HE 160 A	ACIER	23.29	38.40	0.59	51 1.35G+1.5Q

VIII.7.2 Conclusion

HEA 160 convient comme un poteau de plancher.

Chapitre IX : Calcul des assemblages

IX.1 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.

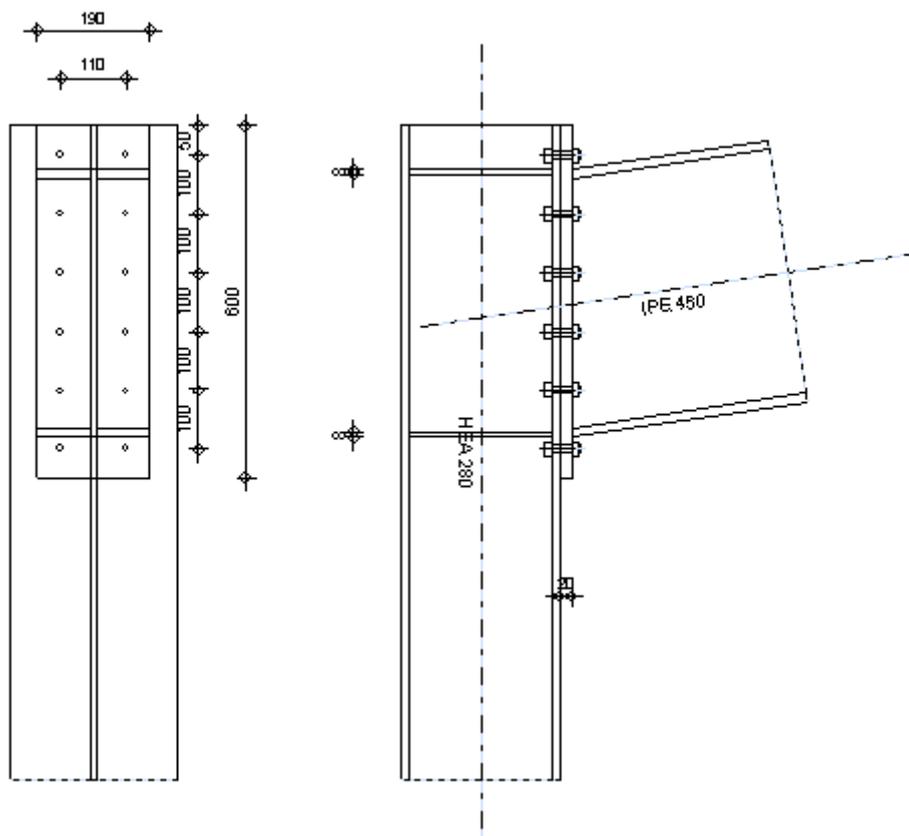


Figure IX-1: Représentation de l'assemblage Poteau –Traverse.

On choisit des boulons de classe 10.9

Nombre de boulons = 12

Nombre de files : $n = 2$

Poteau HEA280

Traverse : IPE450

$$M_{\max} = 370.04 \text{ KN.m.}$$

$$N_{\max} = 19.53 \text{ KN.}$$

$$V_{sd_{\max}} = 111.69 \text{ KN.}$$

IX.1.1 Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les trois rangées supérieures des boulons.

$$d_1 = 500 \text{ mm.}$$

$$d_2 = 400 \text{ mm.}$$

$$d_3 = 300 \text{ mm.}$$

$$\sum di^2 = (500)^2 + (400)^2 + (300)^2 = 0,5m^2$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times di}{\sum di^2}$$

$$N_1 = \frac{370.04 \times 0.50}{0.5} = 370.04 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{370.04 \times 0.40}{0.50} = 296.032 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{370.04 \times 0.30}{0.50} = 222.02 \text{ KN}$$

IX.1.2 Dimensionnement des boulons :

Il faut vérifier que : $N_1 \leq n \times F_P$ avec : $F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.7 \times f_{ub} \times n} = \frac{370.04 \times 10^3}{0.7 \times 1000 \times 2} = 264.31 \text{ mm}^2$$

Donc on choisit des boulons M22 de diamètre $d_0 = 24 \text{ mm}$; de classe 10.9 ;

$$A_s = 303 \text{ mm}^2$$

IX.1.1 Condition de résistance des boulons :

IX.1.1.1 Distance entre axe des boulons :

●Entre axe des boulons :

$$P_1 \geq 3d_0$$

$$P_2 \geq 3d_0$$

$$\text{Avec : } d_0 = 24 \text{ mm}$$

$$P_1 \geq 3 \times 24 = 72 \text{ mm}$$

On prend : $P_1 = 100 \text{ mm}$

$$P_2 \geq 3 \times 24 = 72 \text{ mm}$$

On prend : $P_2 = 110 \text{ mm}$

● **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1.5d_0$$

$$e_1 \geq 1.5 \times 24 = 36 \text{ mm}$$

On prend : $e_1 = 50 \text{ mm}$.

● **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1.5d_0$$

$$e_2 \geq 1.5 \times 24 = 36 \text{ mm}$$

On prend : $e_2 = 40 \text{ mm}$.

IX.1.2 Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_R = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1} > M_{sd}$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 303 = 212.1 \text{ KN par boulon}$$

Soit $212.1 \times 2 = 424.2 \text{ KN}$ pour les deux première boulons

$$M_R = \frac{424.2 \times 0.5}{0.5} = 424.2 \text{ KN.m} > M_{sd} = 370.04 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée

IX.1.3 Vérification

IX.1.3.1 Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction :

$$\text{Il faut vérifier que : } V_{sd} \leq V_R = \frac{K_s \times \mu \times n \times (F_p - 0.8F_{t,sd})}{\gamma_{Ms}}$$

Avec :

μ = coefficient de frottement qui est pris 0.3

$K_s = 1$ coefficient qui est en fonction de la dimension des trous de pressage pour les trous à tolérance normal

$$\gamma_{M_s} = 1.25$$

n = nombre d'interfaces de frottement 1

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 303 = 212.1 \text{ KN.}$$

$$F_{t.sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{370.04}{2} = 185.02 \text{ KN}$$

- Effort de cisaillement sollicitons par boulon

$$V_{sd} = \frac{V_{sd_{Max}}}{n} = \frac{111.67}{12} = 9.31 \text{ KN}$$

- Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction sollicitons

$$V_R = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (212.1 - (0.8 \times 185.02))}{1.25} = 15.38 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 9.31 \text{ KN} < V_R = 15.38 \text{ KN} \quad (\text{vérifiée})$$

IX.1.3.2 Vérification au poinçonnement :

il faut vérifier que : $B_{prd} < F_{t.sd}$

$$B_{prd} = 0,6 \pi \cdot d_m \cdot t_p \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$d_m = 32.4 \text{ mm}$$

$$t_p = 13 \text{ mm} \quad (t_f \text{ de poteau HEA280})$$

$$f_u = 360 \text{ Mpa}$$

$$\text{D'où } B_{prd} = 0,6 \times 3.14 \times 32.4 \times 13 \times \frac{360}{1.25} = 243.35 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } B_{prd} = 243.35 \text{ KN} < F_{t.sd} = 185.02 \text{ KN} \quad \text{vérifier}$$

IX.1.3.3 Vérification a la pression diamétrale :

Il faut vérifier que $F_{V.sd} \leq F_{bRd} = 2,5 \alpha \cdot d \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min\left(\frac{50}{66}, \frac{100}{66} - \frac{1}{4}, \frac{1000}{900}, 1\right) = 0.83$$

$$F_{bRd} = 2,5 \times 0.83 \times 2.2 \times 13 \times \frac{360}{1.25} = 170.91 \text{ KN} > 9.31 \text{ KN} \quad \text{vérifier}$$

Il n'ya pas risque de rupture par pression diamétrale

IX.1.3.4 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

On doit vérifier que : $F_V \leq F_{t.Rd}$

Avec :

$$F_{t.Rd} = t_w \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

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. ($P=11$ cm) .

$$\text{Donc : } F_{t.Rd} = 11 \times 0.8 \times \frac{23.5}{1} = 206.8 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} \quad \text{EC03-1-8 art 6.2.6.7}$$

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{370.04}{0.27 - 0.013} = 1439.84 \text{ KN} > F_{t.Rd} = 206.8 \text{ KN} \dots \text{Non vérifiée .}$$

D'où la nécessité d'un raidissage : (raidisseur d'épaisseur 15mm)

IX.1.3.5 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

On doit vérifier que : $N_{sd} < F_{c.Rd}$

$$\text{Avec : } F_{c.Rd} = \frac{k_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{(1 + 1.3 \left(\frac{b_{eff}}{h} \right)^2)}}$$

$$\text{Et : } b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

- 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.

$$\sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{el.y}} = \frac{111.64}{97.3} + \frac{370.04 \times 10^2}{1012.8} = 37.68 \text{ KN / cm}^2$$

$$\sigma_{c.sd} = 37.68 > 0.7 f_y = 0.7 \times 23.5 = 16.45 \text{ KN / cm}^2$$

$$\text{Donc : } k_c = 1,7 - \sigma_{c.sd} / f_y = 1,7 - (37.68/23.5) = 0.097$$

Avec :

$t_p = 20 \text{ mm}$: épaisseur de la platine d'extrémité.

$$b_{eff} = 14.6 + 2 \times 5\sqrt{2} + 5 \times (13 + 24) + 2 \times 20 = 253.75 \text{ mm}$$

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 5mm).

$$\text{- si } \bar{\lambda}_p \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1$$

$$\text{- si } \bar{\lambda}_p > 0,72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$$

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.

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{25.37 \times 19.6 \times 23.5}{2.1 \times 10^4 \times 0.8^2}} = 0.869 > 0.72$$

$$\rho = (\bar{\lambda}_p - 0.2) / \bar{\lambda}_p^2 = (0.869 - 0.2) / 0.869^2 = 886$$

$$\text{On aura : } F_{c.Rd} = \frac{k_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{(1 + 1.3(b_{eff} / h)^2)}} = \frac{0.097 \times 0.886 \times 25.37 \times 0.8 \times 23.5}{1.1 \sqrt{(1 + 1.3(25.37 / 27)^2)}} = 25.43 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = (370.04 + 296.032 + 222.02) = 888.092 \text{ KN} \quad \dots \text{Non vérifiée.}$$

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible en comparaison avec l'effort agissant. Il faut donc prévoir un raidisseur. (Raidisseur d'épaisseur 15mm)

IX.1.3.6 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée

On doit vérifier que : $F_V \leq V_{Rd}$

$$V_R = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{M_0}}$$

$$V_R = 0.58 \times 23.5 \times 27 \times \frac{0.8}{1} = 267.64$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{370.04}{0.27 - 0.013} = 1439.84 \text{ KN} > V_R = 206.8 \text{ KN} \dots\dots \text{Non vérifiée}$$

⇒ Nécessité de poser une fourrure d'âme de chaque coté (épaisseur 16mm)

D'où : $t_w = 0.8 + 3.2 = 40 \text{ mm}$

$$\text{Et : } V_R = 0.58 \times 23.5 \times 27 \times \frac{4}{1} = 1472.04 \text{ KN}$$

$V_R = 1472.04 \text{ KN} > F_V = 1439.84 \text{ KN} \dots\dots \text{Vérifié}$

IX.2 Assemblage traverse _ traverse :

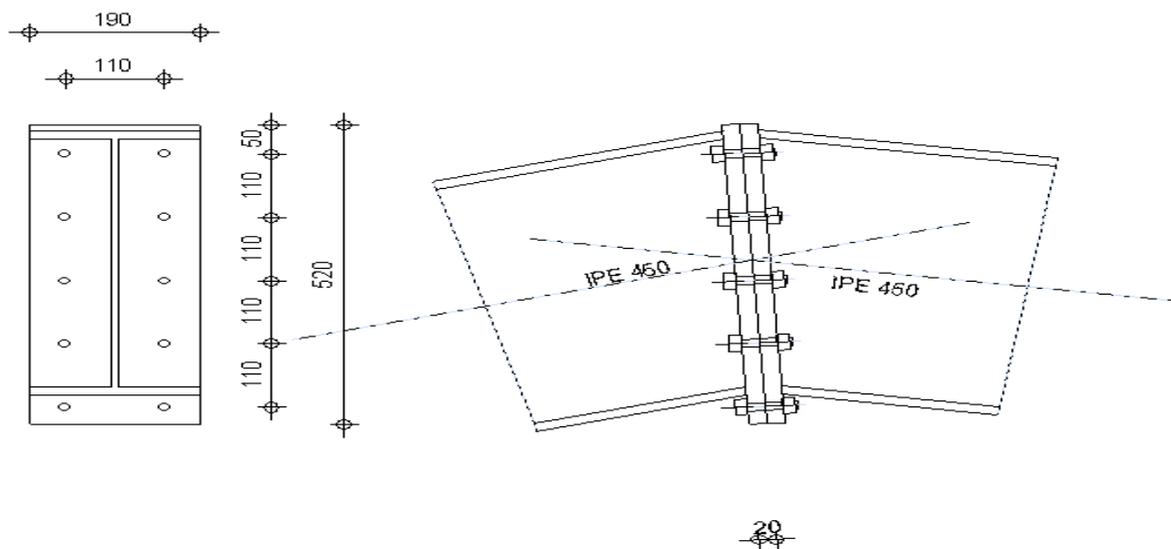


Figure IX-2: Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

IX.2.1 La disposition constructive des boulons

On choisit des boulons de classe 10.9

Nombre de boulons = 10

Nombre de files : n = 2

Traverse : IPE450

$M_{max} = 179.93 \text{ KN.m.}$

$N_{max} = 256 \text{ KN.}$

$V_{sd_{max}} = 40.76 \text{ KN.}$

IX.2.2 Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les 3 rangées supérieures des boulons.

$$d_1 = 400 \text{ mm.}$$

$$d_2 = 300 \text{ mm.}$$

$$d_3 = 200 \text{ mm.}$$

$$\sum di^2 = (400)^2 + (300)^2 + (200)^2 = 0.29 \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{Me \times di}{\sum di^2}$$

$$N_1 = \frac{179.93 \times 0.40}{0.29} = \mathbf{248.18 \text{ KN}}$$

$$N_2 = \frac{179.93 \times 0.30}{0.29} = \mathbf{186.13 \text{ KN.}}$$

$$N_3 = \frac{179.93 \times 0.20}{0.29} = \mathbf{124.09 \text{ KN}}$$

IX.2.3 Dimensionnement des boulons :

Il faut vérifier que : $N_1 \leq n \times F_P$ avec : $F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.7 \times f_{ub} \times n} = \frac{248.18 \times 10^3}{0.7 \times 1000 \times 2} = 177.27 \text{ mm}^2$$

Soit un boulons de diamètre $d_0 = 20 \text{ mm}$ et $A_s = 247 \text{ mm}^2$

IX.2.1 Condition de résistance des boulons :

IX.2.1.1 Distance entre axe des boulons :

●Entre axe des boulons :

$$P_1 \geq 3d_0$$

$$P_2 \geq 3d_0$$

Avec : $d_0 = 22 \text{ mm}$

$$P_1 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

On prend : $P_1 = 110 \text{ mm}$

$$P_2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

On prend : $P_2 = 110 \text{ mm}$

●Pince longitudinale :

$$e_1 \geq 1.5d_0$$

$$e_1 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

On prend : $e_1 = 50 \text{ mm}$.

●Pince transversale :

$$e_2 \geq 1.5d_0$$

$$e_2 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

On prend : $e_2 = 40 \text{ mm}$.

IX.2.2 Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_R = \frac{F_P \times \sum di^2}{d1} > M_{sd}$$

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171,5 \text{ KN par boulon}$$

$$M_R = \frac{171.5 \times 0.4}{0.29} = 236.55 \text{ KN.m} > M_{sd} = 179.93 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IX.2.3 Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction :

Il faut vérifier que :
$$V_{sd} \leq V_R = \frac{K_S \times \mu \times n \times (F_P - 0.8F_{t.sd})}{\gamma_{Ms}}$$

Avec :

μ = coefficient de frottement qui est pris 0.3

$K_S = 1$ coefficient qui est en fonction de la dimension des trous de passage pour les trous à tolérance normal

$$\gamma_{Ms} = 1.25$$

n = nombre d'interfaces de frottement 1

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171.5 \text{ KN.}$$

$$F_{t.sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{248.18}{2} = 124.09 \text{ KN}$$

- Effort de cisaillement sollicitons par boulon

$$V_{sd} = \frac{V_{sd_{Max}}}{n} = \frac{40.76}{10} = 4.08 \text{ KN}$$

- Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction sollicitons

$$V_R = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (171.5 - (0.8 \times 124.09))}{1.25} = 17.33 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 4.08 \text{ KN} < V_R = 17.33 \text{ KN} \quad (\text{v\u00e9rifi\u00e9e})$$

IX.2.4 V\u00e9rification

IX.2.4.1 V\u00e9rification au poin\u00e7onnement :

Il faut v\u00e9rifier que : $B_{prd} > F_{t.sd}$

$$B_{prd} = 0,6 \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$d_m = 32.4 \text{ mm}$$

$t_p = 15 \text{ mm}$ \u00e9paisseur de la platine

$$f_u = 360 \text{ Mpa}$$

$$\text{D'o\u00f9 } B_{prd} = 0,6 \times 3.14 \times 32.4 \times 1.5 \times \frac{360}{1.25} = 263.7 \text{ KN}$$

Donc $B_{prd} = 263.7 \text{ KN} > F_{t.sd} = 124.09 \text{ KN}$ v\u00e9rifier

IX.2.4.2 V\u00e9rification \u00e0 la pression diam\u00e9trale

il faut v\u00e9rifier que $F_{V.sd} \leq F_{bRd} = 2,5 \alpha \cdot d \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min\left(\frac{50}{66}, \frac{100}{66} - \frac{1}{4}, \frac{600}{480}, 1\right) = 0.83$$

$$F_{bRd} = 2,5 \times 0.83 \times 2 \times 1.5 \times \frac{360}{1.25} = 179.28 \text{ KN} > 7.98 \text{ KN} \quad \text{v\u00e9rifier}$$

Il n'ya pas risque de rupture par pression diam\u00e9trale

IX.3 . Assemblage des \u00e9l\u00e9ments de la Poutre au vent :

IX.3.1 Assemblage de la diagonale sur le gousset :

Les boulons sont sollicit\u00e9s en cisaillement seul. Les diagonales les plus sollicit\u00e9es sont celles qui reprennent un effort de traction maximum : $N_{\max} = 107.69 \text{ KN}$

On utilise 3 boulons classe 6.8 soumis au cisaillement d'o\u00f9 :

L'effort tranchant repris par un boulon est :

$$F_{Vsd} = \frac{N_{\max}}{n \cdot p} = \frac{107.69}{3} = 35.9 \text{ KN}$$

$$F_{V,rd} = \frac{0.5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{V,rd}}{0.5 f_{ub}} = \frac{1.25 \times 35.9 \times 10^3}{0.5 \times 600} = 149.58 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M16 avec $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$ et $d_0 = 18 \text{ mm}$

➤ Disposition des boulons:

$$e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$e_2 = 33 \text{ mm}$$

$$p_1 = 40 \text{ mm}$$

On opte pour 3 Boulons ordinaires M16 avec un gousset de 8mm.

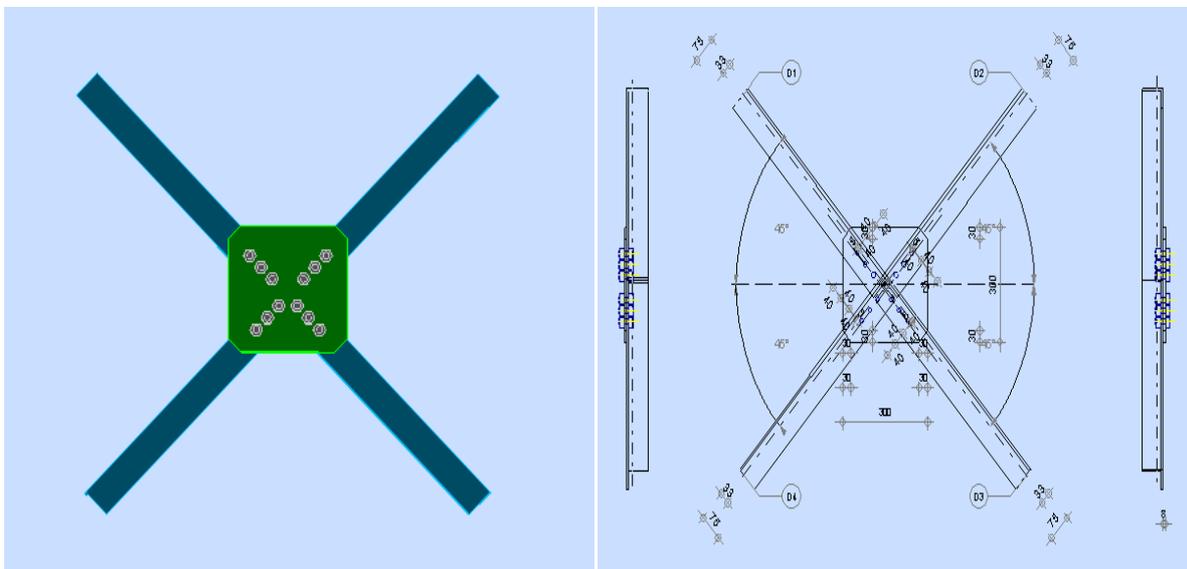


Figure IX-3: Détail d'assemblage des diagonales.

IX.3.2 Vérifications

IX.3.2.1 Vérification de la pression diamétrale

$$F_{p,rd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0.49$$

$$F_{p,rd} = 2.5 \times 0.49 \times 1.6 \times 0.8 \times \frac{60}{1.25} = 75.264 \text{ KN}$$

$$F_{p,rd} = 75.264 \text{ KN} > F_{V,rd} = 35.9 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Y'a Pas risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

IX.3.2.2 Vérification vis-à-vis de la rupture de la section nette

$$N_{u.Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \geq F_{v.sd}$$

$$\text{Avec : } A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (75 - 16) \times 8 = 472 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1145 - (18 \times 8) - 472 = 529 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3.A_1}{3.A_1 + A_2} = \frac{3.472}{3.472 + 529} = 0,73$$

$$A_{net} = 2(472 + 0,73.529) = 1716,34 \text{ mm}^2$$

$$N_{u.rd} = 0,9 \times 17,1634 \times \frac{60}{1,25} = 741,46 \text{ KN} > F_{v.sd} = 35,9 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IX.3.2.3 Vérification vis-à-vis des assemblages trop longs

$$L = (n-1) P_1 = (3-1).6 = 12 \text{ cm}$$

$$L < 15.d = 15.1,6 = 24 \text{ cm}$$

Donc : L'assemblage n'est pas long.

IX.3.2.4 Dimensionnement du cordon de soudure

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante:

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_{\max}$$

Avec :

t_{\max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$$t_{\max} = 8 \text{ mm (épaisseur du gousset)}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 8 \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 4 \text{ mm} \Rightarrow a = 4 \text{ mm}$$

➤ **Les longueurs de soudures :**

Les longueurs de soudure sont données comme suit:

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{N \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d}{d'}\right)} \quad \text{EC3 Art 6.6.5.3}$$

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{N \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

Avec :

N : effort repris par une cornière $N=107.69\text{KN}$

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 $a = 4\text{mm}$.

d : Distance du centre de gravité au talon

d' : Distance du centre de gravité au talon

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{107.69 \times 1.25 \times 0.8 \times \sqrt{3}}{0.4 \times 36 \times \left(1 + \frac{2.14}{5.36}\right)} = 9.26 \text{ cm}$$

Soit $L_{\text{talon}} = 9.5 \text{ cm}$

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{107.69 \times 1.25 \times 0.8 \times \sqrt{3}}{0.4 \times 36 \times \left(1 + \frac{5.36}{2.14}\right)} = 3.67 \text{ cm}$$

Soit $L_{\text{bord}} = 4 \text{ cm}$

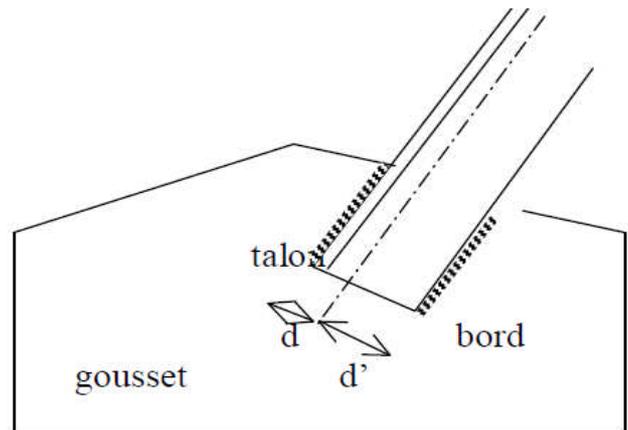


Figure IX-4: longueurs des soudures.

IX.4 Assemblage de l'échantignolle

IX.4.1 Assemblage de la panne sur l'échantignolle

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 $R_{vz} / 2$ (chaque boulon reprend une seule panne).

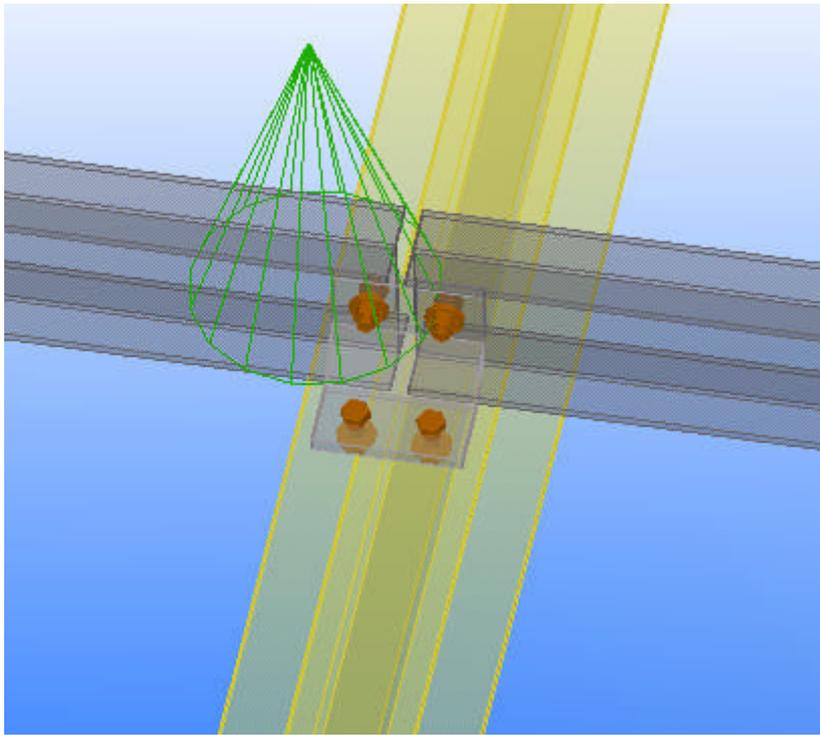


Figure IX-5: Vue perspective de l'échantignole.

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation.

$R_{VZ \max} = 20.04 \text{ KN}$ et celui due au vent (voire chapitre pré-dimensionnement calcul de L'échantignolle).

$$F_{Vsd} = \frac{R_{Vz \max}}{n.p} = \frac{20.04}{2} = 10.02 \text{ KN}$$

$$F_{V.rd} = \frac{0.5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{Vsd}}{0.5 f_{ub}} = \frac{1.25 \times 10.02 \times 10^3}{0.5 \times 600} = 41.75 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M12 avec $A_s = 0.843 \text{ cm}^2$ et $d_0 = 13 \text{ mm}$

$$F_{V.rd} = \frac{0.5 \times 0.843 \times 60}{1.25} = 20.23 \text{ KN} > F_{V.sd} = 10.04 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifiée}$$

IX.4.2 Assemblage de l'échantignole sur la traverse

Dans ce cas, le boulon est soumis simultanément un effort de cisaillement et de traction, Le cas le plus défavorable et celui du vent :

$$V_z = 20.04 \text{ KN}$$

$$V_Y = 0.288 \text{ KN}$$

Soit un boulon ordinaire M 12 de classe 6.8 ; $f_{ub} = 600\text{MPa}$.

$$\frac{F_{V.sd}}{F_{V.rd}} + \frac{F_{t.sd}}{1.4 \times F_{t.rd}} \leq 1$$

$$F_{t.sd} \leq F_{t.rd}$$

$$F_{t.rd} = 0.9 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 0.9 \times 0.843 \times \frac{60}{1.25} = 36.41\text{KN}$$

$$F_{V.sd} = 0.5 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 0.5 \times 0.843 \times \frac{60}{1.25} = 20.23\text{KN}$$

$$\frac{0.144}{20.23} + \frac{10.04}{1.4 \times 36.41} = 0.215 \leq 1 \quad \text{condition vérifiée.}$$

IX.5 Assemblage poteau- poutre sablière :

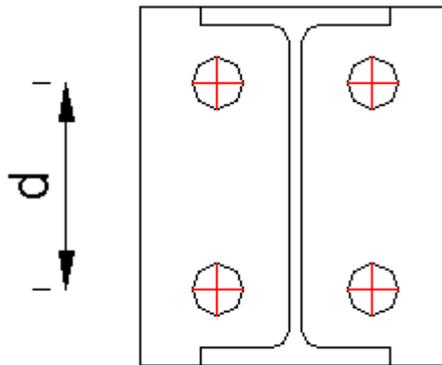


Figure IX-6: Représentation de l'assemblage Poteau –poutre sablière

IX.5.1 . Assemblage platine – poteau :

L'assemblage sera réalisé par des boulons ordinaires de classe 6.8 sous les sollicitations les plus défavorables :

$$N=55.18\text{KN}$$

$$V_{sd}=0.75\text{KN}$$

IX.5.1.1 Dimensionnement des boulons :

$$N \leq n.F_p$$

n: nombre de boulon par rangée (n=2)

$$F_p = 0,9A_s F_{ub}$$

$$\text{Donc } A_s \geq \frac{N}{n \cdot 0,9 \cdot F_{ub}} = \frac{55.18}{2 \times 0,9 \times 60} = 51\text{mm}^2$$

On choisit des boulons ordinaire de type M(12) avec $A_s=84\text{mm}^2$

IX.5.1.2 Vérifications nécessaires

IX.5.1.2.1 Cisaillement plus traction

On doit vérifier que :

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{F_{t,Rd}} \leq 1 \dots \dots \dots (I)$$

$$F_{t,sd} = \frac{N}{4} = \frac{55.18}{4} = 13.79 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 0,9 \times 84 \times \frac{600}{1,25} = 36,28 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n.p} = \frac{0.75}{4} = 0.19 \text{ KN}$$

$$F_{Vsd} = 0.5 A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.5 \times 84 \times \frac{600}{1.25} = 20.16 \text{ KN}$$

Donc :

$$(I) \Rightarrow \frac{0.19}{20.16} + \frac{13.79}{36.28} = 0.4 < 1 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IX.5.1.2.2 Vérification du poinçonnement

On doit vérifier que :

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = 0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \frac{F_u}{\gamma_{Mb}} \quad ; \quad \gamma_{Mb} = 1,5$$

$$B_{p,rd} = 0.6 \times \pi \times 2.05 \times 0.8 \times \frac{36}{1.5} = 74.5 \text{ KN} > 13.79 \text{ KN}$$

Pas de risque de poinçonnement

IX.5.2 Assemblage platine – poutre sablière :

L'assemblage est réalisé au moyen de cordon de soudure.

On suppose que le moment est équilibré uniquement par les cordons reliant le profilé à la platine.

Soit : e=8mm

a) gorge reliant l'âme:

$$\begin{cases} 3\text{mm} \leq a \leq 0.5t_w \\ 3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \times 5.6 \end{cases} \Rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 2.8\text{mm}$$

$$\Rightarrow a = 3\text{mm}$$

b) gorge reliant la semelle:

$$\begin{cases} 3\text{mm} \leq a \leq 0.5t_f \\ 3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \times 8.6 \end{cases} \Rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 4.3\text{mm}$$

$$\Rightarrow a = 4\text{mm}$$

IX.5.2.1 Distribution des efforts sur les différents cordons:

- cordon âme platine:

Chaque cordon reprend :

$$\frac{V}{2} = \frac{0.75}{2} = 0.375 \text{ KN}$$

$$L = h - 2t_f = 200 - (2 \times 8.6) = 182.8\text{mm}$$

- cordon semelle:

$$L = 2b - 2t_w = (2 \times 100) - (2 \times 5.6) = 188.8\text{mm}$$

IX.5.2.2 Vérification

IX.5.2.2.1 Cordon âme platine:

Chaque cordon reprend : $\frac{V_{sd}}{2} = \frac{0.75}{2} = 0.375 \text{ KN}$

$$L = h - 2t_f = 183 \text{ mm}$$

$$N \geq \frac{a.L.f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}} \Rightarrow L \geq \frac{N \times \beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}}{a.f_u} \quad \text{EC3 Art 6.6.5.3}$$

$$L \geq \frac{55.18 \times 0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}}{0.3 \times 36} = 8.85\text{cm}$$

$$L = 18,2 \text{ cm} > 5,28 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

IX.5.2.2.2 Cordon semelle:

$$L = 2b - 2t_w = 188,8\text{mm}$$

$$N \geq \frac{a \cdot L \cdot f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}} \Rightarrow L \geq \frac{N \times \beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}}{a \cdot f_u}$$

$$L \geq \frac{55.18 \times 0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}}{0.4 \times 36} = 5.31 \text{ cm}$$

$L = 18,8 \text{ cm} > 5.31 \text{ cm}$ condition vérifiée

IX.6 Assemblage du contreventement (Palées de stabilités) :

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction : $N_{t,sd} = 55.19 \text{ KN}$.

IX.6.1 Assemblage gousset-nœud du portique :

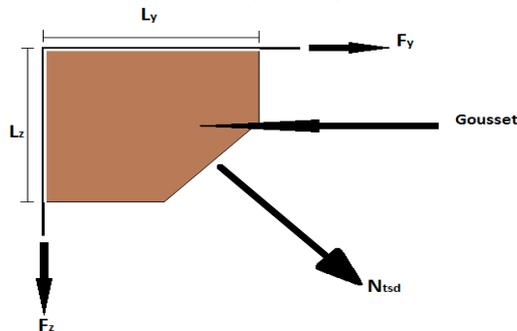


Figure IX-7: Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.

IX.6.1.1 Pré dimensionnement du gousset

L'épaisseur du gousset dépend de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

Tableau IX-1: Épaisseur 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 :

$N_{t,sd} = 55.19 \text{ kN}$; donc on prend : $e = 8 \text{ mm}$

IX.6.1.1.1 Pré dimensionnement de la gorge de soudure

La gorge de soudeur doit vérifier la condition suivante

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_{\max}$$

Avec :

t_{\max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$t_{\max} = 8 \text{ mm}$ (épaisseur du gousset)

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \times 8\text{cm}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 4\text{cm}$$

Donc on opte pour $a=4\text{mm}$

La longueur du cordon de soudure est donnée par :

$$L \geq \frac{\frac{N}{2} \cdot \gamma_{Mw} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot F_u} \dots\dots\dots (I)$$

Il faut décomposer l'effort en deux composantes (figure 1 ;).

$$F_y = N_{sd} \cdot \cos \alpha$$

$$F_z = N_{sd} \cdot \sin \alpha$$

avec $\text{tg} \alpha = \frac{7}{6} \Rightarrow \alpha = 49.4$

donc $F_y = 35.92\text{KN}$

$F_z = 41.9\text{KN}$

A partir de l'équation (I), on aura :

$$L_y \geq \frac{35.92/2 \times 0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}}{0.4 \times 36} = 2.16\text{cm}$$

$$L_z \geq \frac{41.9/2 \times 0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}}{0.4 \times 36} = 2.5\text{cm}$$

Soit $L_y = L_z = 5\text{cm}$

IX.6.2 Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique :

Pour ce type d'assemblage, on choisit des boulons ordinaires de classe 6.8 et on dispose deux boulons dans chaque rangée.

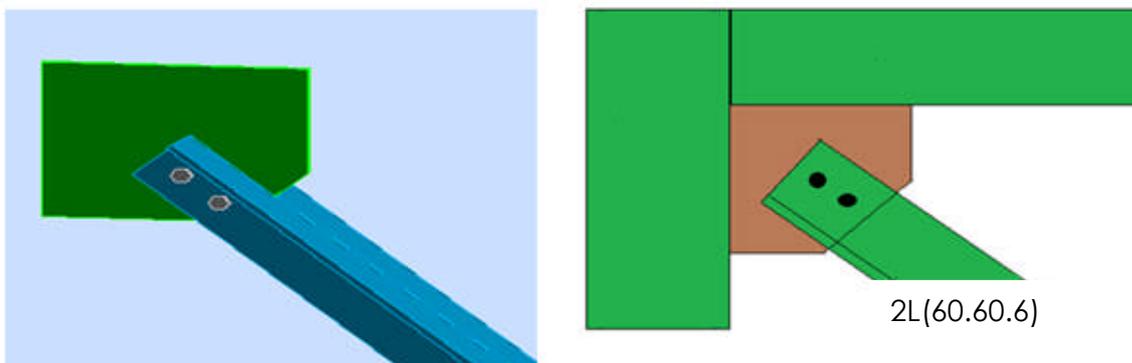


Figure IX-8: Assemblage des diagonales sur gousset.

IX.6.2.1 Distribution de l'effort normale sur les boulons :

$$F_{V,sd} = \frac{N_{\max}}{n.p} = \frac{55.19}{2.2} = 13.8 \text{ KN}$$

Avec : p : nombre de plan de cisaillement

IX.6.2.2 Dimensionnement des boulons :

$$F_{V,rd} = \frac{0.5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{V,sd}}{0.5 f_{ub}} = \frac{1.25 \times 13.8 \times 10^3}{0.5 \times 600} = 57.5 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M12 avec $A_s=84.3 \text{ cm}^2$ et $d_0=13 \text{ mm}$

IX.6.2.3 Disposition géométrique :

Cornière 2L (60*160*6), $t = 8 \text{ mm}$

$$\begin{cases} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2d_0 \leq d_1 \leq 14t \\ 1.5d_0 \leq e_2 \end{cases} \quad \text{D'où} \quad \begin{cases} 15.6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 96 \\ 28.6 \leq d_1 \leq 112 \\ 19.5 \leq e_2 \end{cases}$$

Soit $e_1 = 8 \text{ cm}$ $P_1 = 10 \text{ cm}$ $e_2 = 3 \text{ cm}$

IX.6.2.4 Vérifications :**IX.6.2.4.1 Vérification de l'Assemblage trop long :**

$$L = (n-1) P_1 = (2-1) 10 = 10 \text{ cm}$$

$$L < 15.d = 15.1, 2 = 18 \text{ cm}$$

$L < 15 d = 180 \text{ mm}$; Donc l'assemblage n'est pas long.

IX.6.2.4.2 Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{p,rd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 1$$

$$F_{p,rd} = 2.5 \times 1 \times 1.2 \times 0.6 \times \frac{60}{1.25} = 86.4 \text{ KN}$$

$$F_{p.rd} = 86.4KN > F_{v.sd} = 55.19KN \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Y'a Pas risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

IX.6.2.4.3 Vérification de la rupture de la section nette :

$$N_{u.Rd} = 0,9A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \geq F_{v.sd}$$

Avec : $A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2)$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (60 - 13) \times 6 = 282mm^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 691 - (13 \times 6) - 282 = 331mm^2$$

$$\xi = \frac{3.A_1}{3.A_1 + A_2} = \frac{3.282}{3.282 + 331} = 0,48$$

$$A_{net} = 2(282 + 0,48.331) = 881.76mm^2$$

$$N_{u.rd} = 0.9 \times 8.82 \times \frac{60}{1.25} = 381KN > F_{v.sd} = 13.8KN \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IX.6.3 Assemblage palée en croix de saint André :

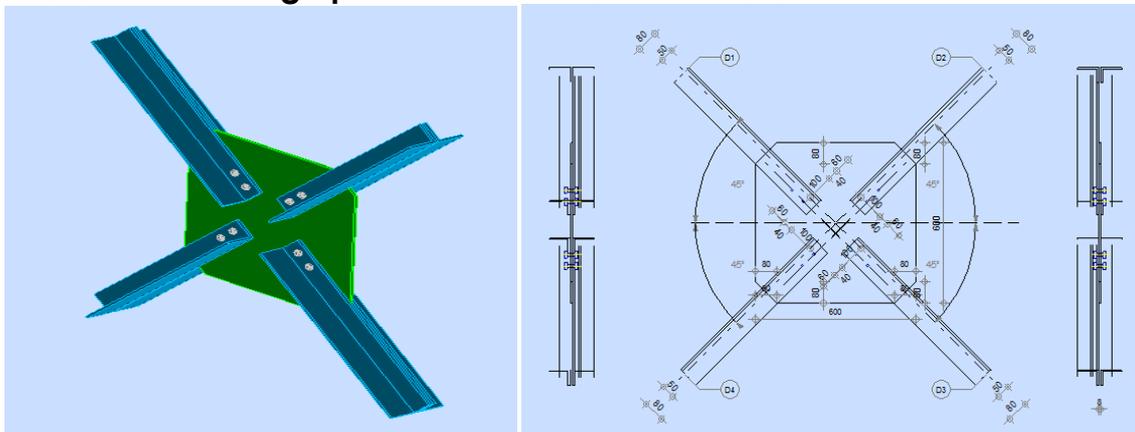


Figure IX-9: Vue de l'assemblage de la palée de stabilité en 3D.

IX.6.3.1 Dimensionnement des boulons :

$$F_{V.rd} = \frac{0.5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{Vsd}}{0.5 f_{ub}} = \frac{1.25 \times 13.8 \times 10^3}{0.5 \times 600} = 57.5mm^2$$

On adopte des boulons de type M12 avec $A_s=84.3cm^2$ et $d_0=13mm$

IX.6.3.2 Disposition géométrique :

Cornière 2L (60*160*6), $t = 8\text{mm}$

$$\begin{cases} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2d_0 \leq d_1 \leq 14t \\ 1.5d_0 \leq e_2 \end{cases} \quad \text{D'où} \quad \begin{cases} 15.6\text{mm} \leq e_1 \leq 96 \\ 28.6 \leq d_1 \leq 112 \\ 19.5 \leq e_2 \end{cases}$$

Soit $e_1 = 3\text{ cm}$ $P_1 = 10\text{ cm}$ $e_2 = 3\text{ cm}$

IX.6.3.3 Vérifications :**IX.6.3.3.1 Vérification de l'Assemblage trop long :**

$$L = (n-1) P_1 = (2-1) 10 = 10\text{cm}$$

$$L < 15.d = 15.1,2 = 18\text{cm}$$

$L < 15.d = 180\text{mm}$; Donc l'assemblage n'est pas long.

IX.6.3.3.2 Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0.83$$

$$F_{p,rd} = 2.5 \times 0.83 \times 1.2 \times 0.6 \times \frac{60}{1.25} = 71.71\text{KN}$$

$$F_{p,rd} = 71.71\text{KN} > F_{v.sd} = 55.19\text{KN} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Y'a Pas risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

IX.6.3.3.3 Vérification de la rupture de la section nette :

$$N_{u.Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \geq F_{v.sd}$$

$$\text{Avec : } A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2)$$

$$A_{net} = 2(282 + 0,48.331) = 881.76\text{mm}^2$$

$$N_{u.Rd} = 0.9 \times 8.82 \times \frac{60}{1.25} = 381\text{KN} > F_{v.sd} = 13.8\text{KN} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IX.7 Assemblage poteau _ poutre maîtresse :

- l'assemblage 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.

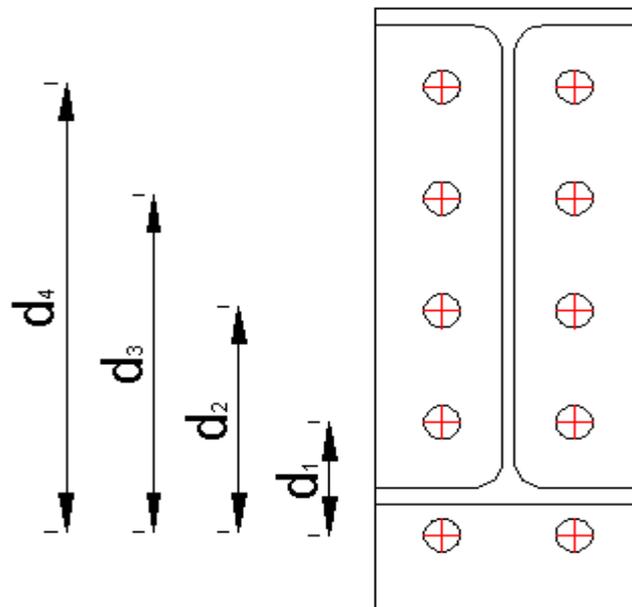


Figure IX-10: Représentation de l'assemblage Poteau –poutre maitresse

IX.7.1 La disposition constructive des boulons

On choisit des boulons de classe 10.9

Nombre de boulons = 10

Nombre de files : $n = 2$

Poteau HEA160

Traverse : IPE330

$M_{\max} = 152.76 \text{ KN.m.}$

$V_{sd_{\max}} = 157.698 \text{ KN.}$

IX.7.2 Détermination des efforts dans les boulons

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les 2 rangées supérieures des boulons.

$$d_1 = 300 \text{ mm.}$$

$$d_2 = 225 \text{ mm.}$$

$$D_3 = 150 \text{ mm.}$$

$$\sum di^2 = (300)^2 + (225)^2 + (150)^2 = 0,16m^2$$

$$N_i = \frac{Msd \times di}{\sum di^2}$$

$$N_1 = \frac{152.76 \times 0.3}{0.16} = 286.43 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{152.76 \times 0.225}{0.16} = 214.82 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{152.76 \times 0.15}{0.16} = 143.21 \text{ KN}$$

IX.7.3 Dimensionnement des boulons

Il faut vérifier que : $N_1 \leq n \times F_P$ avec : $F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.7 \times f_{ub} \times n} = \frac{286.43 \times 10^3}{0.7 \times 1000 \times 2} = 204.6 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons de diamètre $d_0 = 22 \text{ mm}$; de classe 10.9 ; $A_s = 245 \text{ mm}^2$

IX.7.1 Condition de résistance des boulons :

IX.7.1.1 Distance entre axe des boulons :

●Entre axe des boulons :

$$P_1 \geq 3d_0$$

$$P_2 \geq 3d_0$$

Avec : $d_0 = 22 \text{ mm}$

$$P_1 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

On prend : $P_1 = 80 \text{ mm}$

$$P_2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

On prend : $P_2 = 75 \text{ mm}$

●Pince longitudinale :

$$e_1 \geq 1.5d_0$$

$$e_1 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

On prend : $e_1 = 40 \text{ mm}$.

●Pince transversale :

$$e_2 \geq 1.5d_0$$

$$e_2 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

On prend : $e_2 = 40 \text{ mm}$.

IX.7.2 Moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_R = \frac{F_P \times \sum di^2}{d1} > M_{sd}$$

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171,5 \text{ KN par boulon}$$

$$M_R = \frac{171.5 \times 0.16}{0.3} = 91.47 \text{ KN.m}$$

Soit $91.47 \times 2 = 182.93 \text{ KN}$ pour les deux dernier boulons

$$M_R = 182.93 \text{ KN.m} > M_{sd} = 152.76 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée

IX.7.3 Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement+ traction

$$\text{Il faut vérifier que : } V_{sd} \leq V_R = \frac{K_s \times \mu \times n \times (F_P - 0.8F_{t.sd})}{\gamma_{Ms}}$$

Avec :

μ = coefficient de frottement qui est pris 0.3

$K_s = 1$ coefficient qui est en fonction de la dimension des trous de pressage pour les trous a tolérance normal

$$\gamma_{Ms} = 1.25$$

n = nombre d 'interfaces de frottement 1

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171.5 \text{ KN.}$$

$$F_{t.sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{286.43}{2} = 143.27 \text{ KN}$$

- Effort de cisaillement sollicitons par boulon

$$V_{sd} = \frac{V_{sd_{Max}}}{n} = \frac{157.698}{10} = 15.77 \text{ KN}$$

- Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction sollicitons

$$V_R = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (171.5 - (0.8 \times 143.27))}{1.25} = 13.65 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 15.77 \text{ KN} > V_R = 13.65 \text{ KN}$ la condition n'est pas vérifiée, donc on augmente le diamètre des boulons.

Soit des boulons M22 de diamètre $d_0 = 24 \text{ mm}$ avec $A_s = 303 \text{ mm}^2$

D'où

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 303 = 212.1 \text{ KN.}$$

$$V_R = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (212.1 - (0.8 \times 143.27))}{1.25} = 23.40 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 15.77 \text{ KN} < V_R = 23.40 \text{ KN}$ la condition est vérifiée

IX.7.4 Vérifications

IX.7.4.1 Vérification au poinçonnement

Il faut vérifier que : $B_{prd} > F_{t.sd}$

$$B_{prd} = 0,6 \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$d_m = 32.4 \text{ mm}$$

$$t_p = 9 \text{ mm} \text{ (} t_f \text{ de poteau HEA160)}$$

$$f_u = 360 \text{ Mpa}$$

$$\text{D'où } B_{prd} = 0,6 \times 3.14 \times 32.4 \times 9 \times \frac{360}{1.25} = 168.47 \text{ KN}$$

Donc $B_{prd} = 168.47 \text{ KN} > F_{t.sd} = 143.27 \text{ KN}$ vérifier

IX.7.4.2 Vérification a la pression diamétrale :

il faut vérifier que $F_{V.sd} \leq F_{bRd} = 2,5 \alpha \cdot d \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min\left(\frac{50}{66}, \frac{100}{66} - \frac{1}{4}, \frac{1000}{900}, 1\right) = 0.83$$

$$F_{bRd} = 2,5 \times 0.83 \times 2 \times 9 \times \frac{360}{1.25} = 107.57 \text{ KN} > 15.77 \text{ KN} \quad \text{vérifier}$$

Il n'ya pas risque de rupture par pression diamétrale

IX.8 Assemblage poteau poutre secondaire:

$$M^{\max} = 20.429 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 24.52 \text{ KN}$$

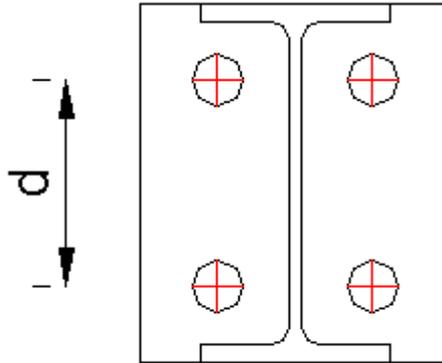


Figure IX-11: Représentation de l'assemblage Poteau –poutre maitresse

IX.8.1 La disposition constructive des boulons :

On choisit des boulons de classe 10.9

Nombre de boulons = 4

Nombre de files : $n = 2$

Poteau HEA160

Traverse : IPE140

$$M_{\max} = 20.43 \text{ KN.m.}$$

$$V_{sd_{\max}} = 24.52 \text{ KN.}$$

IX.8.2 Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire la première rangée supérieure des boulons.

$$d_1 = 80 \text{ mm.}$$

$$\sum d_i^2 = (80)^2 = 4,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{20.429 \times 0.08}{6.4 \times 10^{-3}} = 255.36 \text{ KN}$$

IX.8.3 Dimensionnement des boulons :

Il faut vérifier que : $N_1 \leq n \times F_P$ avec : $F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.7 \times f_{ub} \times n} = \frac{255.36 \times 10^3}{0.7 \times 1000 \times 2} = 182.4 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons de diamètre $d_0 = 20 \text{ mm}$; de classe 10.9 ; $A_s = 192 \text{ mm}^2$

IX.8.1 Condition de résistance des boulons : Distance entre axe des boulons :

•Entre axe des boulons :

$$P_1 \geq 3d_0 \quad P_2 \geq 3d_0$$

Avec : $d_0 = 22 \text{ mm}$

$$P_1 \geq 3 \times 20 = 60 \text{ mm} \Rightarrow \text{soit } P_1 = 60 \text{ mm}$$

$$P_2 \geq 3 \times 20 = 60 \text{ mm} \Rightarrow \text{soit } P_2 = 80 \text{ mm}$$

•Pince longitudinale :

$$e_1 \geq 1.5d_0 \Rightarrow e_1 \geq 1.5 \times 20 = 30 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend : } e_1 = 30 \text{ mm.}$$

•Pince transversale :

$$e_2 \geq 1.5d_0 \Rightarrow e_2 \geq 1.5 \times 20 = 30 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend : } e_2 = 30 \text{ mm.}$$

IX.8.2 Moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_R = \frac{F_P \times \sum d_i^2}{d_1} < M_{sd}$$

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 192 = 134.7 \text{ KN par boulon}$$

$$M_R = \frac{134.7 \times 0.08}{6.4 \times 10^{-3}} = 1683.75 \text{ KN.m}$$

$$M_R = 1683 \text{ KN.m} < M_{sd} = 152.76 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée

IX.8.3 Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement+ traction :

$$\text{Il faut vérifier que : } V_{sd} \leq V_R = \frac{K_S \times \mu \times n \times (F_P - 0.8F_{t,sd})}{\gamma_{Ms}}$$

n = nombre d'interfaces de frottement 1

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 192 = 134.4 \text{ KN.}$$

$$F_{t.sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{255.36}{2} = 127.68 \text{ KN}$$

- Effort de cisaillement sollicitons par boulon

$$V_{sd} = \frac{V_{sd_{Max}}}{n} = \frac{24.52}{4} = 6.13 \text{ KN}$$

- Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction sollicitons

$$V_R = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (134.4 - (0.8 \times 127.68))}{1.25} = 7.74 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 6.13 \text{ KN} < V_R = 7.74 \text{ KN} \quad (\text{vérifiée})$$

IX.8.4 Vérification

IX.8.4.1 Vérification au poinçonnement

Il faut vérifier que : $B_{prd} < F_{t.sd}$

$$B_{prd} = 0,6 \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$d_m = 32.4 \text{ mm}$$

$$t_p = 9 \text{ mm} \quad (t_f \text{ de poteau HEA160})$$

$$f_u = 360 \text{ Mpa}$$

$$\text{D'où } B_{prd} = 0,6 \times 3.14 \times 3.24 \times 0.9 \times \frac{36}{1.25} = 142.1 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } B_{prd} = 142.1 \text{ KN} < F_{t.sd} = 127.68 \text{ KN} \quad \text{vérifier}$$

IX.8.4.2 Vérification a la pression diamétrale

Il faut vérifier que $F_{V.sd} \leq F_{bRd} = 2,5 \alpha \cdot d \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min\left(\frac{30}{60}, \frac{60}{60} - \frac{1}{4}, \frac{1000}{900}, 1\right) = 0.5$$

$$F_{bRd} = 2,5 \times 0.5 \times 2 \times 0.9 \times \frac{36}{1.25} = 64.8 \text{ KN} > 6.13 \text{ KN} \quad \text{vérifier}$$

Il n'ya pas risque de rupture par pression diamétrale

IX.9 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 $V_{st} = 13.21\text{kN}$.

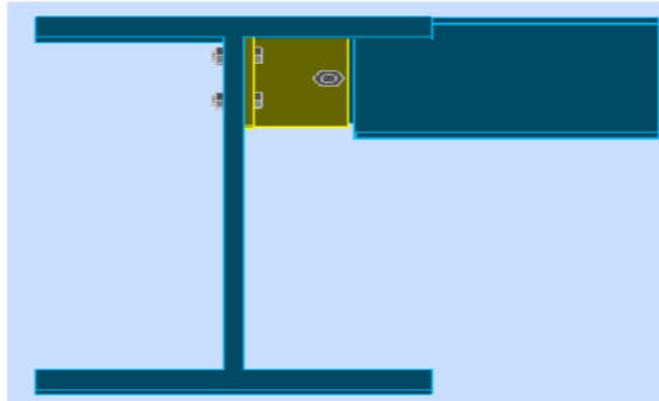


Figure IX-12: Assemblage solive-poutre principale.

Cette assemblage est réalisé avec des boulons ordinaire de classe 6.8 caractérisé par :

$f_{ub} = 800\text{MPa}$. (Limite de la résistance ultime à la traction).

$f_{yb} = 640\text{MPa}$. (Limite d'élasticité).

On choisit une double cornière de (L60×60×6)

IX.9.1 Dimensionnement des boulons

- **Choix des boulons:**

a) Coté solive :

$$F_{V,rd} = \frac{0.5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{Vsd}}{0.5 f_{ub}} = \frac{1.25 \times 13.21 \times 10^3}{0.5 \times 600} = 55.04\text{mm}^2$$

On adopte des boulons de type M12 avec $A_s = 84.3\text{cm}^2$ et $d_0 = 13\text{mm}$

On choisit des boulons M12 de classe 6.8 avec $A_s = 84,3\text{mm}^2$

b) Coté poutre principale

On choisit le même type des boulons M12 avec : $A_s = 84,3\text{mm}^2$

IX.9.2 Disposition constructive

Distance entre axes des boulons:

$$d'ou \begin{cases} 3d_0 \leq p_2 \leq 14t \\ 1,5d_0 < e_2 \leq 12t \\ 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \end{cases} \begin{cases} 39mm \leq p_2 \leq 84mm \\ 19,5mm \leq e_2 \leq 72mm \\ 15,6mm \leq e_1 \leq 72mm \\ 28,6mm \leq p_1 \leq 84mm \end{cases}$$

$$\begin{cases} p_1 = 40mm \\ p_2 = 50mm \\ e_1 = 20mm \\ e_2 = 30mm \end{cases}$$

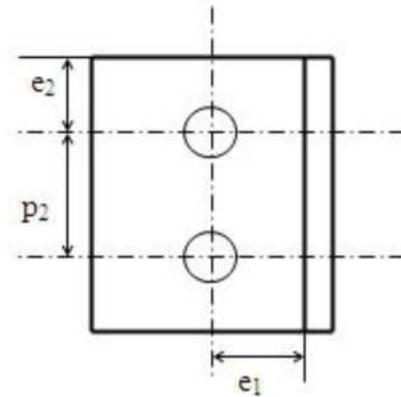


Figure IX-13: Disposition des boulons

IX.9.3 Vérifications nécessaires

Assemblage long :

Assemblage long $\Rightarrow L > 15 \times d$

$$L = (n-1) \times P_2 = (2-1) \times 50 = 50mm$$

$$15d = 15 \times 12 = 180mm > L$$

\rightarrow L'assemblage n'est pas trop long.

IX.9.3.1 La pression diamétrale

$$F_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0.56$$

$$F_{p,rd} = 2.5 \times 0.56 \times 1.2 \times 0.6 \times \frac{60}{1.25} = 48.38KN$$

$$F_{p,rd} = 48.38KN > F_{V,sd} = 15.21KN \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Y'a Pas risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

IX.9.3.2 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.

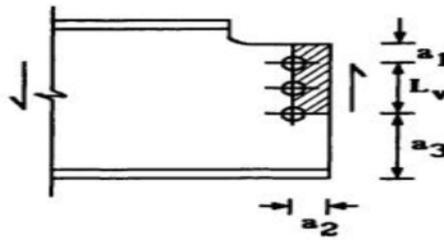


Figure IX-14: Schéma de cisaillement du bloc.

Il faut vérifier : $V_{sd} \leq V_{eff, Rd}$

$$V_{eff, rd} = \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \cdot \frac{A_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$$L_{eff} = L + L_1 + L_2$$

$$L = a_1 = e_2 = 30mm$$

$$L = P_2 = 50mm$$

$$L_2 = (a_1 - k) \left(\frac{f_u}{f_y} \right) = 23.6mm$$

$$L_{eff} = 30 + 50 + 23.6 = 103.6mm$$

$$A_{net} = t \cdot L_{eff} = 103.6 \cdot 6 = 661.6$$

D'où

$$V_{eff} = 81.6KN$$

$$V_{eff} = 81.6KN > 15.21KN \quad \text{Pas de risque de cisaillement du bloc.}$$

IX.10 Assemblage poteau _ support de chemin de roulement :

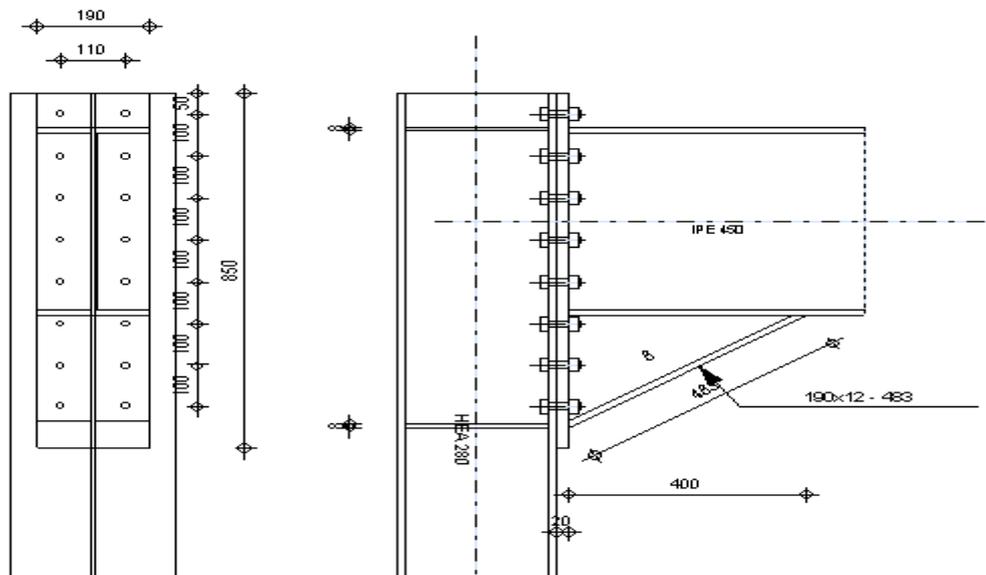


Figure IX-15: Représentation de l'assemblage Poteau -support de chemin de roulement

On choisit des boulons de classe 10.9

Nombre de boulons = 12

Nombre de files : $n = 2$

Poteau HEA280

Traverse : IPE450

$M_{\max} = 290.63 \text{ KN.m}$ $V_{sd_{\max}} = 468.51 \text{ KN}$.

IX.10.1 Détermination des efforts dans les boulons

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les 4 rangées supérieures des boulons.

$d_1 = 700 \text{ mm}$ $d_2 = 600 \text{ mm}$ $d_3 = 500 \text{ mm}$ $d_4 = 400 \text{ mm}$.

$$\sum di^2 = (700)^2 + (600)^2 + (500)^2 + (400)^2 = 1.25m^2$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times di}{\sum di^2}$$

$$N_1 = \frac{290.63 \times 0.7}{1.25} = 162.75 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{290.63 \times 0.60}{1.25} = 139.5 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{290.63 \times 0.50}{1.25} = 116.25 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{290.63 \times 0.40}{1.25} = 93.00 \text{ KN}$$

IX.10.2 Dimensionnement des boulons

Il faut vérifier que : $N_1 \leq n \times F_P$ avec : $F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.7 \times f_{ub} \times n} = \frac{162.75 \times 10^3}{0.7 \times 1000 \times 2} = 116.25 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons de diamètre $d_0 = 22 \text{ mm}$; de classe 10.9 ; $A_s = 245 \text{ mm}^2$

IX.10.1 Condition de résistance des boulons

IX.10.1.1 Distance entre axe des boulons

●Entre axe des boulons :

$$P_1 \geq 3d_0 \quad P_2 \geq 3d_0$$

Avec : $d_0 = 22 \text{ mm}$

$$P_1 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

On prend : $P_1 = 100 \text{ mm}$

$$P_2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

On prend : $P_2 = 110 \text{ mm}$

● **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1.5d_0 \quad e_1 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

On prend : $e_1 = 50 \text{ mm}$.

● **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1.5d_0 \quad e_2 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

On prend : $e_2 = 40 \text{ mm}$.

IX.10.2 Moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_R = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1} > M_{sd}$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171,5 \text{ KN par boulon}$$

Soit $171,5 \times 2 = 343 \text{ KN}$ pour les autres rangers a deux boulons

$$M_R = \frac{343 \times 0.5}{0.5} = 343 \text{ KN.m} > M_{sd} = 290.63 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée

IX.10.3 Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction

$$\text{Il faut vérifier que : } V_{sd} \leq V_R = \frac{K_s \times \mu \times n \times (F_p - 0.8F_{t,sd})}{\gamma_{Ms}}$$

Avec :

μ = coefficient de frottement qui est pris 0.3

$K_s = 1$ coefficient qui est en fonction de la dimension des trous de passage pour les trous a tolérance normal

$$\gamma_{M_s} = 1.25$$

n = nombre d 'interfaces de frottement 1

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171.5 \text{ KN.}$$

$$F_{t,sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{162.75}{2} = 81.375 \text{ KN}$$

Effort de cisaillement sollicitons par boulon

$$V_{sd} = \frac{V_{sd_{Max}}}{n} = \frac{468.51}{16} = 29.28 \text{ KN}$$

Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction sollicitons

$$V_R = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (171.5 - (0.8 \times 81.375))}{1.25} = 25.536 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 29.28 \text{ KN} > V_R = 25.536 \text{ KN}$ la condition n'est pas vérifiée, donc on augmente le diamètre des boulons à M22

Donc

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 303 = 212.1 \text{ KN.}$$

$$V_R = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (212.1 - (0.8 \times 81.375))}{1.25} = 35.28 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 29.28 \text{ KN} < V_R = 35.28 \text{ KN}$ la condition est vérifiée

IX.10.4 Vérifications

IX.10.4.1 Vérification au poinçonnement

Il faut vérifier que : $B_{prd} > F_{t.sd}$

$$B_{prd} = 0,6 \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$d_m = 32.4 \text{ mm} \quad t_p = 13 \text{ mm} \text{ (} t_f \text{ de poteau HEA280)} \quad f_u = 360 \text{ Mpa}$$

$$\text{D'où } B_{prd} = 0,6 \times 3.14 \times 32.4 \times 13 \times \frac{360}{1.25} = 243.35 \text{ KN}$$

Donc $B_{prd} = 243.35 \text{ KN} > F_{t.sd} = 81.375 \text{ KN}$ vérifier

IX.10.4.2 Vérification à la pression diamétrale

il faut vérifier que $F_{V.sd} \leq F_{bRd} = 2,5 \alpha \cdot d \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min\left(\frac{50}{66}, \frac{100}{66} - \frac{1}{4}, \frac{1000}{900}, 1\right) = 0.83$$

$$F_{bRd} = 2,5 \times 0.83 \times 2 \times 13 \times \frac{360}{1.25} = 155.38 \text{ KN} > 24.22 \text{ KN} \quad \text{vérifier}$$

Il n'ya pas risque de rupture par pression diamétrale

IX.10.4.3 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

On doit vérifier que : $F_V \leq F_{t.Rd}$

Avec :

$$F_{t,Rd} = t_w \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Où :

$F_{t,Rd}$: Résistance de l'âme du poteau à la traction.

t_w : épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = P$: entraxe des rangées de boulons. ($P=11\text{ cm}$) .

$$\text{Donc : } F_{t,Rd} = 11 \times 0.8 \times \frac{23.5}{1} = 206.8 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} \quad \text{EC03-1-8 art 6.2.6.7}$$

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{290.63}{0.27 - 0.013} = 1130.86 \text{ KN} > F_{t,Rd} = 206.8 \text{ KN} \dots\dots \text{Non vérifiée .}$$

D'où la nécessité d'un raidissage : (raidisseur d'épaisseur 15mm)

IX.10.4.4 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

On doit vérifier que : $N_{sd} < F_{c,Rd}$

$$\text{Avec : } F_{c,Rd} = \frac{k_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{(1 + 1,3(b_{eff} / h)^2)}}$$

$$\text{Et : } b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

- 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 due à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c,sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{el,y}} = \frac{468.52}{97.3} + \frac{290.63 \times 10^2}{1012.8} = 33.51 \text{ KN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_{c,sd} = 33.51 > 0.7 f_y = 0.7 \times 23.5 = 16.45 \text{ KN} / \text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } k_c = 1,7 - \sigma_{c,sd} / f_y = 1,7 - (33.51 / 23.5) = 0.27$$

Avec :

$t_p = 20\text{ mm}$: épaisseur de la platine d'extrémité.

$$b_{eff} = 14.6 + 2 \times 5\sqrt{2} + 5 \times (13 + 24) + 2 \times 20 = 253.75 \text{ mm}$$

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 5mm).

$$- \text{ Si } \bar{\lambda}_p \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1$$

$$- \text{ Si } \bar{\lambda}_p > 0,72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$$

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.

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{25.37 \times 19.6 \times 23.5}{2.1 \times 10^4 \times 0.8^2}} = 0.869 > 0.72$$

$$\rho = (\bar{\lambda}_p - 0.2) / \bar{\lambda}_p^2 = (0.869 - 0.2) / 0.869^2 = 886$$

$$\text{On aura : } F_{c.Rd} = \frac{k_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{(1 + 1.3(b_{eff} / h)^2)}} = \frac{0.27 \times 0.886 \times 25.37 \times 0.8 \times 23.5}{1.1 \sqrt{(1 + 1.3(25.37 / 27)^2)}} = 70.78 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = (290.69 + 232.5 + 174.38) = 697.57 \text{ KN} \quad \dots \text{Non vérifiée.}$$

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible en comparaison avec l'effort agissant. Il faut donc prévoir un raidisseur. (Raidisseur d'épaisseur 15mm)

IX.10.4.5 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :

On doit vérifier que : $F_V \leq V_{Rd}$

$$V_R = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{M_0}}$$

$$V_R = 0.58 \times 23.5 \times 27 \times \frac{0.8}{1} = 267.64$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{290.63}{0.27 - 0.013} = 1130.86 \text{ KN} > V_R = 206.8 \text{ KN} \dots \text{Non vérifiée}$$

⇒ Nécessité de poser une fourrure d'âme de chaque côté (épaisseur 12mm)

D'où : $t_w = 0.8 + 2.4 = 3.2 \text{ mm}$

$$\text{Et : } V_R = 0.58 \times 23.5 \times 27 \times \frac{3.2}{1} = 1177.63 \text{ KN}$$

$V_R = 1177.63 \text{ KN} > F_V = 1130.86 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérfié}$

IX.11 Calcul des pieds de poteaux :

IX.11.1 Introduction :

Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations, ce sont des dispositifs de liaisons.

Ces derniers sont constitués d'une plaque d'assise appelée platine assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée par écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

IX.11.2 Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux:

Les tiges seront dimensionnées avec l'effort $N_t = 381.25 \text{ KN}$ et un moment $M_y = 126.14 \text{ KN.m}$

Et un effort tranchant $V = 50.15 \text{ KN}$

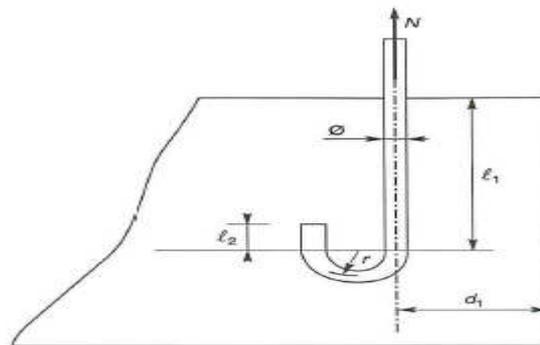


Figure IX-16: Tige d'encrage du pied du poteau.

$$a = h + 2c$$

$$b = b + 2c$$

$$h = 27 \text{ cm} \text{ et } b = 28 \text{ cm}$$

$$c = 10 \text{ cm}$$

$$\text{D'ou : } a = 47 \text{ cm}$$

$$b = 48 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la section de poteau

b : la largeur de la section de poteau

c : le débord on le prend 10cm

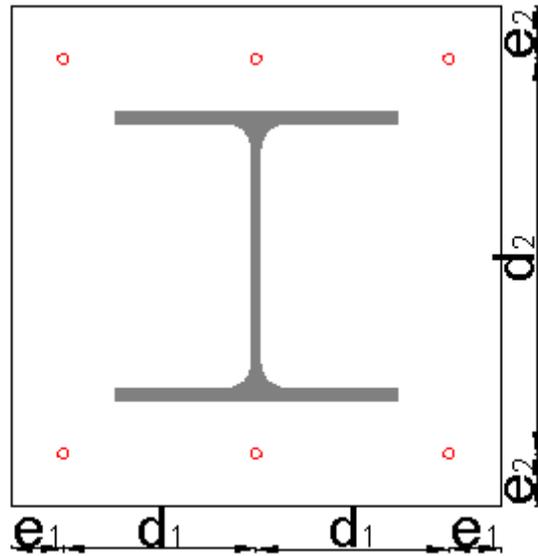


Figure IX-17: Dispositions constructives.

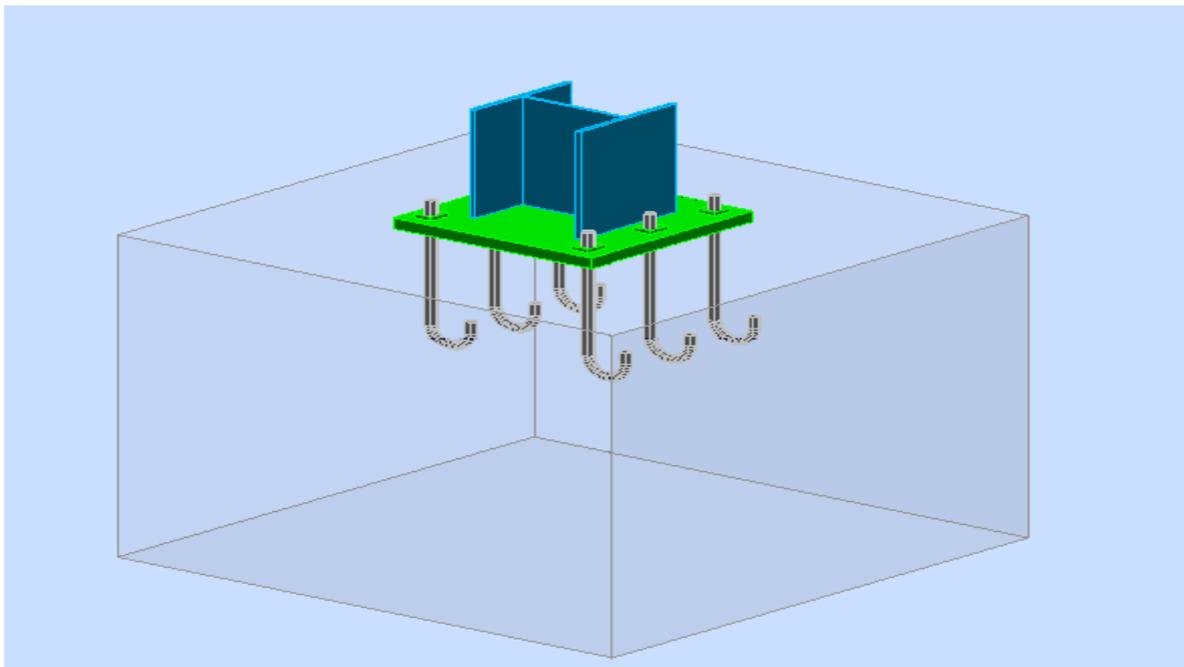


Figure IX-18: Vue 3D du pied de poteau encastré.

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction (N_{st}).

$$F = \frac{N_t}{n} + \frac{M_y}{3P_2} = \frac{381.12}{6} + \frac{126.14 \times 10^2}{3 \times 38} = 174.19 \text{ KN}$$

n: l'encrage est réaliser par 6 tiges

N_t : effort sollicitant de traction.

$$F \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \cdot F}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 174.19}{3.14 \times 23.5}} = 3.07 \text{ cm}$$

Donc on choisit pour les tiges le diamètre $\Phi=3.5$ cm.

IX.11.3 Vérifications

IX.11.3.1 Vérification de la tige d'ancrage:

L'effort admissible par scellement est par la règle suivante

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2) \geq F \quad (\text{CCM97})$$

$$l_1 = 20\phi = 20 \times 3.5 = 70 \text{ cm}$$

$$l_2 = 2\phi = 2 \times 3.5 = 7 \text{ cm}$$

$$r = 3\phi = 10.5 \text{ cm}$$

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m³

N_a : effort normal résistant par scellement d'une tige.

$$d_1 = 5 \text{ cm}$$

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{3.5}{\left(1 + \frac{3.5}{5} \right)^2} (70 + 6.4 \times 10.5 + 3.5 \times 7) = 67.56 \text{ KN} \ll 174.19 \text{ KN}$$

On remarque que résistance par scellement est très petit .donc pour augmenter la résistance ont va augmenter les paramètres de la résistance pas scellement (,le diamètre de la tige , l_1, l_2 et r)

Soit

$$l_1 = 120 \text{ cm}$$

$$l_2 = 70 \text{ cm}$$

$$r = 22.5 \text{ cm}$$

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{5}{\left(1 + \frac{5}{5} \right)^2} (120 + 6.4 \times 70 + 3.5 \times 22.5) = 175.61 \text{ KN} \leq 174.19 \text{ KN}$$

D'où la condition est vérifiée

IX.11.3.2 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier:

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{126.14 \times 10^3}{381.25} = 330 \text{ mm}$$

$$e = 30 \text{ cm} > \frac{D}{6} = \frac{38}{6} = 6.33$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

$$A = 37.68 \text{ cm}^2$$

$$l = 48.5 \text{ cm}$$

$$h = 47 \text{ cm}$$

$$b = 48 \text{ cm}$$

$$h^3 + 3(l-h) \times h^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

$$h^3 + 4.5h^2 + 3425.61h' - 161046.6 = 0$$

$$h' = 34.01$$

IX.11.3.3 Vérification des contraintes dans le béton:

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh'(h - \frac{h'}{3})} \leq f_{ub} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 381.25 \times 48.5 \times 10}{48 \times 34.01 \times \left(47 - \frac{34.01}{3}\right)} = 6.35 \text{ MPa} \leq f_{ub} = 14.2 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

La contrainte est vérifiée

IX.11.3.4 Vérification des contraintes dans l'acier:

On doit vérifier que :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{2}}{h - \frac{h'}{3}} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{381.25}{37.68} \cdot \frac{48.5 - 47 + \frac{34.01}{2}}{47 - \frac{34.01}{3}} = 52.5 \text{ MPa} \leq f_y = 235 \text{ MPa}$$

La contrainte est vérifiée

IX.11.4 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine:

IX.11.4.1 Vérification dans la section 1-1:

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situé à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondants, pour une bande de largeur unité (=1 cm) et d'épaisseur t , sont :

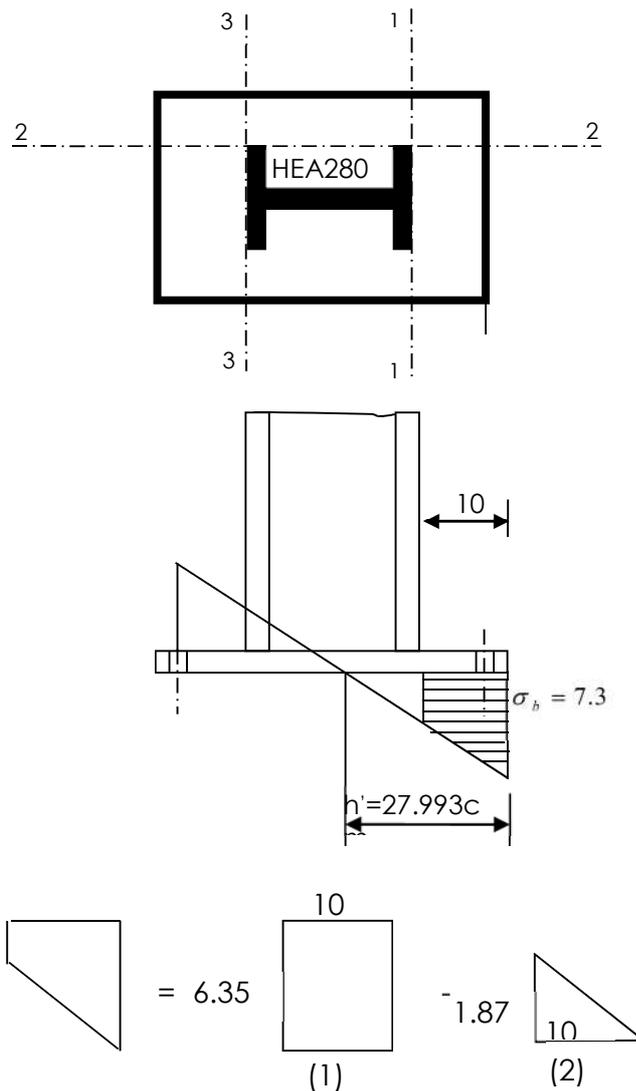


Figure IX-19: Vérification dans la section 1-1.

$$\begin{cases} M_1 = 10 \times 6.35 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} = 0.318 \text{ KN.m} \\ M_2 = \left(10 \times \frac{1.87}{2}\right) \frac{10}{3} \times 10^{-3} = 0.031 \end{cases} \Rightarrow M = M_1 - M_2 = 0.287 \text{ KN.m}$$

Le module d'inertie de la platine pour $b = 1 \text{ cm}$ est : $\frac{I}{V} = \frac{(b.t^3)/12}{(t/2)} = \frac{t^2}{6}$

La contrainte de flexion dans la section 1-1 est :

$$\frac{M}{W_{el}} = \frac{0.287 \times 6 \times 10^2}{t^2} \leq f_y = 23.5 \text{ KN/cm}^2 ; \text{ D'où } : t \geq 2.71 \text{ cm}$$

IX.11.4.2 contrainte de flexion dans la section 2-2:

Le même raisonnement on aura le moment maximal:

$$M = 6.35 \times 10 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} = 0.365 \text{ KN.m}$$

$$d'ou : t \geq \sqrt{\frac{0.365 \times 6 \times 10^2}{23.5}} = 2.85 \text{ cm}$$

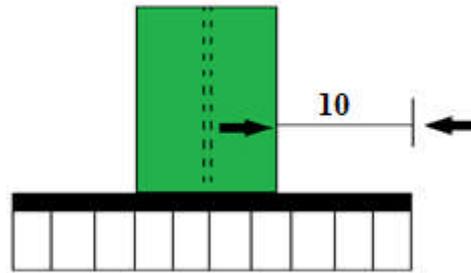


Figure IX-20: Vérification dans la section 2 – 2.

IX.11.4.3 Vérification dans la section 3 - 3

Du cote tendu, la platine est soumise à un moment $M = 0.1T$

$$T = A.\sigma_a = 37.68 \times 52.5 \times 10^{-1} = 197.82 \text{ KN}$$

$$M = 0.1 \times 197.82 = 19.78 \text{ KN.m}$$

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

Il faut vérifiée que

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 19.78 \times 10^2}{50 \times 23.5}} = 3.18 \text{ cm}$$

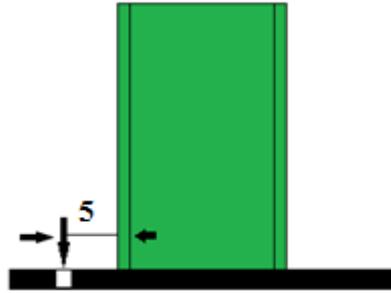


Figure IX-21: Vérification dans la section 3 – 3.

En conclusion, on sélectionnera une platine d'épaisseur de 3,5 cm.

IX.11.4.4 Vérification de la bêche :

Si : $0,3 \cdot N < V \rightarrow$ La bêche est nécessaire

On a :

$$N = 381,25 \text{ KN}$$

$$V = 50 \text{ KN}$$

$$0,3 \cdot N = 0,3 \cdot 381,25 = 114,37 \text{ KN} > V = 50 \text{ KN} \rightarrow \text{La bêche est inutile.}$$

IX.11.5 Dimensionnement de la tige d'ancrage des potelets :

Le pied des potelets sont articulés

$$h = 30 \text{ cm} \quad b = 15 \text{ cm}$$

$$N_t = 63,82 \text{ KN}$$

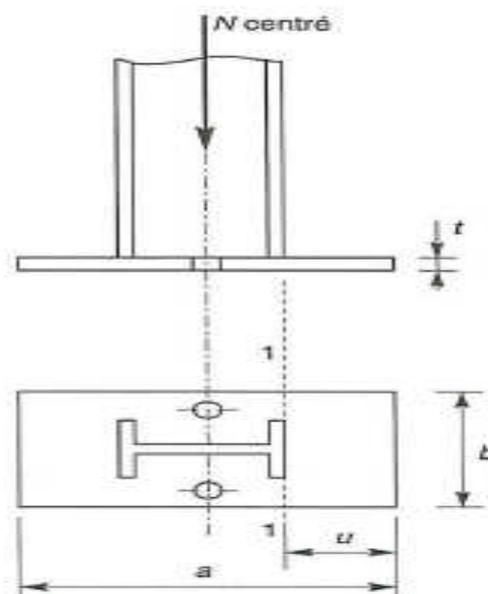


Figure IX-22: pied de poteau articulé.

$$a = h + 2c$$

$$b = b + 2c$$

$$c = 10\text{cm}$$

$$D'ou : a = 50\text{cm}$$

$$b = 34\text{cm}$$

L'ancrage est réalisé par deux tiges

$$\frac{N_t}{2} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{2N_t}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{2 \times 63.82}{3 \times 3.14 \times 23.5}} = 0.76\text{cm}$$

Donc on choisit pour les tiges le diamètre $\Phi = 2\text{ cm}$.

IX.11.5.1 Vérification de la tige d'ancrage:

L'effort admissible par scellement est par la règle suivante

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2) \geq \frac{N_t}{6} \quad (CCM97)$$

$$l_1 = 20\phi = 20 \times 2 = 40\text{cm}$$

$$l_2 = 2\phi = 2 \times 2 = 4\text{cm}$$

$$r = 3\phi = 6\text{cm}$$

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m^3

N_a : effort normal résistant par scellement d'une tige.

$$d_1 = 5\text{cm}$$

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{2}{\left(1 + \frac{2}{5} \right)^2} (40 + 6.4 \times 6 + 3.5 \times 4) = 32.53\text{KN} \geq \frac{63.82}{2} = 32.53\text{KN} \rightarrow ok$$

La condition est vérifiée

IX.11.5.2 Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de la fondation:

$L_p = 50\text{cm}$ (longueur de la platine)

$B_p = 35\text{cm}$ (largeur de la platine)

$$\sigma = \frac{N_t}{L_p \times B_p} = \frac{63.82 \times 10}{50 \times 35} = 0.365\text{MPa} < f_{ub} = 14.2\text{MPa}$$

IX.11.5.3 Détermination de l'épaisseur de la platine:

Il faut vérifiée que :

$$\sigma \cdot b \cdot \frac{\mu^2}{2} \leq f_y \cdot \frac{b \cdot t^2}{6} \quad \text{soit} \quad t \geq \mu \times \sqrt{\frac{3 \times \sigma}{f_y}}$$

$$t \geq 50 \times \sqrt{\frac{3 \times 0.365}{235}} = 3.41\text{mm} \quad \text{On prend } t = 10\text{mm}$$

Chapitre X : Étude de l'infrastructure

X.1 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.

La contrainte admissible du sol site S₄ est : $\sigma_{sol} = 1.2\text{bar}$

La profondeur d'ancrage : $D = 2\text{ m}$

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 :

$$\begin{cases} G + Q + N + E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \quad (\text{art 10.1.4.1.RPA99/2003})$$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

ELU: $1,35 (G+Q+N+S)$

ELS: $G+0,9(Q+N+S)$

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

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+N+E	$1,35(G+Q+N+S)$	$G+0.9(Q+N+S)$
N^{\max} (KN)	348.65	394.02	281.78
M_y (KN.m)	126.15	120.99	83.94
M_z (KN.m)	1.98	2.15	1.43
V_y (KN)	0.1	-0.7	-0.7
V_z (KN)	37.13	30	27.37

X.2.2 Pré dimensionnement de la semelle de poteau type 1

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. (HEA280)

H et B : dimension de la semelle.

h_1 : $d + c$; avec $c = 5 \text{ cm}$. (Béton de propreté)

d : hauteur utile de la semelle est donnée par.

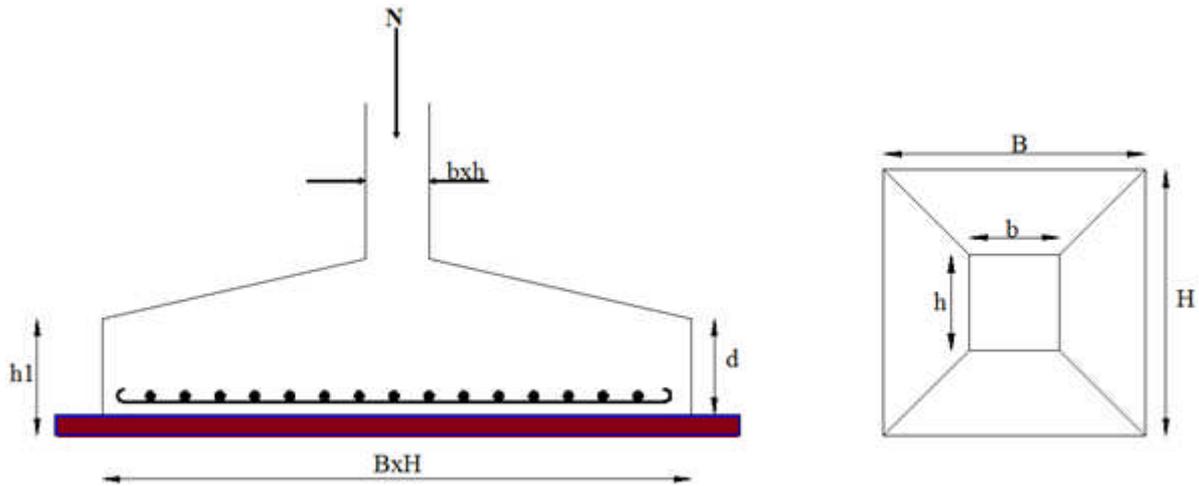


Figure X-1: Dimension de la semelle.

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL 91-Ch 15.III- Art 1.2})$$

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:

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$\sigma_{sol} = 1.2bar$$

$$h = 47cm$$

$$b = 48cm$$

$$\frac{b}{h} = \frac{B}{H} \Rightarrow H = 0.95B$$

Ou : h et b dimensions de la platine puisque les poteaux sont encastres. (Voir chapitre 09 calculs des assemblages- pieds de poteau).

X.2.3 Dimensionnement de la semelle:

- Situation accidentelle : $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times \left(\frac{h \times B}{b} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{h \times B}{b} \right)} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$1.198B^3 + 2.72B^2 - 4.17 \geq 0$$

$$\text{avec } e_0 = \frac{126.15}{348.65} = 0.36$$

$$B \geq 1.0.3m \rightarrow \text{ont choisis } B = 1.1m$$

$$\Rightarrow H = 0.95 \times B = 1.045m$$

$$\text{soit } H = 1.1m$$

Soit **B= 1.1 m** et **H= 1,1 m**

- Situation durable : $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times \left(\frac{h \times B}{b} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{h \times B}{b} \right)} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$11.27B^3 + 2.41B^2 - 6.27 \geq 0$$

$$\text{avec } e_0 = \frac{120.99}{394.02} = 0.3$$

$$B \geq 1.252m \rightarrow \text{ont choisis } B = 1.3m$$

$$\Rightarrow H = 0.95 \times B = 1.235m$$

$$\text{soit } H = 1.25m$$

On choisit pour toutes les semelles $B=1,3m$ et $H = 1,25m$

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{array} \right.$$

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,3-0,48}{4} = 0,21m \\ \frac{1,25-0,47}{4} = 0,19m \end{array} \right.$$

soit $d = 0,25m$

$$h_1 = d + c = 25 + 5 = 30 \text{ cm}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 1,50 - 0,3 = 2,1 \text{ m}$$

Poids de la semelle:

$$P = H \times B \times h_1 \times f_{c28}$$

$$P = 1,25 \times 1,3 \times 0,3 \times 25 = 12,18 \text{ KN}$$

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 Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+N+E	1,35(G+Q+N+S)	G+0.9(Q+N+S)
N^{\max} (KN)	249.91	330.18	229.18
M_{by} (KN.m)	126.3	120.84	86.09
M_{bz} (KN.m)	57.68	47.15	42.49
V_y (KN)	0.1	-0.1	-0.07
V_z (KN)	37.13	30	27.37

2.4. Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$sensB \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2.\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$sensH \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq \begin{cases} 2.\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$2.\sigma_{sol} = 2 \times 120 = 240 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 120 = 159.6 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

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	0,65	9.3	-4.52	5.84 > 1.2
		Sens B	0,33	5.69 < 2.4	-1.18	3.97 > 1.2
Situation Durable	ELU	Sens H	0,42	7.65 > 1,6	-0.51	5.61 > 1.2
		Sens B	0,26	5.58 < 1,6	-0.51	4.05 > 1.2
	ELS	Sens H	0,37	5.12 < 1.6	-1.43	3.48 > 1.2
		Sens B	0,24	3.89 < 1,6	-1.41	2.87 > 1.2

Les contraintes moyennes ne sont pas vérifiées donc on augmente la section de la semelle par itération à B= 2m et H =2,00m

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 - 0.48}{4} = 0.38 \text{ m} \\ \frac{2 - 0.47}{4} = 0.38 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\text{soit } d = 0.45 \text{ m}$$

$$h_1 = d + c = 45 + 5 = 50 \text{ cm}$$

$$l_1 = 1,50 - 0,5 = 1 \text{ m}$$

Poids de la semelle:

$$P = 2 \times 2 \times 0,5 \times 25 = 50 \text{ KN}$$

Les moments à la base:

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau X-4: Les sollicitations à la base de la semelle.

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+N+E	1,35(G+Q+N+S)	G+0.9(Q+N+S)
N ^{max} (KN)	287.91	368	267
M _{by} (KN.m)	126.3	120.84	86.09
M _{bz} (KN.m)	57.68	47.15	42.49
V _y (KN)	0.1	-0.1	-0.07
V _z (KN)	37.13	30	27.37

➤ **Vérification des contraintes :**

$$2.\sigma_{sol} = 2 \times 120 = 240 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 120 = 159.6 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau X-5: 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	0,51	1.57<2.4	0,11	1.09<1.2
		Sens B	0,23	1.05<2.4	0,38	0.84<1.2
Situation Durable	ELU	Sens H	0,365	1.72<1,6	0,052	1.27<1.2
		Sens B	0,14	1.17<1,6	0,44	1<1.2
	ELS	Sens H	0,37	1.21<1,6	0,038	0.89<1.2
		Sens B	0,18	0.89<1,6	0,32	0.73<1.2

X.2.4 Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5) :

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \left\{ \frac{B}{4} = \frac{H}{4} = \frac{2}{4} = 0.5m \right.$$

sens B : e₀ = 0.51m < 0.5m

sens H : e₀ = 0.23m < 0.5m

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

X.2.5 Détermination des armatures de la semelle:

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sens} B \\ e_0 < \frac{h}{6} \rightarrow \text{sens} H \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{B}{24} \\ e_0 < \frac{H}{24} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens} B$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{sens} H$$

Si l'une des deux conditions n'est pas vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens} B$$

$$M_1 = (4 \times H + 0,3 \times h - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{H}{2} - 0,35 \times h}{\frac{H}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens} H$$

a) Situation accidentelle:

Armatures parallèles à H=2m:

$$e_0 = 0,23m > \frac{0,47}{6} = 0,08m$$

$$e_0 = 0,23m > \frac{2}{24} = 0,08m$$

donc ont calcul M_1

$$M_1 = (4 \times 2 + 0,3 \times 0,47 - 9 \times 0,23) \left(\frac{\frac{2}{2} - 0,35 \times 0,47}{\frac{2}{2} - 0,23} \right)^2 \frac{249,91}{27} = 60,97 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 88,58 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$\text{avec } z = 0.9 \times d = 0.405m$$

$$A_s = \frac{60.97 \times 10^{-3}}{0.405 \times 400} = 3.76cm^2$$

$$A_s = 3.76cm^2$$

Armatures parallèles à B=2m:

$$e_0 = 0.51m \succ \frac{0.48}{6} = 0.08m$$

$$- e_0 = 0.51m \succ \frac{2}{24} = 0.08m$$

donc ont calcul M_1

$$- M_1 = (4 \times 2 + 0.3 \times 0.48 - 9 \times 0.51) \left(\frac{\frac{2}{2} - 0.35 \times 0.48}{\frac{2}{2} - 0.51} \right) \frac{249.91}{27} = 55.86KN.m$$

$$M_1 = 55.86KN.m$$

$$- A_s = \frac{55.86 \times 10^{-3}}{0.405 \times 400} = 3.45cm^2$$

$$A_s = 3.45cm^2$$

b) Situation durable :

➤ A l'E.L.U :

Armatures parallèles à H=2m:

$$e_0 = 0.36m \succ \frac{0.47}{6} = 0.08m$$

$$e_0 = 0.36m \succ \frac{2}{24} = 0.08m$$

donc ont calcul M_1

$$M_1 = (4 \times 2 + 0.3 \times 0.47 - 9 \times 0.36) \left(\frac{\frac{2}{2} - 0.35 \times 0.47}{\frac{2}{2} - 0.36} \right) \frac{330.18}{27} = 78.24KN.m$$

$$M_1 = 78.24KN.m$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$\text{avec } z = 0.9 \times d = 0.405m$$

$$A_s = \frac{78.24 \times 10^{-3}}{0.405 \times 400} = 4.83 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.83 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèle à B=2m:

$$e_0 = 0.14 \text{ m} > \frac{0.48}{6} = 0.08 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.14 \text{ m} > \frac{2}{24} = 0.08 \text{ m}$$

donc ont calcul M_1

$$M_1 = (4 \times 2 + 0.3 \times 0.48 - 9 \times 0.14) \left(\frac{\frac{2}{2} - 0.35 \times 0.48}{\frac{2}{2} - 0.14} \right) \frac{330.18}{27} = 81.44 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 81.44 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{81.44 \times 10^{-3}}{0.405 \times 400} = 5.02 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.49 \text{ cm}^2$$

- **A l'E.L.S:**

Armatures parallèles à H:

$$e_0 = 0.37 \text{ m} > \frac{0.47}{6} = 0.08 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.37 \text{ m} > \frac{2}{24} = 0.08 \text{ m}$$

donc ont calcul M_1

$$M_1 = (4 \times 2 + 0.3 \times 0.47 - 9 \times 0.37) \left(\frac{\frac{2}{2} - 0.35 \times 0.47}{\frac{2}{2} - 0.37} \right) \frac{229.19}{27} = 49.6 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 56.52 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{49.6 \times 10^{-3}}{0.405 \times 400} = 3.06 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.06 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèles à B:

$$e_0 = 0.18 \text{ m} > \frac{0.48}{6} = 0.08 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.18m > \frac{2}{24} = 0.08m$$

donc ont calcul M_1

$$M_1 = (4 \times 2 + 0.3 \times 0.48 - 9 \times 0.18) \left(\frac{\frac{2}{2} - 0.35 \times 0.48}{\frac{2}{2} - 0.18} \right) \frac{229.19}{27} = KN.m$$

$$M_1 = 56.52 KN.m$$

$$A_s = \frac{56.52 \times 10^{-3}}{0.405 \times 400} = 3.49 cm^2$$

$$A_s = 3.49 cm^2$$

c) Condition de non fragilité :

$$\min A_B = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_1 = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 200 \times 50 = 10.87 cm^2$$

$$\min A_B = 10.87 cm^2$$

$$\min A_H = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_1 = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 200 \times 50 = 10.87 cm^2$$

$$\min A_H = 10.87 cm^2$$

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

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow HA$$

Suivant H :

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{2.4 \times 1.5^2 \times 2.1} = 42.32 cm < \frac{H}{4} = 50 cm$$

Suivant B :

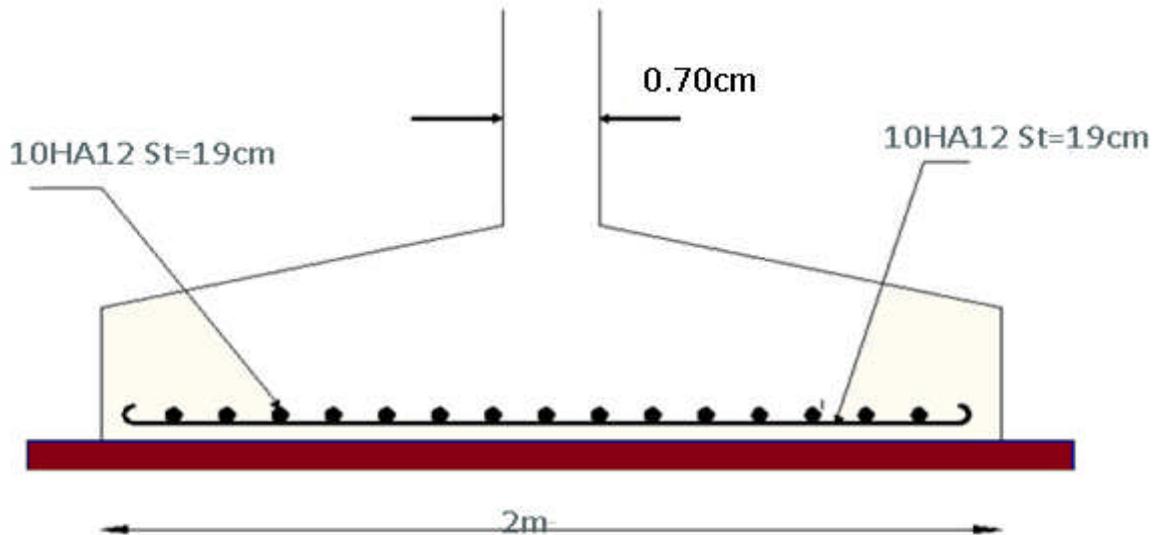
$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{2.4 \times 1.5^2 \times 2.1} = 42.32 cm < \frac{H}{4} = 50 cm$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, avec des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau X-6: Les armatures des semelles.

Armatures	Situation accidentelle	Situation durable		A_{\min} (cm ²)	Nombre De barre	A_s (cm ²)	I_s (cm)	S_t (cm)
		ELU	ELS					
A_s (H)	3.76	4.83	3.06	10,87	10HA12	11.3	42.32	19
A_s (B)	3.45	3.49	3.49	10.87	10HA12	11,3	42.32	19

**Figure X-2:** Schéma de ferrailage de la semelle.

X.3 Fondation sous potelet :

X.3.1 Dimensionnement de la semelle :

La surface de la platine du potelet

$$S = a.b \quad \text{avec } L_p = 50\text{cm et } B_p = 35\text{cm}$$

La semelle est soumise a un effort normal

$$N_{sd} = 90.37\text{KN}$$

(A, B) dimension (longueur et largeur) de la base inférieure

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{50}{35} = 1.43 \Rightarrow A = 1.43 \times B$$

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{A.B} = \frac{N_{sd}}{1.4 \cdot B^2} \leq \sigma_{sol} \quad \text{avec } \sigma_{sol} = 0.12\text{MPa}$$

$$\Rightarrow B = \sqrt{\frac{93.35}{0.12 \times 1.43}} = 23.32\text{cm}$$

Soit B=80 cm

D'où A=1.43×B=115 cm

- Hauteur de la semelle :

$$d \geq \max \begin{cases} \frac{(A-a)}{4} = \frac{115-50}{4} = 16.25\text{cm} \\ \frac{(B-b)}{4} = \frac{80-35}{4} = 11.25\text{cm} \end{cases} \Rightarrow d \geq 16.25\text{cm}$$

on prend $d = 20\text{cm}$

- L'encrage

$$c = 5\text{cm} \Rightarrow h_1 = d + c = 25\text{cm}$$

$$\text{on } \frac{h_i}{3} \leq h_p \leq \frac{h_i}{2} \Rightarrow 8.33\text{cm} \leq h_p \leq 12.5\text{cm}$$

soit $h_p = 10\text{cm}$

On doit vérifier que :

$$\sigma_c = \frac{N_e}{S} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } N_t = N_{sd} + 1.35P_s$$

P_s : poids de la semelle

$$\gamma = 25\text{KN} / \text{m}^3$$

$$P_s = 0.8 \times 1.15 \times 0.2 \times 25 = 4.6\text{KN}$$

D'où

$$N_t = 99.35 + 4.6 = 103.95\text{KN}$$

$$\sigma_c = \frac{1039.5}{80 \times 115} \leq 0.11 < \sigma_{sol} = 1.2\text{MPa}$$

X.3.2 Calcul des armatures :

$$F_x = \frac{N_t(A-a)}{8d} = \frac{103.95(115-50)}{8 \times 20} = 42.23\text{KN}$$

$$F_x = \frac{N_t(B-b)}{8d} = \frac{103.95(80-35)}{8 \times 20} = 29.24\text{KN}$$

$$\frac{F_x}{\sigma_s} = A_x = \frac{42.23 \times 10^3}{\frac{400}{1.15}} = 1.21\text{cm}^2$$

$$\frac{F_y}{\sigma_s} = A_x = \frac{29.24 \times 10^3}{\frac{400}{1.15}} = 0.84\text{cm}^2$$

a) Condition de non fragilité

$$A_x \geq A_{\min}$$

$$A_y \geq A_{\min}$$

$$f_{t28} = 2.1\text{MPa}; f_e = 400\text{MPa}$$

$$A_{x\min} = 0.23 \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot A \cdot d = 0.23 \left(\frac{2.1}{400} \right) \times 80 \times 20 = 1.93\text{cm}^2$$

$$A_{x\min} = 2.22\text{cm}^2$$

$$A_{y\min} = 0.23 \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot B \cdot d = 0.23 \left(\frac{2.1}{400} \right) \times 115 \times 20 = 2.78\text{cm}^2$$

$$A_{y\min} = 2.78\text{cm}^2$$

On a :

$$A_{x\min} > A_x \Rightarrow A_x = A_{x\min} = 1.93\text{cm}^2$$

$$A_{y\min} > A_y \Rightarrow A_y = A_{y\min} = 2.78\text{cm}^2$$

$$A_{S//A} \text{ on prend } 5\phi 12 = 5.65\text{cm}^2$$

Avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$

$$A_{S//B} \text{ on prend } 4\phi 12 = 4.52\text{cm}^2$$

Avec un espacement $S_t = 27\text{cm}$

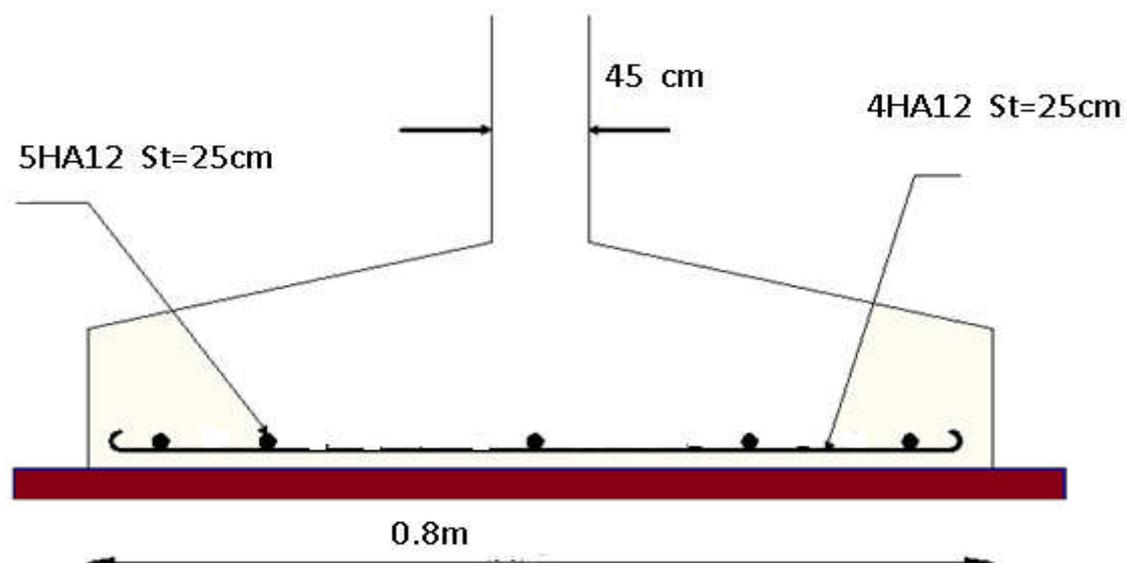


Figure X-3: Schéma de ferrailage de la semelle de potelet

X.4 Calcul des longrines :

X.4.1 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.4.2 Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA99vs2003 sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S₂ et S₃

30 cm x 30 cm : sites de catégorie S₄

Pour notre cas on optera pour des longrines de section : (40x45) cm²

X.4.3 Ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction qui est égale à :

$$N_t = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20KN \quad (\text{RPA99 V2003.Art.10.1.1.b})$$

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 IIa, site S3)

$$ELU \rightarrow N_t = \left(\frac{330.18}{12} \right) = 27.52KN$$

$$ELS \rightarrow N_t = \left(\frac{229.18}{12} \right) = 19.1KN$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$ELU \rightarrow A_s = \left(\frac{27.52 \times 10^{-3}}{348} \right) = 0.79cm^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \left(\frac{19.1 \times 10^{-3}}{201} \right) = 0.95KN$$

$$A_{\min} = 0.6\% B = 0.6 \times 10^{-2} \times 30 \times 35 = 6.3cm^2$$

$$A_{\min} = 6.3cm^2$$

Donc on ferraille avec A_{\min}

Soit **8HA12** répartie sur toute la section, avec $A_s = 9.04cm^2$

X.4.3.1 Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{\beta \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{30 \times 35 \times 30}{400} = 5.51 \text{ cm}^2$$

$$5.51 \text{ cm}^2 < 6.3 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

X.4.3.2 Vérification de la flèche :

$$q_s = \frac{\rho \cdot h \cdot b \cdot L}{L} = 2.62 \text{ KN / ml}$$

$$q_s = \frac{1354,3}{6} = 225,71 \text{ KN / ml}$$

La plus grande portée est : $l=6\text{m}$

$$f = \frac{q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{30 \times 35^3}{12} = 107187,5 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{262 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 107187,5} = 3,92 > 3 \text{ cm}$$

la condition n'est pas vérifiée

Donc on va mettre en place des plots à mi-travée

D'où la flèche devient

$$f = \frac{2,05 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f = \frac{2,05 \times 262 \times 300^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 107187,5} = 0,5 \text{ cm} > 3 \text{ cm}$$

la condition est vérifiée

X.4.3.3 Armatures transversales

Soit des cadres de diamètre 8mm dont l'espacement est inférieur à : $\min(20 \text{ cm}, 15\Phi)$

$$S_t < (20 \text{ cm}, 15 \times 0,8) = 12 \text{ cm}$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10cm en zone nodale.

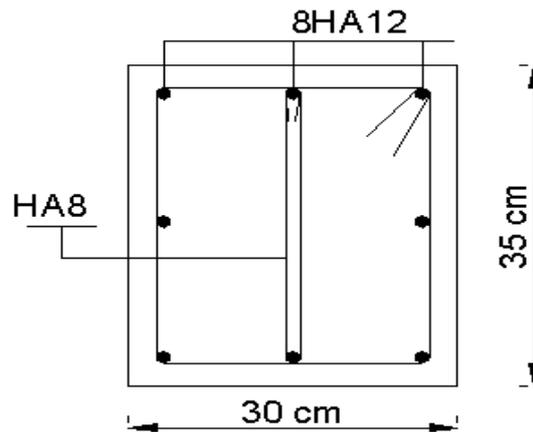


Figure X-4: Schéma de ferrailage des longrines.

X.4.4 Ferrailage des futs

Les fondations sont ancrées à $D=2m$; l'assemblage platine massif doit être au-dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension $(90*70)$ cm².

Le fût est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferrailage de la section sera calculé en flexion composée.

On calculera uniquement le fût le plus sollicité ; par les efforts (M. N .T)

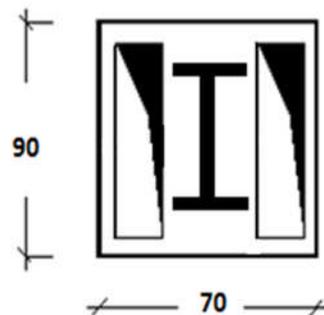


Figure X-5: section du fut à ferrailer.

$$\text{On a : } \begin{cases} N_u = 318.82 \text{ KN} \\ M_u = 120.99 \text{ KN} \\ V_u = 39.49 \text{ KN} \end{cases}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{120.99}{318.8} = 0.38m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.9}{6} = 0.15m$$

$$e < \frac{h}{6} \rightarrow \text{La section est entièrement comprimée}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 120.99 + 318.8 \left(0.85 - \frac{0.9}{2} \right) = 248.5$$

$$N_u (d - d') - M_{uA} = 318.8(0.85 - 0.05) - 248.5 = 6.54 \text{ KN.m} \quad (I)$$

$$(0.337 \times d - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{ub} = 2200.26 \text{ KN.m} \quad (II)$$

$$(I) < (II) \Rightarrow A = 0$$

$$A' = \frac{N_u - \psi \times b \times h \times f_{bu}}{f_{st}}$$

$$\text{avec : } \psi = \frac{0.357 + \frac{N_u (d - d') - M_{uA}}{b \times h^2 \times f_{bu}}}{0.857 - \frac{d'}{h}} = \frac{0.357 + \frac{318.8(0.85 - 0.05) - 248.5}{0.7 \times 0.9^2 \times 14.2 \times 10^3}}{0.857 - \frac{0.05}{0.9}} = 0.446$$

$$A' = -91.78 \text{ cm}^2 < 0$$

donc on ferraille avec $A_{s,\min}$

Selon RPA99/2003 (art 7.4.2.1) la section minimale d'armature longitudinale est :

$$A_{s,\min} = 0,9\% b \times h = 56,7 \text{ cm}^2$$

Le choix de la section est : $A_{s,\min} = 14HA14 + 16HA16$

X.4.4.1 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 :

$$S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_1\right) = 14 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 14 \text{ cm}$$

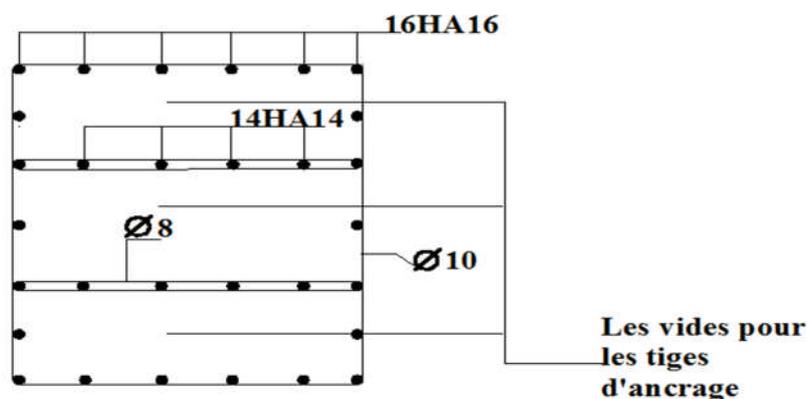


Figure X-6: Schéma de ferrailage des futs.

Chapitre XI: vérification de la stabilité d'ensemble

XI.1 Introduction

Après avoir dimensionné et vérifié les éléments de la structure, il faut s'assurer de la stabilité globale du bâtiment.

XI.2 Principe de vérification

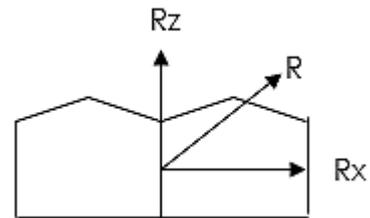
L'effort global du vent se décompose en :

- Une composante horizontale $T = R_x$ (traînée) produisant un effet d'entraînement.
- Une composante verticale ascendante $U = R_z$ (portance) produisant un effet de soulèvement.

Ces deux composantes donnent un moment de renversement « MR », il faut que ce moment de renversement reste inférieur au moment stabilisant « MS » dû au poids propre du bâtiment.

La force résultante est donnée par :

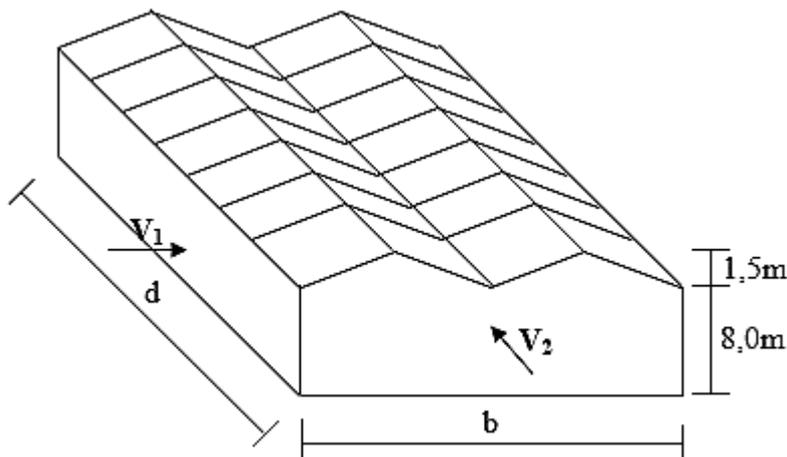
$$R = \sum (Ph_i \times S_i) \div \sum F_{fr.}$$



Avec :

- q_i (en daN/m²) : pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface i .
- s_i (en m²) : l'aire de l'élément de surface i .
- F_{fr} (en daN) : les forces de frottement (d'entraînement) éventuelles.

L'excentricité de la force globale horizontale R_x : (RNV 99 – chapitre 2§ 2.2.24)



XI.3 Détermination des moments renversants (M_R)

XI.3.1 Cas de vent

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale (FH) \rightarrow
- Une composante verticale (FV) \uparrow

$$X_T = \frac{\sum T_i \cdot x_i}{\sum T_i} ; Y_T = \frac{\sum T_i \cdot y_i}{\sum T_i} ; Z_T = \frac{\sum T_i \cdot z_i}{\sum T_i}$$

$$X_U = \frac{\sum U_i \cdot x_i}{\sum U_i} ; Y_U = \frac{\sum U_i \cdot y_i}{\sum U_i} ; Z_U = \frac{\sum U_i \cdot z_i}{\sum U_i}$$

XI.3.1.1 Vent perpendiculaire au long pan sens V1

a) Vent sur façade principale avec dépression intérieur ($C_{pi}=-0,5$)

Tableau XI-1: Vent sur la façade principale $C_{pi}=-0.5$

zone	q_j (N/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_v (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	749.892	512	383.95	0	0	32	4
E	131.98	512	67.57	0	40	32	4
F1	372.638	9.025	0	3.363	0.95	2.375	8.1425
F2	372.638	9.025	0	3.363	0.95	61.625	8.1425
G	323.03	103.55	0	33.45	0.95	32	8.1425
H	5.7684	518.4	0	3	5.95	32	8.8925
VERS2	288.42	640	0	184.59	15	32	8.75
VERS3	288.42	640	0	184.59	25	32	8.75
VERS4	57.684	640	0	36.92	35	32	8.75
Fr (toi)	-	-	1.47	-	20	32	8.75
Fr (par)	-	-	15.68	-	0	32	4
			$F_H=468.67$	-	5.57	32	4.01
			-	$F_v=449.276$	19.43	32	8.73

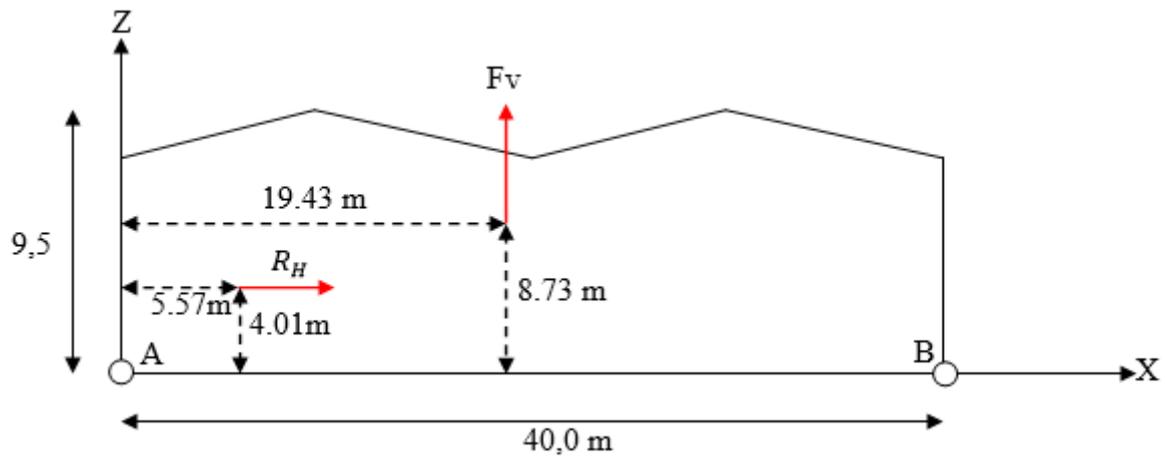


Figure XI-1: Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale avec dépression intérieure

➤ **Calcul de M_R :**

$$M_R /_{xx} = F_v \times Y = 14376,832 \text{ KN.m}$$

$$M_R /_{yy} = F_v \times X + F_H \times Z = 10609.86 \text{ KN.m}$$

b) Vent sur façade principale avec surpression intérieure ($C_{pi}=0,8$)

Tableau XI-2: Vent sur la façade principale $C_{pi}=0.8$

zone	q_j (N/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_v (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	512	0	0	0	32	4
E	634.525	512	324.88	0	40	32	4
F	1302.5	9.025	0	11.755	0.95	2.375	8.1425
	1302.5	9.025	0	11.755	0.95	61.625	8.1425
G	1072.35	103.55	0	111.04	0.95	32	8.1425
H	746.31	518.4	0	386.887	5.95	32	8.8925
VERS2	1038.31	640	0	664.518	15	32	8.75
VERS3	1038.31	640	0	664.518	25	32	8.75
VERS4	807.576	640	0	516.85	35	32	8.75
Fr (toi)			1.47		20	32	8.75
Fr (par)			15.68		0	32	4
			$F_H=342.03$	-	38.08	32	4.02
			-	$F_v=2367.323$	19.90	32	8.73

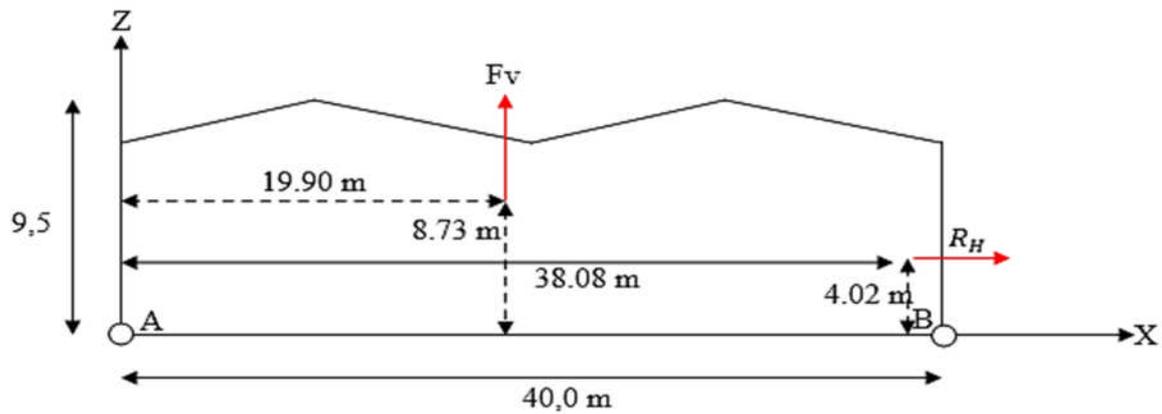


Figure XI-2: Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale avec surpression intérieure

➤ Calcul de M_R

$M_R /xx = 75754.24 \text{ KN.m}$

$M_R /yy = 48483,66.m$

XI.3.1.2 Vent perpendiculaire au pignon sens V2

a) Vent sur la façade latérale sud avec dépression intérieur ($C_{pi} = -0,5$)

Tableau XI-3: Vent sur la façade latérale sud $C_{pi} = -0,5$

zone	$q_j \text{ (N/m}^2\text{)}$	S (m ²)	$F_H \text{ (KN)}$	$F_v \text{ (KN)}$	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	716.478	320	229.273	0	0	20	4
E	110.227	320	35.27	0	64	20	4
F1	555.55	9.5	0	5.27	0,95	2.5	8.375
F2	555.55	9.5	0	5.27	0,95	17.5	8.375
F3	555.55	9.5	0	5.27	0,95	22.5	8.375
F4	555.55	9.5	0	5.27	0,95	37.5	8.375
G1	740.17	9.5	0	7.032	0,95	7.5	9.125
G2	740.17	9.5	0	7.032	0,95	12.5	9.125
G3	740.17	9.5	0	7.032	0,95	27.5	9.125
G4	740.17	9.5	0	7.032	0,95	32.5	9.125
H1	94.24	171	0	16.115	10.45	5	8,75
H2	94.24	171	0	16.115	10.45	15	8,75
H3	94.24	171	0	16.115	10.45	25	8,75
H4	94.24	171	0	16.115	10.45	35	8,75
I1	39.13	450	0	17.60	41.5	5	8,75
I2	39.13	450	0	17.60	41.5	15	8,75
I3	39.13	450	0	17.60	41.5	25	8,75
I4	39.13	450	0	17.60	41.5	35	8,75
$F_r \text{ (toi)}$			67.862	0	32	20	8,75
$F_r \text{ (par)}$			25.082	0	0	20	4
			$F_H = 357.486$		12.40	20	4.90
			-	$F_v = 184.068$	19.78	20	8.76

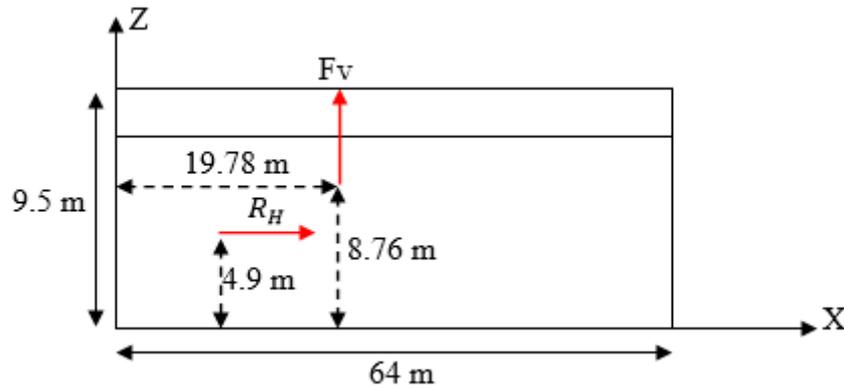


Figure XI-3: Résultantes des forces horizontales et verticales sur la façade secondaire avec dépression intérieure

➤ Calcul de M_R

$M_{R /xx} = 3681.36 \text{ KN.m}$

$M_{R /yy} = 5392.25 \text{ KN.m}$

b) Vent sur la façade latérale sud avec surpression intérieur ($C_{pi}=0,8$)

Tableau XI-4: Vent sur la façade latérale sud $C_{pi}=0,8$

zone	$q_{ji} \text{ (N/m}^2\text{)}$	S (m ²)	$F_H \text{ (KN)}$	$F_V \text{ (KN)}$	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	320	0	0	20	4	
E	606.25	320	194	0	64	20	4
F1	1272.02	9.5	0	12.084	0,95	2.5	8.375
F2	1272.02	9.5	0	12.084	0,95	17.5	8.375
F3	1272.02	9.5	0	12.084	0,95	22.5	8.375
F4	1272.02	9.5	0	12.084	0,95	37.5	8.375
G1	1456.65	9.5	0	13.84	0,95	7.5	9.125
G2	1456.65	9.5	0	13.84	0,95	12.5	9.125
G3	1456.65	9.5	0	13.84	0,95	27.5	9.125
G4	1456.65	9.5	0	13.84	0,95	32.5	9.125
H1	810.723	171	0	138.634	10.45	5	8,75
H2	810.723	171	0	138.634	10.45	15	8,75
H3	810.723	171	0	138.634	10.45	25	8,75
H4	810.723	171	0	138.634	10.45	35	8,75
I1	755.61	450	0	340.024	41.5	5	8,75
I2	755.61	450	0	340.024	41.5	15	8,75
I3	755.61	450	0	340.024	41.5	25	8,75
I4	755.61	450	0	340.024	41.5	35	8,75
Fr (toi)			67.862	0	32	20	8.75
Fr (par)			25.082	0	0	20	4
			$F_H=286.943$	-	50.83	20	5.12
			-	$F_V=2018.32$	30.88	20	8,76

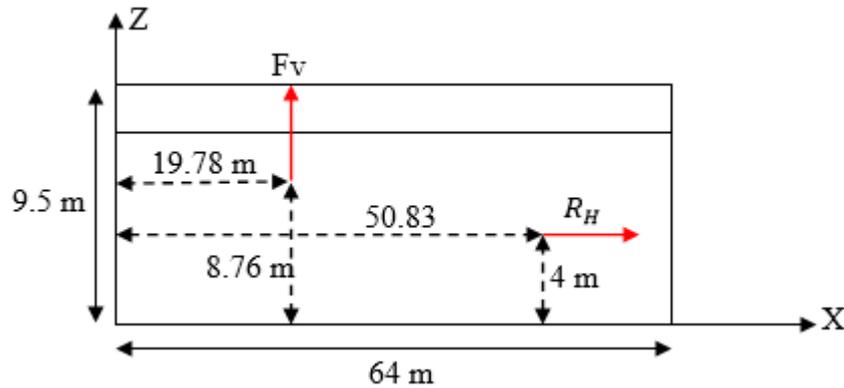


Figure XI-4: Résultantes des forces horizontales et verticales sur la façade secondaire avec surpression intérieure

➤ **Calcul de M_R**

$$M_{R/xx} = 40366.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = 57418.53 \text{ KN.m}$$

XI.3.2 Cas de séisme

Le moment de renversement qui peut être par l'action causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol –fondation.

XI.3.2.1 Réaction à la base

Tableau XI-5: 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)
CQC	376,75	329,69	814,34	154,09	798,87

➤ **CQC** : combinaison quadratique complète.

$$M_{R/xx} = M_{xx} + F_z \times Y_G = 154,09 + (814,34 \times 36,779) = 30104,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} + F_z \times X_G = 798,87 + (814,34 \times 21,748) = 18509,14 \text{ KN.m}$$

XI.3.2.2 Calcul des moments résistant (stabilisateurs) :

➤ **Poids de la structure**

$$P_T = 2752.47 \text{ KN}$$

(chapitre de l'étude sismique)

➤ **Moment résistant**

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

$$M_{st/XX} = 2752,47 \times 36,779 = 101233,094 \text{ KN.m}$$

$$M_{st/YY} = 2752,47 \times 21,748 = 59860,72 \text{ KN.m}$$

XI.4 Vérification au renversement de la structure

Tableau XI-6: Vérification au renversement de la structure.

		C _{pi}	M _R (KN.m)		M _{St} (KN.m)	
			/xx	/yy	/xx	/yy
Cas de vent	Vent sur la façade principale (V ₁)	-0,5	14376,83	10609.86	101233,094	59860 ,72
		+0,8	75754.24	48483.66		
	Vent sur la façade secondaire (V ₂)	-0,5	3681.36	5392.25		
		+0,8	40366.32	57418.53		
Cas du séisme			30104,70	18509,14	0,8.M _{st}	0,8.M _{st}
					80986,65	47888,57

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.

XI.5 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.

Nous avons vu dans ce projet une structure légère, et nous avons connus l'effet des conditions aux 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 des codes de calcul et les logiciels comme Robot structural analysis 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.

Bibliographie

1. Règles Neige et Vent « RNV.1999 » 2ème Edition, Centre National d'Études et de Recherches Intégrées du Bâtiment, Alger, 2005.
2. Règles Parasismiques Algériennes « RPA 99 / Version 2003 », Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger, 2003.
3. Règles générales et règles pour les bâtiments « Eurocode 3, partie 1-1, calcul des structures en acier », Éditions Eyrolle, Paris, 1996
4. DTR BC-2.44 (Règles de conception et de calcul des structures en acier) CCM97.
5. CTICM (centre technique industriel en construction métallique)
6. B.A.E.L 91 : béton arme aux états limite, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
7. Jean Morel, « Calcul Des Structures Métalliques Selon l'Eurocode 3 », édition eyrolles, paris, sixième tirage 2005
8. Volume 11 charpentes métalliques, « Conception Et Dimensionnement Des Halls Et Des Bâtiments » Manfred A. Hirt et Michel Cricinel.
9. Lahlou dehmani (calcul des structure métallique selon l'EC3/Edition eyrolles paris 2005

Annexes

Annexe 1 : Tableau des armatures en (cm²)

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexes

Annexe 2 : Valeur de χ en fonction de λ

Coefficients de réduction				
λ	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0.2	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
0.3	0.9775	0.9641	0.9491	0.9235
0.4	0.9528	0.9261	0.8973	0.8504
0.5	0.9243	0.8842	0.8430	0.7793
0.6	0.8900	0.8371	0.7854	0.7100
0.7	0.8477	0.7837	0.7247	0.6431
0.8	0.7957	0.7245	0.6622	0.5797
0.9	0.7339	0.6612	0.5998	0.5208
1.0	0.6656	0.5970	0.5399	0.4671
1.1	0.5960	0.5352	0.4842	0.4189
1.2	0.5300	0.4781	0.4338	0.3762
1.3	0.4703	0.4269	0.3888	0.3385
1.4	0.4179	0.3817	0.3492	0.3055
1.5	0.3724	0.3422	0.3145	0.2766
1.6	0.3332	0.3079	0.2842	0.2512
1.7	0.2994	0.2781	0.2577	0.2289
1.8	0.2702	0.2521	0.2345	0.2093
1.9	0.2449	0.2294	0.2141	0.1920
2.0	0.2229	0.2095	0.1962	0.1766
2.1	0.2036	0.1920	0.1803	0.1630
2.2	0.1867	0.1765	0.1662	0.1508
2.3	0.1717	0.1628	0.1537	0.1399
2.4	0.1585	0.1506	0.1425	0.1302
2.5	0.1467	0.1397	0.1325	0.1214
2.6	0.1362	0.1299	0.1234	0.1134
2.7	0.1267	0.1211	0.1153	0.1062
2.8	0.1182	0.1132	0.1079	0.0997
2.9	0.1105	0.1060	0.1012	0.0937
3.0	0.1036	0.0994	0.0951	0.0882

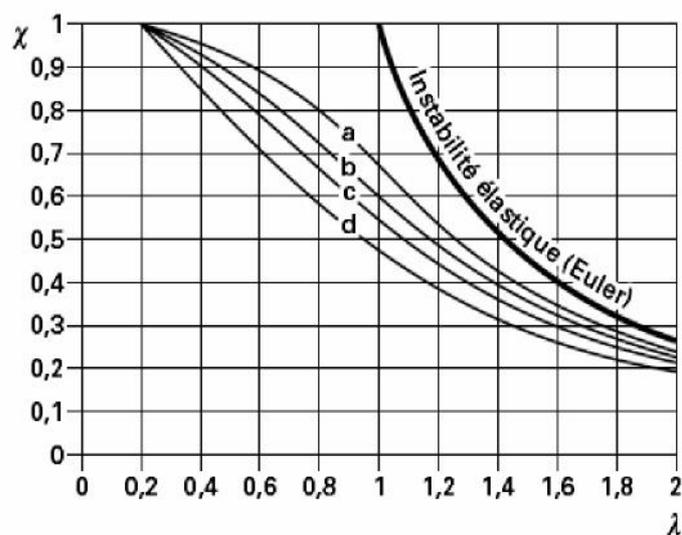


Fig. Annexe. 3: Coefficient de réduction χ en fonction de l'élancement réduit λ
(EC3 5.5.1.2-2)

Annexes

Tableau Annexe.4 : Choix de la courbe de flambement correspondant à une section en double T (EC3 Tableau 5.5.3)

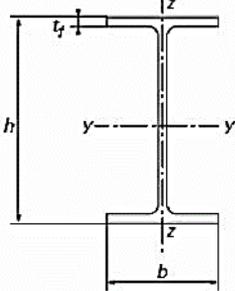
Type de section	Limites	Axe de flambement	Courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	b c
	$h/b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	d d

Tableau Annexe.5 – Facteurs d'imperfection (EC3 Tableau 5.5.1)

Courbe de	a0	a	b	c	d
Facteur	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

Tableau Annexe.6 – Facteurs d'imperfection α_{LT} pour les courbes de déversement

Courbe de déversement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α_{LT}	0.21	0.34	0.49	0.76

Tableau Annexe.7 : Courbes de déversement pour une section transversale

Sections	Limites	Courbe de déversement
Sections en I laminées	h/b	a
	≤ 2	b
Autres sections	-	d

Annexes

Tableau Annexe.8 (suite) : Facteurs d'interaction k_{ij} (EC3 Tableau A.1)

$$\bar{\lambda}_{\max} = \max \left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y \\ \bar{\lambda}_z \end{array} \right.$$

$\bar{\lambda}_0$ = élancement réduit pour le déversement dans le cas du moment fléchissant uniforme, c'est-à-dire $\psi_y = 1,0$ dans le Tableau A.2

$\bar{\lambda}_{LT}$ = élancement réduit pour le déversement

Pour $\bar{\lambda}_0 = 0$:

$$\begin{aligned} C_{my} &= C_{my,0} \\ C_{mz} &= C_{mz,0} \\ C_{mLT} &= 1,0 \end{aligned}$$

Pour $\bar{\lambda}_0 > 0$:

$$C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \frac{\sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}$$

$$C_{mz} = C_{mz,0}$$

$$C_{mLT} = C_{my}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}}$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}} \quad \text{pour les sections transversales de Classes 1, 2 et 3}$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A_{eff}}{W_{eff,y}} \quad \text{pour les sections transversales de Classe 4}$$

$N_{cr,y}$ = effort normal critique de flambement élastique par flexion selon l'axe y-y

$N_{cr,z}$ = effort normal critique de flambement élastique par flexion selon l'axe z-z

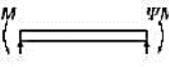
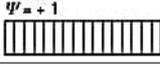
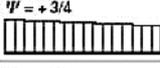
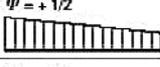
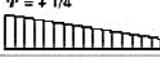
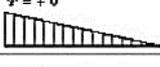
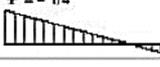
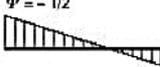
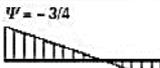
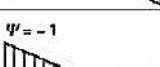
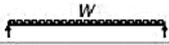
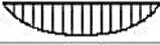
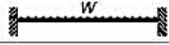
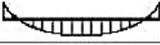
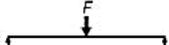
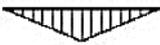
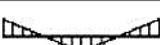
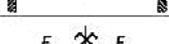
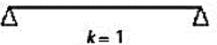
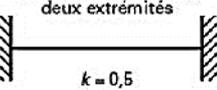
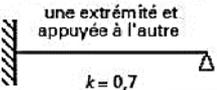
$N_{cr,T}$ = effort normal critique de flambement élastique par torsion

I_T = inertie de torsion de Saint-Venant

I_y = moment d'inertie de flexion par rapport à l'axe y-y

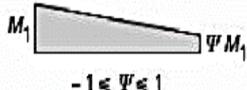
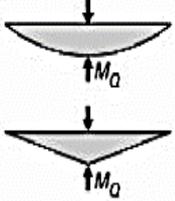
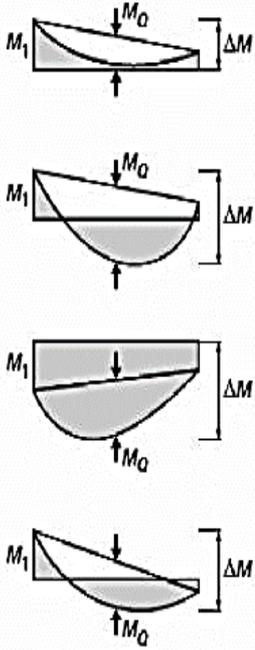
Annexes

Tableau Annexe.9 : Coefficients C_1 , C_2 et C_3 pour

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
	$\psi = +1$ 	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	0 0 0	1,000 1,113 1,114
	$\psi = +3/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	0 0 0	0,998 1,565 2,283
	$\psi = +1/2$ 	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	0 0 0	0,992 1,556 2,271
	$\psi = +1/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	0 0 0	0,977 1,531 2,235
	$\psi = +0$ 	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	0 0 0	0,939 1,473 2,150
	$\psi = -1/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	0 0 0	0,855 1,340 1,947
	$\psi = -1/2$ 	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	0 0 0	0,676 1,059 1,546
	$\psi = -3/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,927 3,258 3,348	0 0 0	0,366 0,575 0,837
	$\psi = -1$ 	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	0 0 0	0,000 0,000 0,000
		1,0 0,5	1,132 0,972	0,459 0,304	0,525 0,980
		1,0 0,5	1,285 0,712	1,562 0,652	0,753 1,070
		1,0 0,5	1,365 1,070	0,553 0,432	1,730 3,050
		1,0 0,5	1,565 0,938	1,267 0,715	2,640 4,800
		1,0 0,5	1,046 1,010	0,430 0,410	1,120 1,890
<p>Poutre appuyée aux deux extrémités</p>  <p>$k = 1$</p>	<p>Poutre encastree aux deux extrémités</p>  <p>$k = 0,5$</p>	<p>Extrémité encastree à une extrémité et appuyée à l'autre</p>  <p>$k = 0,7$</p>			

Annexes

Tableau Annexe.10 : Facteurs de moment uniforme équivalent

Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent β_M	
<p>Moments d'extrémités</p>  <p>M_1 ΨM_1 $-1 \leq \Psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\Psi} = 1,8 - 0,7 \Psi$	
<p>Moments dus à des charges transversales</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,3$	
<p>Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités</p> 	$\beta_M = \beta_{M,\Psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\Psi})$ <p>$M_Q = \max M$ dO aux charges transversales seulement</p> $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$	
facteur	axe de flexion	points maintenus suivant la direction
$\beta_{M,y}$	y-y	z-z
$\beta_{M,z}$	z-z	y-y
$\beta_{M,LT}$	y-y	y-y