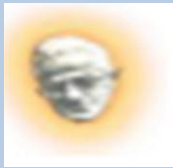


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement supérieur
et de la Recherche Scientifique



Université Mouloud MAMMÉRI de Tizi - ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention d'un
diplôme de Master en Génie Civil

Option : Construction Métallique

Étude d'un hangar industriel en
construction métallique

Encadré par : M. AKKOUCHE .K

Présenté par : M: YAHOU Kader

Soutenu devant le jury composé de :

M : DAHMANI.L _____Président

M : KAHIL .A _____Examineur

M. AKKOUCHE .K_____promoteur

Promotion 2019

SOMMAIRE

Chapitre I: Généralité

I.1 Introduction.....	3
I.2 Situation du projet.....	3
I.3 Caractéristiques.....	3
I.3.1 Ossature et stabilité de la	3
I.3.1.1 plancher.....	3
I.3.1.2 Toiture.....	4
I.3.1.3 L'escalier.....	4
I.3.1.4 Les façades et cloisons.....	4
I.3.2 Matériaux utilisé	5
I.3.2.1 Acier.....	5
I.3.2.2 Le béton	6
I.4 Règlement utilisée.....	6
I.4.1 Les états limites.....	6
I.4.1.1 État limite Ultime (E.L.U.)	6
I.4.1.2 État Limite de Service (E.L.S.).....	7
I.5 Les Actions prises en compte :	8

Chapitre II : Etude climatique selon RNV99

II.

Introduction	9
II.1 Action du vent :	9
II.1.1 Direction du vent :	9
II.1.2. Détermination des différents coefficients utilisés dans le calcul :.....	10
II.1.3 Détermination de la pression aérodynamique P_h :	11
II.1.3.1 Calcul de la pression dynamique q_h	11
II.1.3.2 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :	13
II.1.3.3 Calcul et schématisation de différentes pressions :	18
II.1.4 Vent perpendiculaire au long pan (sens V2 et V4) :.....	19
II.1.4.1 Coefficient de pression extérieure C_{pe}	19
II.1.4.2 Récapitulation des cas les plus défavorables	23
II.2 Calcul de la force de frottement :	23
II.2.1 Action d'ensemble	24
II.3 Étude a la neige.....	27
II.3.1 La charge de neige sur le sol	27

II.3.2 Coefficient de forme de la toiture.....	28
II.3.3 Calcul des charges de neige sur la toiture.....	28
II.3.3 : Charge de la neige sur les obstacles :	28

Chapitre III :Etude des éléments secondaire

III.1 Introduction :	30
III.2 calcul des pannes de couverture :	30
III.2.1 Principe de calcul:	30
III.2.2 Données de calcul :	30
III.2.3 Evaluation des charges et surcharges :	31
III.2.4 Surcharge climatique due au vent :	32
III.2.5 Surcharge de la neige (S):	32
III.2.6 Combinaisons des charges :	33
III.3 Etude des liernes de la toiture :	39
III.3.1 Définition :	39
III.3.2 Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :	40
III.3.3 Déterminer de diamètre des liernes :	41
III.4. Calcul de l'Echantignolle:	41
III.4.1 Calcul des charges revenant à l'échantignole :	42
III.4.2 Calcul du moment de renversement :	43
III.4.3 Dimensionnement de l'échantignole :	43
III.4.4 Calcul de l'épaisseur de l'échantignole :	43
III.5 Etude des lisses de bardages :	43
III.5.1 Principe de dimensionnement :	44
III.5.2 Vérification de la lisse de long-pan :	44
III.5.2.1 Combinaison de charges les plus défavorables :	45
III.5.2.2 Vérification à l'état limite ultime (ELU) :	45
III.6 Calculs des liernes de long-pan :	48
III.6.1 Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité :	48
III.6.2 Calcul de la section des liernes :	49
III.7 Vérification de la lisse de pignon :	50
III.7.1 Les données	50
III.7.2 Evaluation des charges et surcharges :	50
III.8 Calcul des liernes de pignon :	53
III.8.1 Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité :	53

III.8.2 Calcul de la section des liernes :	54
III.9 Etude des potelets :	55
III.9.1 Définition :	55
III.9.2 Les données	55
III.9.3 Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé.....	56
III.9.4 Dimensionnement du potelet :	57
III.9.5 Vérification de la section à la résistance :	58
III.9.6 Vérification de l'élément aux instabilités :	59
III.10 Conclusion.....	62

Chapitre VI : Stabilité et contreventements

IV.1 Introduction.....	63
IV.2 Dispositions des contreventements :	63
IV.3 Calcul de la poutre au vent en pignon :.....	63
IV.3.1 Effort du vent sur les pignons :	64
IV.3.2- Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets :.....	64
IV.3.3 Vérification à la résistance ultime de la section nette	67
IV.4 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance :	68
IV.4.1 à la Flexion composée déviée (bi axiale) :.....	68
IV.5 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) aux instabilités :.....	70
IV.5.1 vérification aux instabilités:	70
IV.7 Calcul de la palée de stabilité en long pan :	74
IV.7.1 Vérification à la résistance ultime de la section nette :	76
IV.8 Conclusion :	76

CHAPITRE V : Études du plancher mixte

V.1 Introduction :	76
V.2. Disposition des poutrelles :	76
V.3. Etude de la dalle collaborant :	77
V.4. Evaluation des charges :	77
V.5 Vérification des solives :	78
V.6 Calcul des goujons connecteurs :	84
V.6.1 : Effort de cisaillement Vlf :	84
V.6.2 : Résistance de calcul des connecteurs :	85
V.7 Calcul de la poutre maîtresse:	86
V.7.1 Caractéristiques du plancher :	86

V.7.2 Vérification des poutres maitresses (sommiers)	86
V.8 Conclusion	87

CHAPITRE V : Études des escaliers

VI.1 Introduction :.....	88
VI.1.1 Définitions :.....	88
VI.1.2 Avantage des escaliers métalliques :.....	89
VI.1.3 Inconvénients des escaliers métalliques :.....	89
VI.1.4 Choix des dimensions :	89
VI.2 Pré dimensionnement de l'escalier :	89
VI.3 Dimensionnement de cornière de support :(Cornière de marche)	90
VI.3.1 Evaluation des charges:.....	90
VI.3.2 Pré dimensionnement de la Cornière :	91
VI.3.2.1 Combinaison de charge :.....	91
VI.3.2.2 Condition de flèche :.....	91
VI.3.2.3 : Vérification en tenant compte du poids du profilé :	92
VI.3.2.4 Vérification à la résistance: (ELU)	92
VI.4 Dimensionnement de limon :	92
VI.5 Evaluation des charges :.....	93
VI.5.1 Les charges permanentes :	93
VI.5.2. Charge d'exploitation :.....	93
VI.6 Combinaison des charges :.....	93
VI.7 Vérification de la flèche:(ELS)	94
VI.8 Vérification à la résistance: (ELU)	94
VI.9 Vérification à l'effort tranchant :	94
VI.10 Vérification à la compression :	95
VI.11 Conclusion	95

CHAPITRE VII : Etude du portique

VII.1. Introduction.....	96
VII .2. Caractéristiques du portique étudié	97
VII.3. Efforts sollicitant le portique	97
VII.3.1 Représentation du portique intermédiaire :.....	98
VII.3.1.1 Calcul des efforts internes :	99
VII.3.1.2 charges verticales vers le bas	100
VII.3.1.3 Charges verticales vers le haut	101

VII.3.1.4 Vent horizontal	102
VII.4 Tableaux récapitulatifs :	103
VII.5 Calcul de l'imperfection géométrique globale	104
VII.5.1 Modélisation avec les imperfections :	105
VII.5.2 Calcul des efforts internes additionnels :	106
VII.5.3 Combinaisons à l' ELU avec prise en compte de Heq :	107
VII.6. Choix de la méthode d'analyse :	107
VII.6.1 Détermination du facteur d'éloignement critique α_{cr} :	107
VII.7. Pré-dimensionnement de la traverse	108
VII.7.1 Vérification de la traverse à l'ELS	110
VII.7.1.1 Vérification de la flèche	110
VII.7.2 Vérification de la traverse à l'ELU	111
VII.7.2.1 Vérification de la section à la résistance	112
VII.7.2.2 Vérification de l'élément aux instabilités	113
VII.8 Pré-dimensionnement du poteau	120
VII.8.1 Vérification de l'élément aux instabilités	120
VII.9 Conclusion	125

CHAPITRE VIII : etudes sismique

VIII.1 Introduction	126
VIII.2 Méthode statique équivalente	126
VIII.2.1 Principe.....	126
VIII.3 Calcul de la force sismique totale.....	127
VIII.3.1 Coefficient d'accélération de zone (A)	127
VIII.3.2 Facteur d'amplification dynamique moyen (D)	127
VIII.3.3 Estimation de la période fondamentale de la structure T :	128
VIII.3.4 Coefficient de comportement global de la structure (R)	129
VIII.3.5 Facteur de qualité (Q) :	129
VIII.3.6 Calcul de poids de la structure (W) :	129
VIII.4. Calcul des charges permanente WGi.....	130
VIII.5 Calcul des charges permanente WQi:	131
VIII.5.1 Détermination de la force sismique totale	131
VIII.5.2 Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur	131
VIII.5.3 Les sollicitations dues au vent plus défavorable	132
VIII.6 Conclusion.....	132

CHAPITRE IX : Etude des assemblages

IX.1 Introduction.....	133
IX.2 Assemblage de rive:.....	133
IX.2.1 Calcul de la hauteur de la partie comprimée	134
IX.2.2 Calcul du moment résistant	136
IX.2.3 L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons	136
IX.2.4 Le moment résistant effectif de l'assemblage	136
IX.2.5 Vérification de la résistance de l'assemblage	136
IX.2.6 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant.....	136
IX.2.7 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone tondue.....	137
IX.2.8 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée.....	138
IX.2.9 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée	139
IX.2.10 Vérification de la résistance de l'âme raidie du poteau	140
IX.3 Assemblage de faîtage	140
IX.3.1 Moment résistant effectif de l'assemblage	141
IX.3.3 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant	141
IX.4 conclusion	141

CHAPITRE X : Etude de l'infrastructure

X.1. Calcul des bases des poteaux :	142
X.1.1 Résistance du béton à la compression	144
X.1.2 Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement	144
X.1.2.1 Détermination de la valeur de la largeur d'appuis additionnelle	144
X.1.2.2 Calcul de la section efficace A_{eff}	144
X.1.2.3 Calcul de la résistance à l'effort axial N_{sd}	145
X.1.3 Vérification de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant	145
X.1.3.1 Calcul du moment de flexion M_{sd}	146
X.1.4 Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de plaque d'assise	146
X.1.5 Tiges d'ancrages	146
X.1.5.1 résistance des tiges d'ancrage au cisaillement	146
X.1.5.2 Résistance des tiges d'ancrage à l'effort de soulèvement	148
X.1.5.3 Résistance des tiges d'ancrage	148
X.1.5.4 Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence	148
X.1.5.4 Calcul de la résistance d'ancrage en traction $F_{anc.Rd}$	150
X.2 Les fondations	150

X.2.1 Généralité	150
X.2.2 Les type des fondations	150
X.2.3 Choix des fondations	150
X.2.4 Etude des semelles	151
X.2.4.1 Charges à prendre en considération	151
X.2.4.2 Dimensionnement de la semelle	151
X 2.4.3 Détermination de d et h	152
X.2.4.4 Calcul du ferrailage	153
X.3 Calcul des longrines	153
X.3.1 Dimensionnement des longrines	154
X.3.2 Calcul du ferrailage	154
X.3.3 Vérification de condition de non fragilité	155
X.3.4 Calcul d'armatures transversales	155
X.3.5 Calcul d'espacement des cadres	155
X.4 Conclusion	155
Conclusion générale	
Conclusion générale	156

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Paramètres de la catégorie de terrain III.	10
Tableau II-2: Valeurs de C_r	12
Tableau II-3: $C_{pe,10}$ correspondant à chaque zone de parois verticales	14
Tableau II. 4: Valeur de C_{pe} pour la toiture.	16
Tableau II-5: Valeur de C_{pe} pour la toiture sens V1.....	17
Tableau II-6: les valeurs de ph pour V1	18
Tableau II-7: les Valeurs de ph pour V1.....	19
Tableau II-8: les Valeurs de ph pour V3.....	19
Tableau II-9: les Valeurs de ph pour V3.....	19
Tableau II-10: $C_{pe,10}$ correspondant à chaque zone de parois verticales sens V2.....	21
Tableau II-11: Valeur de C_{pe} pour la toiture sens V2 et V4	22
Tableau II-12: les Valeurs de ph pour V2 et V4	22
Tableau II-13: récapitulation des valeurs de la pression maximale	23
Tableau II.15: Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V2 27	
Tableau III.1: Caractéristiques géométriques de l'IPE 120.....	34
Tableau III.5: Caractéristiques géométriques de l'IPE 180.....	57
Tableau IV.1: Coefficients minorateurs β_1 et β_2	67
Tableau V.1 : Evaluation des charges permanentes.	77
Tableau VII.1 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et la toiture. 98	
Tableau VII.2 : Réactions d'appuis et moments sous une charge unitaire.	103
Tableau VII.3 : Réactions d'appuis et moments sous les charges actuelles.	103
Tableau VII.4 : Combinaisons à l'ELU pour les réactions d'appuis et les moments.	103
Tableau VII.5 : Efforts en pieds des poteaux à l'ELU.	105
Tableau VII.6 : Efforts en pieds des poteaux avec Prise en compte des défauts d'aplomb. . 105	
Tableau VII.7 : Efforts équivalent en tête des poteaux.	105
Tableau VII.8 : Combinaisons à l'ELU pour les réactions d'appuis et les moments	107
Tableau VII.9 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 360.....	111
Tableau VIII.2 : Charges permanentes W_{Gi} de toute la structure.	130
Tableau X.1 tableaux de l'effort normal.	151

Liste des notations

Majuscules latines

- A : Section brute d'une pièce.
- Anet : Section nette d'une pièce.
- AW : Section de l'âme.
- AV: Aire de cisaillement.
- Ct : Coefficient de topographie.
- Cr : Coefficient de rugosité.
- CP,net: Coefficient de pression nette.
- Ce : Coefficient d'exposition.
- Cd : Coefficient dynamique.
- E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E=2,1 \cdot 10^5 \text{MPa}$).
- F : Force en générale.
- G : Charge permanente.
- I : Moment d'inertie.
- Iv : Intensité de turbulence.
- ko: Coefficient de flambement.
- Kt:Facteur de terrain.
- L : Longueur.
- M : Moment de flexion.
- Msd: Moment fléchissant sollicitant.
- Mrd: Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
- Mpl: Moment plastique.
- Mb,Rd : Moment de la résistance au déversement.
- Npl,Rd : Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.
- Nb,rd :Effort normal d'un élément comprimé au flambement.
- N sd Effort normal sollicitant.
- Nt,Sd :Effort normale de traction.
- Nc,Sd: Effort normal de compression.
- Nc,Rd : Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.
- Q : Charge d'exploitation.
- P : poids de la structure.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- S: La charge de la neige.
- Sk: La charge de neige sur sol
- VSd: Valeur de calcul de l'effort tranchant.
- Vref: Vitesse de référence du vent.
- Wpl: Module de résistance plastique.
- W : Poids de la structure.

Minuscules latines

- f : La flèche.
- F_y : Limite d'élasticité.
- h : Hauteur d'une pièce.
- L : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).
- L_f : Longueur de flambement.
- Q_{ref} : Pression dynamique moyenne de référence.
- Q_p : Pression dynamique de pointe.
- t : Épaisseur d'une pièce.
- t_f : Épaisseur d'une semelle de poutre.
- t_w : Épaisseur de l'âme de poutre.
- Z : Hauteur au-dessus du sol.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{ep} : Hauteur équivalente.

Minuscules grecques

- χ : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.
- β_w : Facteur de corrélation.
- γ_M : Coefficient de sécurité.
- λ : Élancement.
- λ_{LT} : Élancement de déversement.
- α : Facteur d'imperfection.
- \varnothing_{LT} : Rotation de déversement.
- τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.
- σ_a : Contrainte de l'acier.
- σ_b : Contrainte du béton.
- ξ : Pourcentage d'amortissement critique.
- η : Facteur de correction d'amortissement.
- μ : coefficient de forme de la charge de neige.

Liste des figures

Figure I-1: Composition du plancher mixte.....	4
Figure I-2: Diagramme effort /déformation de l'acier.....	5
Figure II-1: Valeurs de Cd pour les structures métalliques RNV99.....	11
Figure II.2: La répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur h.....	13
Figure II-3: Vue en élévation des zones de pression V1	14
Figure II-4: Vue en élévation des zones de pression V1	14
Figure II-5: Cpe,10 correspondant à chaque zone de parois verticales sens V1	15
Figure II.6: Répartition des zones de pression sur la toiture sens V1.....	15
Figure II.7 : Les directions principales du vent.....	17
Figure II.8 : répartition de ph sur façade principale.....	19
Figure II.10: Vue en plan des zones pressions sens V2	20
Figure II-11: Vue en élévation des zones de pressions sens V2.....	20
Figure II-12: Cpe,10 correspondant à chaque zone de parois verticales V2 et V4.....	21
Figure II.13: Répartition des zones de pression sur la toiture	21
Figure II-14: force résultante R.	25
Figure II.15 : Représentation des surfaces vent V1.	26
Figure II. 16: Représentation des surfaces sens du vent V2.	27
Figure II.17: Charge de la neige.....	28
Figure II.18 : Force exercée sur l'acrotère.....	29
Figure III.1: Disposition de la panne.....	31
Figure III.2 : La pente de calcul	31
Figure III.3: Schéma statique des surcharges d'entretien P sur les pannes.....	32
Figure III.4 : Surcharges du vent sur la panne.	32
Figure III.5 : Surcharges de neige sur la panne.	33
Figure III.6 : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement	34
Figure III.7 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement	35
Figure III.8: Diversement de la panne.	36
Figure III.9 : vérification de la flèche.....	38
Figure III.10 : Déposition des liernes	40
Figure III.11 : Chargement des liernes.....	40
Figure III.12 : Efforts dans les liernes.....	41
Figure III.13 : Disposition de l'échantignole.	42

<i>Figure III.14: Disposition des lisses de bardages.....</i>	<i>44</i>
<i>Figure III.15 : Disposition des lisses et les liernes sur le long-pan.....</i>	<i>45</i>
<i>Figure III.16 : La répartition des charges sur les lisses de long pan.</i>	<i>46</i>
<i>Figure III.17 : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.</i>	<i>48</i>
<i>Figure III.18 : Efforts dans les liernes de long-pan.....</i>	<i>50</i>
<i>Figure III.19 : Disposition des lisses et des liernes sur le pignon.</i>	<i>51</i>
<i>Figure III.21 : efforts dans les liernes de pignon.....</i>	<i>54</i>
<i>Figure III.22 : surface reprise par le potelet le plus défavorable.....</i>	<i>56</i>
<i>Figure III.23 : Représentation des charges et surcharges sur le potelet.</i>	<i>57</i>
<i>Figure III.24 surcharges climatique V.....</i>	<i>57</i>
<i>Figure IV.1 : Dispositions des contreventements.....</i>	<i>63</i>
<i>Figure IV.2 : Effort du vent sur les pignons.....</i>	<i>64</i>
<i>Figure IV.3 : Schéma statique de la poutre au vent.....</i>	<i>64</i>
<i>Figure IV.4 : Schéma statique de la poutre au vent (effet de traction).....</i>	<i>66</i>
<i>Figure IV.5 : L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité.</i>	<i>66</i>
<i>Figure IV.6 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.</i>	<i>74</i>
<i>Figure VI: éléments constructifs de plancher.....</i>	<i>76</i>
<i>Figure V2. Disposition des poutrelles.....</i>	<i>77</i>
<i>Figure V3 : Largeur de la dalle effective.....</i>	<i>81</i>
<i>Figure V4: position de l'axe neutre plastique qui passe par la dalle.</i>	<i>82</i>
<i>Figure V5 : Caractéristique de connecteur.....</i>	<i>84</i>
<i>Figure VI.1: Vue de l'escalier.....</i>	<i>88</i>
<i>Figure VI. 2: Schéma statique d'escaliers</i>	<i>90</i>
<i>Figure VI-3: Les constituants de marche.....</i>	<i>90</i>
<i>Figure VI.4 : Schémas statique de la cornière.....</i>	<i>91</i>
<i>Figure VI.5 Dimensionnement de limon.....</i>	<i>93</i>
<i>Figure. VII.1 : Eléments constituent le portique.</i>	<i>96</i>
<i>Figure VII.2 : Vue du portique en 3D.....</i>	<i>97</i>
<i>Figure VII.3 : La répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en kN/ml ..</i>	<i>99</i>
<i>Figure VII.4 : Efforts internes.....</i>	<i>100</i>
<i>Figure VII.5 : Représentation des efforts internes, charges verticales vers le bas.....</i>	<i>100</i>
<i>Figure VII.6 : Représentation des efforts internes, charges verticales vers le haut.</i>	<i>101</i>
<i>Figure VII.7 : Représentation des efforts internes, cas de vent horizontal.....</i>	<i>102</i>
<i>Figure VII.8 : Imperfection géométrique.</i>	<i>104</i>

<i>Figure VII.9 : Effort horizontal en tête du poteau.</i>	106
<i>Figure VII.10 : Moments sous la combinaison 1.35G + 1.5N.</i>	109
<i>Figure VII.11 : Moments sous la charge équivalente totale.</i>	109
<i>Figure VII.12 : Efforts appliqués sur chaque extrémité d'une traverse à l'ELU.</i>	111
<i>Figure VII.13 : Efforts appliqués sur chaque extrémité d'une traverse à l'ELU</i>	112
<i>Figure VII.14 : Effort tranchant dans le plan de l'âme et la section cisailée.</i>	113
<i>Figure VII.15 : Calcul du moment au point quelconque P.</i>	117
<i>Figure VII.16 : Sollicitations sur la traverse, cas de charges ascendantes.</i>	119
<i>Figure VII.17: Moments en tête et en pied du poteau.</i>	123
<i>Figure VII.18 : Moments aux extrémités du tronçon le plus chargé.</i>	125
<i>Figure IX.1 : Assemblage poteau-travers.</i>	133
<i>Figure IX.2 : Détails d'assemblage.</i>	134
<i>Figure IX.3 : Détails d'assemblage.</i>	135
<i>Figure IX.4 : Résistance âme du poteau dans la zone tondue.</i>	137
<i>Figure IX.5 : Résistance âme du poteau dans la zone comprimée.</i>	138
<i>Figure IX.6 : Résistance âme du poteau dans la zone cisailée.</i>	139
<i>Figure IX.7 : Assemblage traverse-travers</i>	140
<i>Figure IX.8 : Détails sur l'assemblage.</i>	141
<i>Figure X.1 : Base de poteau.</i>	142
<i>Figure X.2 Pieds de poteau articulés</i>	143
<i>Figure X.3 : Pieds de poteau encastrés.</i>	143
<i>Figure X.4 : Détails sur l'assemblage.</i>	143
<i>Figure X.5 : Dimensions de la plaque d'assise.</i>	145
<i>Figure X.6 : tiges d'ancrage</i>	146
<i>Figure X.7 : assemblage de la platine.</i>	149
<i>Figure X.8 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.</i>	151
<i>Figure X.9 : ferrailage des longrines.</i>	155

I.1 Introduction

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un hangar, de forme rectangulaire à deux versants et un plancher mixte acier-béton.

I.2 Description du projet

Le projet est implanté à la wilaya de Tizi-Ouzou qui est classée selon le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité (IIa).

I.3.1

I.3 Caractéristiques

➤ Géométries de l'ouvrage

Longueur totale = 27.35m

Largeur totale = 21.30 m

Hauteur totale = 6.1m

Hauteur des poteaux = 4.55m

Longueur de planchez = 21.3 m

Largeur de planchez = 6.6 m

❖ Étude de sol

L'étude est faite sur le sol d'implantation du hangar a aboutie aux résultats suivants :

1. La contrainte admissible du sol tirée de la portance : $\sigma_{adm} = 2 \text{ bar}$
2. La description des couches du sol nous montre que le terrain est d'agressivité chimique nulle (absence de sulfates).

I.3.1 Ossature et stabilité de la

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

I.3.1.1 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.

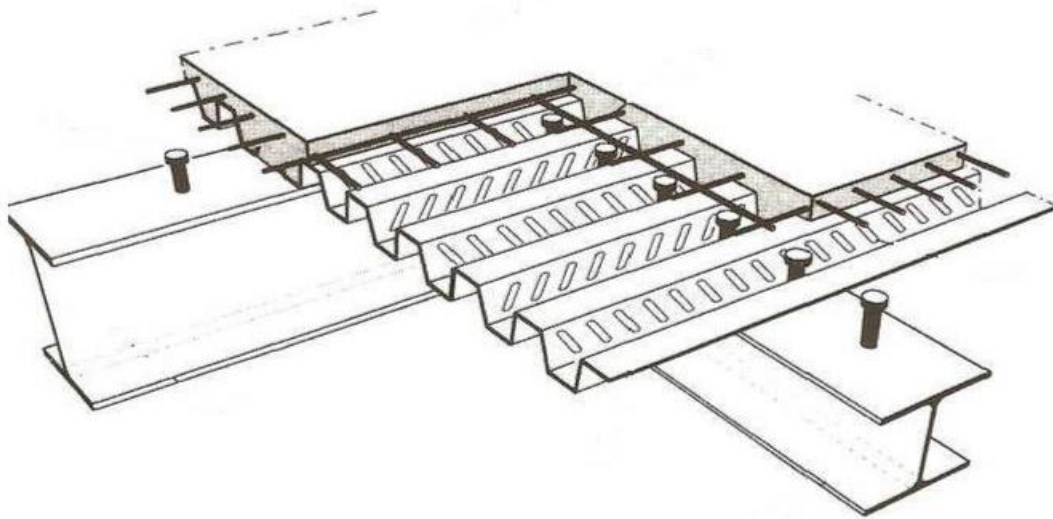


Figure I-1: Composition du plancher mixte.

I.3.1.2 Toiture

La toiture est en charpente métallique à deux 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.3.1.3 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.3.1.4 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.3.2 Matériaux utilisés

I.3.2.1 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%). 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,...etc..).

❖ Propriété de l'acier :

❖ Résistance

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par exemple (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 doit être supérieur ou égal à 15%.

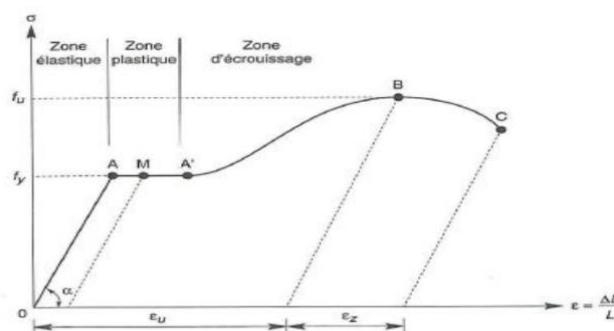


Figure I-3: Diagramme de déformation de l'acier.

❖ 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.3.2.2 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 450daN/cm² mais 10 fois moindre en traction ou en cisaillement.

❖ 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 : $25\text{KN}/\text{m}^3$
- ✓ Coefficient de retrait : $\varepsilon = 4.10^{-6}$

I.4 Utilisée

- ✓ R.N.V.1999 : l'étude climatique se fera selon le règlement neige et vent Algérien 99.
- ✓ 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

Les I.4.1 limites

Une 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

1. La perte d'équilibre de la structure ou de l'une de ses parties
2. 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 :

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

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 Accidentals :**

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

II. Introduction

Ce chapitre a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au Règlement Algérien Neige et Vent (RNV99).

II.1 Action du vent :

Tout ouvrage doit résister à différentes actions horizontales et verticales. Parmi les actions horizontales on peut citer le vent.

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera mené conformément au Règlement RNV 99. Les procédures et les principes généraux permettant la détermination des actions du vent.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

II.1.1 Direction du vent :

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

Mon projet est un hangar à deux versants de forme rectangulaire et symétrique.

Il a les caractéristiques géométriques suivantes :

❖ Les caractéristiques géométriques du hangar :

- La longueur $l=27.35$ m.
- La largeur $b= 21.30$ m
- La hauteur des parois vertical $h= 4.55$ m
- La hauteur totale $H= 6.1$ m.
- La hauteur de la toiture $h= 1.55$ m

CHAPITRE II Etude Climatique

– La pente des deux versants est égale à $\alpha=7.97^\circ$ soit 14%.

❖ Les surfaces :

– Surface d'un pignon $(21.3 \times 4.55) + \left(\frac{21.3 \times 1.55}{2}\right) = 113.42 \text{ m}^2$

– Surface d'un long-pan $(27.35 \times 4.55) = 124.44 \text{ m}^2$

– Surface d'un versant de la toiture $(11.37 \times 27.35) = 310.97 \text{ m}^2$

❖ Les ouvertures :

Σ Des surfaces totales des ouvertures :

$$S = 3 \times 0.6 \times 3 + 0.9 \times 0.6 + 1.3 \times 0.6 + 2.2 \times 0.6 \times 3 + 4.6 \times 0.6 + 4.6 \times 2.2 = 23.56 \text{ m}^2$$

❖ Les directions principales du vent :

– (Sens V1) : le vent perpendiculaire au pignon.

– (Sens V3) : le vent perpendiculaire au pignon.

– (Sens V2 et V4) : le vent perpendiculaire au long-pan

II.1.2. Détermination des différents coefficients utilisés dans le calcul :

➤ Coefficient relatif à l'effet de la région :

La structure étudiée dans le cadre de travail est située dans la région de DBK. Cette région correspondant à la zone I, $Q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$.

➤ Coefficient relatif à l'effet de site :

La structure est implantée en zone industrielle, donc d'après les données du tableau 2-4 présenté par le RNVA99 la catégorie de terrain est III.

D'où :

Tableau II.1 : Paramètres de la catégorie de terrain III.

Catégorie de terrain	K_T	$Z_0(\text{m})$	$Z_{min}(\text{m})$
III	0.22	0.3	8

Le facteur de terrain K_T

Le paramètre de rugosité Z_0

La hauteur minimale Z_{min}

➤ Coefficient relatif à l'effet topographique :

Le coefficient de topographies $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tel que ; les collines, les dénivellations isolées ...etc. Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$. (RNVA99).

CHAPITRE II Etude Climatique

➤ Calcul du coefficient dynamique Cd

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

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

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

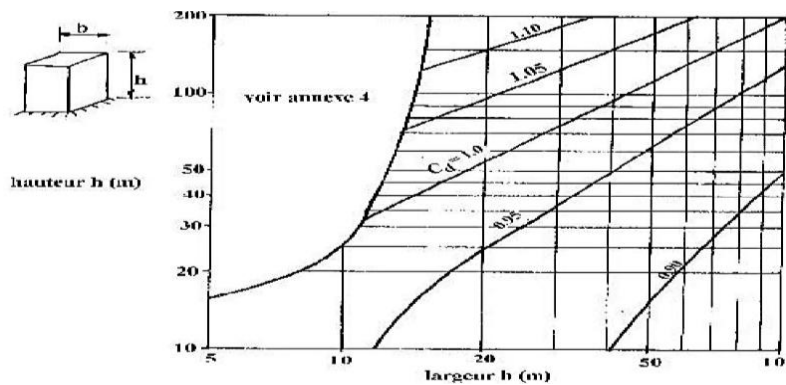


Figure II-1: Valeurs de C_d pour les structures métalliques (RNVA99).

Direction transversale du vent V1 : pour $b=21.30\text{m}$ et $h=6.1\text{m}$; on aura: $C_d=0,95$

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

II.1.3 Détermination de la pression aérodynamique Ph :

Selon (RNVA99), les pressions Ph sont calculées par la formule suivante :

$$Ph = C_d \times qh \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

qh : Pression dynamique du vent (N/m^2)

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

II.1.3.1 Calcul de la pression dynamique qh :

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 horizontaux, selon la procédure du RNVA99 ; qui stipule que : les constructions dont la hauteur totale est inférieure ou égale à 10m doivent être considérées

CHAPITRE II Etude Climatique

comme un seul élément. La pression dynamique qui s'exerce sur un élément de surface est donnée par la formule suivante : $q_h = q_{ref} \times C_e$

Avec :

$$C_e : \text{le coefficient d'exposition au vent} = C_t^2 \times C_r^2 \times [1 + 7K_t \times C_r \times C_t(z)]$$

a) Coefficient de rugosité C_r

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

$$C_r = K_t \ln(Z/Z_0) \text{ Si } Z_{min} \geq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r = K_t \ln(Z_{min}/Z_0) \text{ Si } Z < Z_{min}$$

. Tableau II-2: Valeurs de C_r

Niveau	$Z_{min}(m)$	$Z(m)$	Les formules	C_r
Parois verticale	8	4.55	$Z < Z_{min}$	0.722
Toiture	8	6.1	$Z < Z_{min}$	0.722

b) Calcul de coefficient d'exposition (C_e)

Le coefficient C_e 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 $C_d < 1.2$

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

$$C_{ex} = 1^2 \times 0.722^2 \times [1 + 7 \times 0.22/0.722] = 1.633$$

➤ Valeurs de la pression dynamique q_h :

La valeur de ce paramètre peut être obtenue par la relation suivante:

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

$$q_h = 375 \times 1.633 = 612.37 \text{ N/m}^2$$

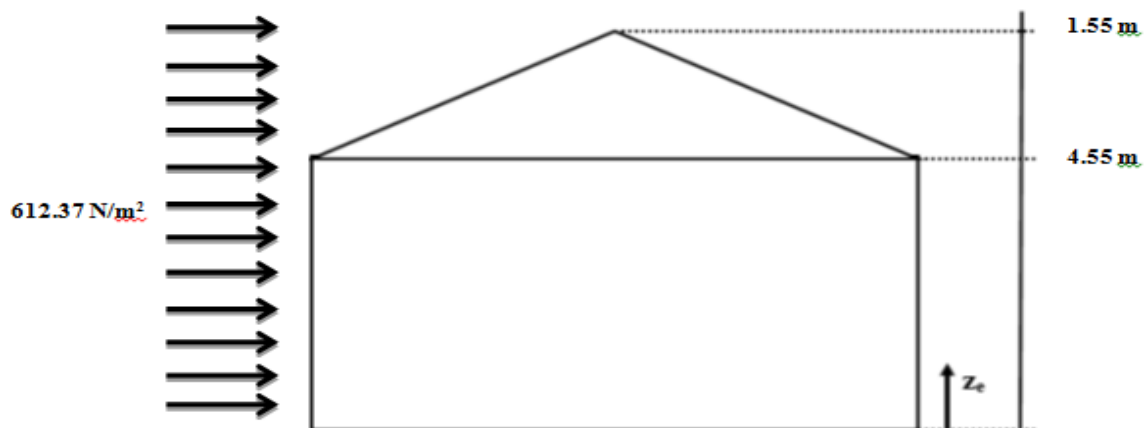


Figure II.2: La répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur h

CHAPITRE II Etude Climatique

II.1.3.2 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m^2 et 10 m^2 auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$.

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

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

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log(S) \quad \text{si } : 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

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

Où : S (en m^2) désigne la surface chargée de la paroi considérée. (Selon RNVA99).

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

On se réfère au (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 : $b=21.3\text{m}$, $d=27.35\text{m}$, $h=6.10\text{m}$.

$$e = \min [b, 2 \cdot h] = \min [21.3 ; 2 \cdot 6.1] \text{ donc } e=12.20\text{m}$$

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

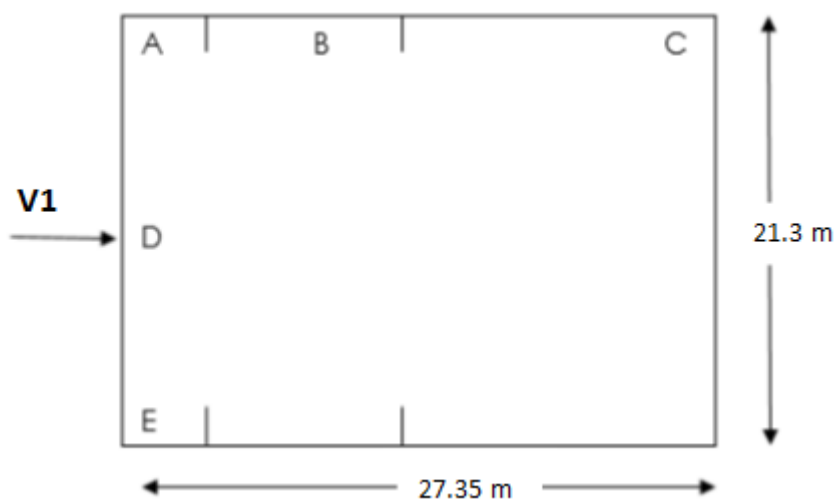


Figure II-3: Vue en

élévation des zones de pression V1

CHAPITRE II Etude Climatique

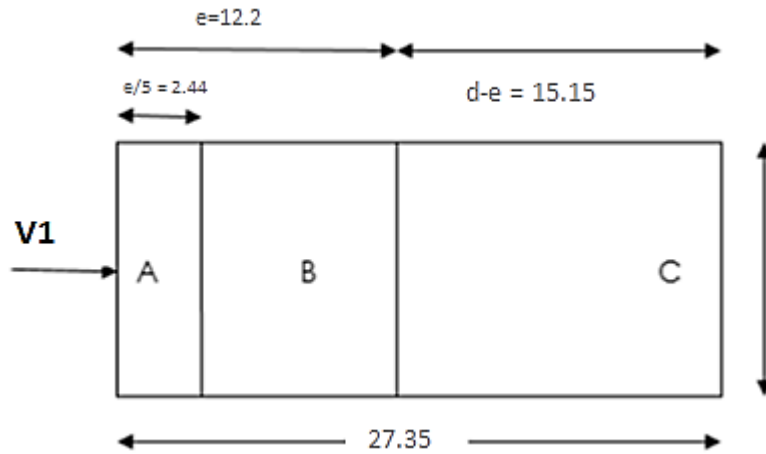


Figure II-4: Vue en élévation des zones de pression V1

Pour le calcul de C_{pe} , on se réfère au paragraphe (RNVA99) :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \text{ si } S \leq 10 \text{ m}^2$$

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

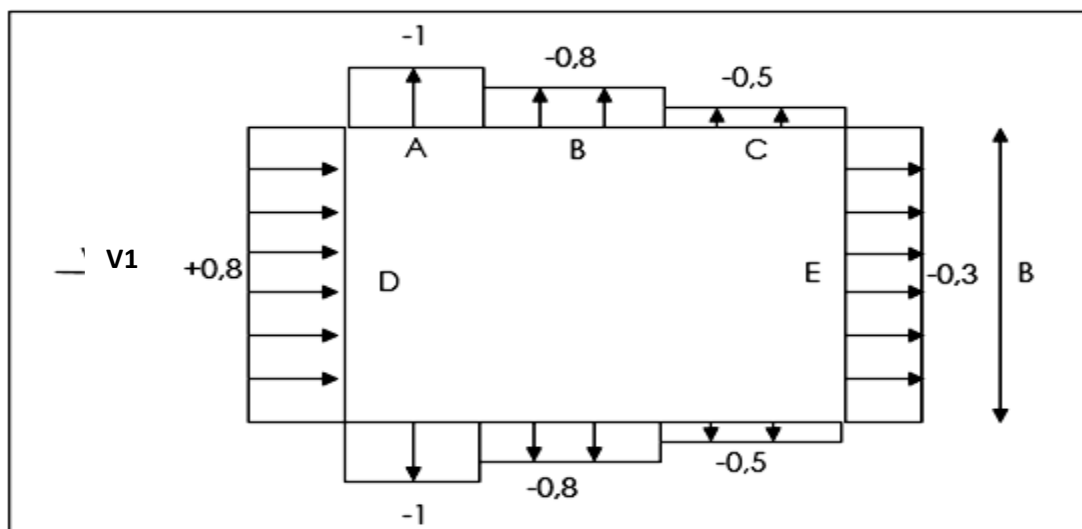
$$C_{pe} = C_{pe,10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

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

Tableau II-3: $C_{pe,10}$ correspondant à chaque zone de parois verticales

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-5: $C_{pe,10}$ correspondant à chaque zone de parois verticales sens V1

CHAPITRE II Etude Climatique

b) Toiture :

Dans notre cas la toiture est à deux versants avec une pente de 14% ce qui nous donne un angle $\alpha=7.97^\circ$. Selon RNVA 99 les différentes zones de pression F,G,H et I sont représentées sur la figure suivante :

$b = 21.3\text{m}$; $d = 27.35\text{m}$; $h = 6.1\text{m}$; $e = \min [b ; 2h] = 12.2\text{m}$; $e/4 = 3.05\text{m}$; $e/2 = 6.1\text{m}$; $e/10 = 1.22\text{m}$

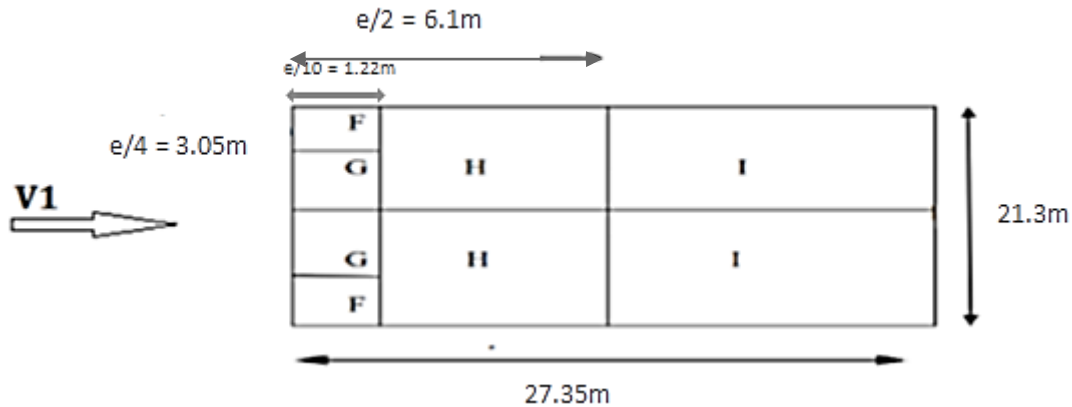


Figure II.6: Répartition des zones de pression sur la toiture sens V_1 .

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

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

Tableau II. 4: Valeur de C_{pe} pour la toiture.

Pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,5	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

CHAPITRE II Etude Climatique

Zone F : $S = 3.72\text{m}^2 < 10\text{ m}^2$

$$Cpe_{10} = -1.6 + ((-1.3 - -1.6) / ((15 - 5) \times (7.97 - 5))) = -1.511$$

$$Cpe_1 = -2.2 + ((-2 - -2.2) / ((15 - 5) \times (7.97 - 5))) = -2.141$$

Donc : $Cpe = Cpe_1 + (Cpe_{10} - Cpe_1) \times \log(S)$

$$Cpe = -2.141 + (-1.511 - -2.141) \times \log 3.72 = -1.781 \quad \uparrow$$

Zone G : $S = 9.37\text{m}^2 < 10\text{ m}^2$

$$Cpe_{10} = -1.8 + ((-1.9 - -1.8) / ((15 - 5) \times (7.97 - 5))) = -1.83$$

$$Cpe_1 = -2.0 + ((-2.5 - -2) / ((15 - 5) \times (7.97 - 5))) = -2.148$$

$$Cpe = -2.148 + (-1.83 - -2.148) \times \log 9.37 = -1.84 \quad \uparrow$$

Zone H : $S = 51.97\text{m}^2 > 10\text{ m}^2$

$$Cpe_{10} = Cpe = -0.6 + ((-0.8 - -0.6) / ((15 - 5) \times (7.97 - 5))) = -0.659 \quad \uparrow$$

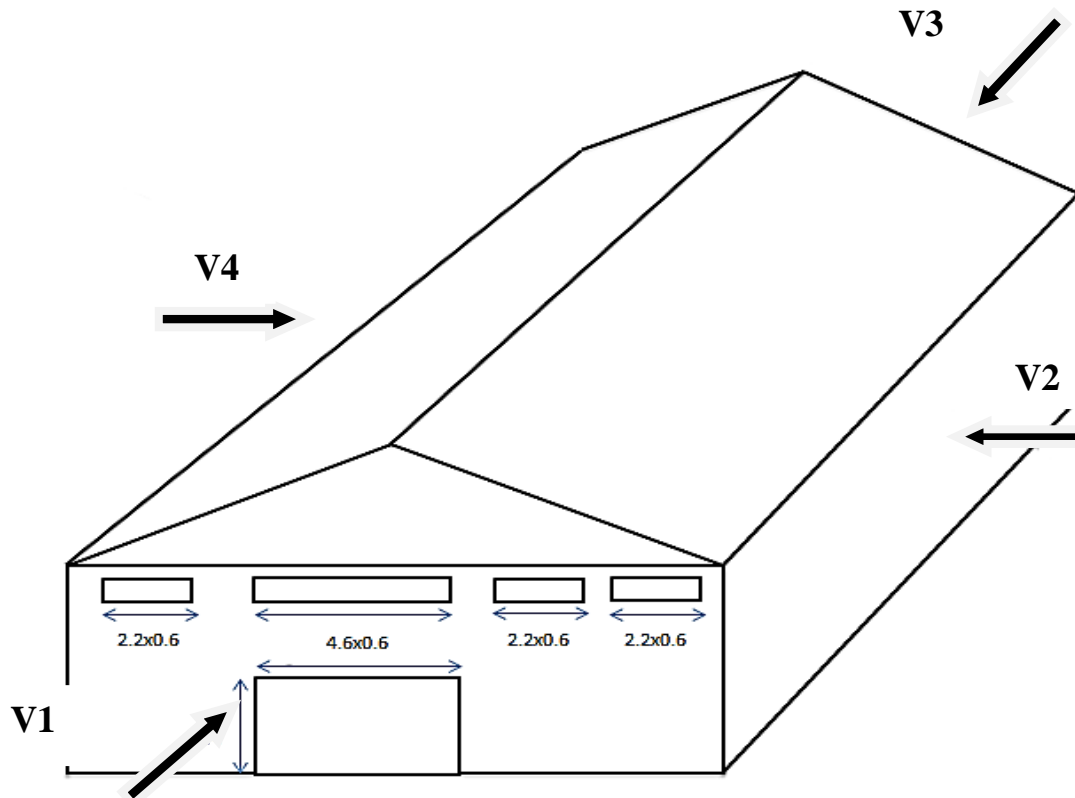
$$\text{Zone I : } S = 258.1\text{m}^2 > 10\text{ m}^2 \quad Cpe_{10} = Cpe = -0.5 + ((-0.8 - -0.5) / ((15 - 5) \times (7.97 - 5))) = -0.589$$

Tableau II-5: Valeur de Cpe pour la toiture sens V1

F	G	H	I
-1.781	-1.84	-0.659	-0.589

- **Coefficient de pression intérieure Cpi** : Pour chaque cas on détermine l'indice de perméabilité comme suite :

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



Figure

II.7: Les directions principales du vent.

➤ **V4 et V2**

0

$$\mu_p = \frac{0}{3 \times 0.6 \times 3 + 0.9 \times 0.6 + 1.3 \times 0.6 + 2.2 \times 0.6 \times 3 + 4.6 \times 0.6 + 4.6 \times 2.2} = 0$$

$\mu_p = 0$

Donc d'après (RNVA 99), on tire : $C_i = +0.8$

➤ **V3**

$$\mu_p = \frac{3 \times 0.6 \times 3 + 0.9 \times 0.6 + 1.3 \times 0.6}{3 \times 0.6 \times 3 + 0.9 \times 0.6 + 1.3 \times 0.6 + 2.2 \times 0.6 \times 3 + 4.6 \times 0.6 + 4.6 \times 2.2} = \frac{0.7}{2.5} = 0.285$$

$\mu_p = 0.285$

Donc d'après (RNVA 99) on tire

$$C_i = 0.8 - 1.625 (0.285 - 0.1) = 0.499 = 0.5$$

➤ V_1

$$\mu_p = \frac{16.84}{23.56} = 0.715$$

$$C_i = 0.8 - 1.625 (0.715 - 0.1) = -0.199 = -0.2$$

II.1.3.3 Calcul et schématisation de différentes pressions :

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

$$p_h = C_d \times q_h \times (C_e - C_i) \text{ [N / m}^2 \text{]}$$

On obtient les valeurs des pressions p_h données dans les tableaux suivants :

Tableaux II-6: les valeurs de p_h pour V_1

ZONE	C_d	q_h (N/m ²)	C_e	C_{i_1}	C_{i_2}	Ph_1 (N/m ²)	Ph_2 (N/m ²)
A	0.95	612.37	-1	-0.2	+0.8	-465.4	-1047.15
B	0.95	612.37	-0.8	-0.2	+0.8	-349.05	-930.8
C	0.95	612.37	-0.5	-0.2	+0.8	-174.525	-756.275
D	0.95	612.37	0.8	-0.2	+0.8	581.75	0
E	0.95	612.37	-0.3	-0.2	+0.8	-58.175	-639.925

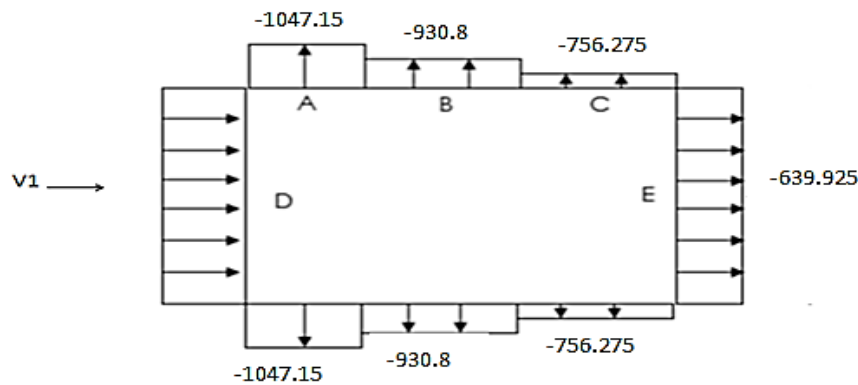


Figure II.8 : répartition de p_h sur façade principale

Tableau II-7: les Valeurs de p_h pour V_1

Zone	C_d	q_h (N/m ²)	C_{pe}	C_{i_1}	C_{i_2}	Ph_1 (N/m ²)	Ph_2 (N/m ²)
F	0.95	612.37	-1.781	-0.2	+0.8	-919.747	-1501.5
G	0.95	612.37	-1.84	-0.2	+0.8	-954.07	-1535.82
H	0.95	612.37	-0.659	-0.2	+0.8	-267.023	-848.77
I	0.95	612.37	-0.589	-0.2	+0.8	-226.30	-808.051

➤ V₃

Tableau II-8: les Valeurs de ph pour V3

ZONE	Cd	qh(N/m ²)	Cpe	Cpi ₁	Ci ₂	Ph ₁ (N/m ²)	Ph ₂ (N/m ²)
A	0.95	612.37	-1	0.5	+0.8	-872.625	-1047.15
B	0.95	612.37	-0.8	0.5	+0.8	-756.275	-930.8
C	0.95	612.37	-0.5	0.5	+0.8	-581.75	-756.275
D	0.95	612.37	0.8	0.5	+0.8	174.525	0
E	0.95	612.37	-0.3	0.5	+0.8	-465.4	-639.92

Tableau II-9: les Valeurs de ph pour V3

ZONE	Cd	qh(N/m ²)	Ce	Ci ₁	Ci ₂	Ph ₁ (N/m ²)	Ph ₂ (N/m ²)
F	0.95	612.37	-1.781	0.5	+0.8	-1326.97	-1501.496
G	0.95	612.37	-1.84	0.5	+0.8	-1361.29	-1535.82
H	0.95	612.37	-0.659	0.5	+0.8	-674.20	-848.77
I	0.95	612.37	-0.589	0.5	+0.8	-633.52	-808.05

II.1.4 Vent perpendiculaire au long pan (sens V2 et V4) :

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

II.1.4.1 Coefficient de pression extérieure Cpe

a) Parois verticales :

Pour cette direction du vent on a : b=27.37 m, d= 21.3 m, h= 6.1 m

$$e = \min [b ; 2 \cdot h] = \min [27.37 ; 2 \cdot 6.1] = 12.2 \text{ m.}$$

$$Cd = 0.95$$

$$d = 21.3 \text{ m} > e = 12.2 \text{ m}$$

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

CHAPITRE II Etude Climatique

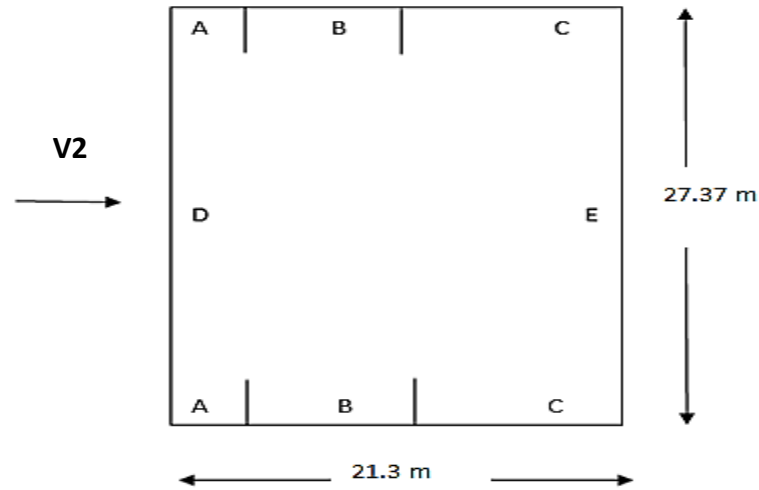


Figure II.9: Vue en plan des zones pressions sens V2

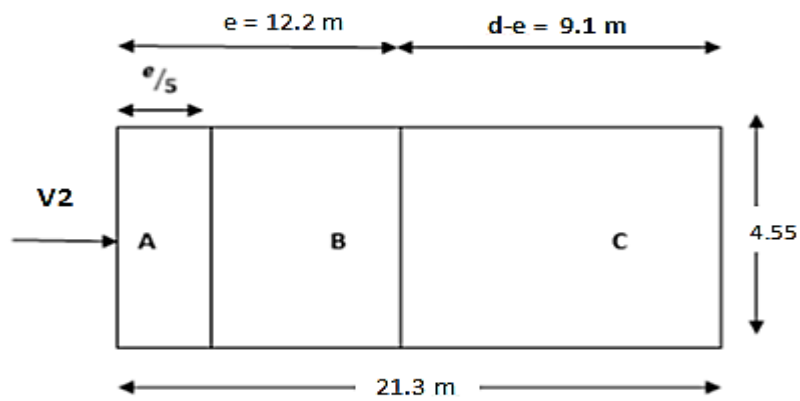


Figure II-10: Vue en élévation des zones de pressions sens V2

Pour cette direction toutes les surfaces sont supérieures à 10m^2 , donc $C_{pe}=C_{pe,10}$.

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

A	B	C	D	E
C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

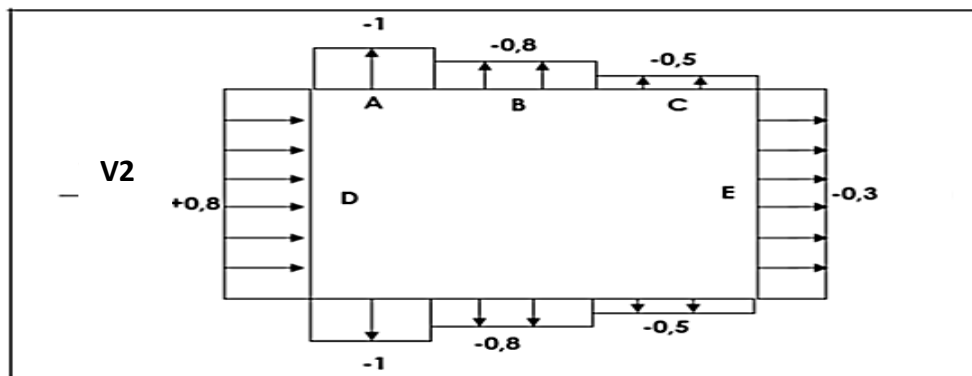


Figure II-11: $C_{pe,10}$ correspondant à chaque zone de parois verticales V2 et V4

b) Toiture

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 RNVA99 pour $\theta=0^\circ$.

On a : $b = 27.37 \text{ m}$; $d = 21.3 \text{ m}$; $h = 6.1 \text{ m}$; $e = \min [b ; 2h] = 12.2 \text{ m}$; $e / 4 = 3.05 \text{ m}$;

$e / 10 = 1.22 \text{ m}$

Les différentes zones de pression sont représentées sur la figure suivante :

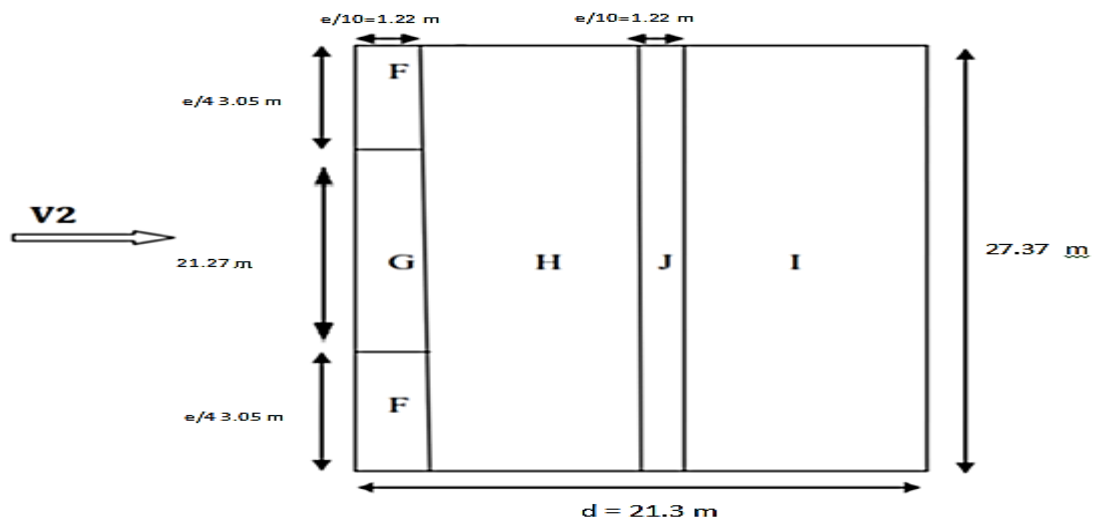


Figure II.12: Répartition des zones de pression sur la toiture

$$F(x) = f(x_0) + (f(x_1) - f(x_0)) \times (x - x_0) / (x_1 - x_0)$$

Zone F: $S = 3.72 < 10 \text{ m}^2$

$$C_{pe_{10}} = -1.7 + (-0.9 - -1.7) / (15 - 5) \times (7.97 - 5) = -1.46$$

$$C_{pe_1} = -2.2 + (-2 - -2.2) / (15 - 5) \times (7.97 - 5) = -2.14$$

Donc : $C_{pe} = C_{pe_1} + (C_{pe_{10}} - C_{pe_1}) \times \log(S)$

$$C_{pe} = -2.14 + (-1.46 - -2.14) \times \log 3.72 = -1.75$$

Zone G : $S = 25.95 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

$$C_{pe_{10}} = -1.8 + (-1.9 - -1.8) / (15 - 5) \times (7.97 - 5) = -1.83$$

Zone H : $S = 258.099 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

$$C_{pe_{10}} = C_{pe} = -0.6 + (-0.8 - -0.6) / (15 - 5) \times (7.97 - 5) = -0.66$$

$$C_{pe_{10}} = -0.66$$

CHAPITRE II Etude Climatique

Zone J : $S = 33.39\text{m}^2 > 10 \text{ m}^2$

$$C_{pe10} = C_{pe} = -0.3 + (-1 - -0.3) / (15 - 5) \times (7.97 - 5) = -0.51$$

Zone I : $S = 258.099\text{m}^2 > 10 \text{ m}^2$

$$C_{pe10} = C_{pe} = -0.3 + (-0.4 - -0.3) / (15 - 5) \times (7.97 - 5) = -0.33$$

Tableau II-11: Valeur de C_{pe} pour la toiture sens V2 et V4

Zone	F	G	H	I	J
C_{pe}	-1.75	-1.83	-0.66	-0.33	-0.51

$$\mu_p = \frac{0}{3 \times 0.6 \times 3 + 0.9 \times 0.6 + 1.3 \times 0.6 + 2.2 \times 0.6 \times 3 + 4.6 \times 0.6 + 4.6 \times 2.2} = 0$$

Donc : $C_{pi} = +0.8$

➤ Calcul des différentes pressions

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

$$p_h = C_d \times q_h \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

Tableau II-12: les Valeurs de p_h pour V2 et V4

ZONE	C_d	q_h (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	p_h (N/m ²)
A	0.95	612.37	-1	+0.8	-1003.06
B	0.95	612.37	-0.8	+0.8	-891.62
C	0.95	612.37	-0.5	+0.8	-724.44
D	0.95	612.37	0.8	+0.8	0
E	0.95	612.37	-0.3	+0.8	-612.99

ZONE	C_d	q_h (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	p_h (N/m ²)
F	0.95	612.37	-1.75	+0.8	-1421.01
G	0.95	612.37	-1.83	+0.8	-1465.59
H	0.95	612.37	-0.66	+0.8	-813.60
I	0.95	612.37	-0.33	+0.8	-629.70
J	0.95	612.37	-0.51	+0.8	-730.01

II.1.4.2 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 **pignon**

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

ZONE	C_d	Q_h	C_{pe}	C_{pi}	p_h (N/m ²)
A	0.95	612.37	-1	+0.8	-1047.15
B	0.95	612.37	-0.8	+0.8	-930.8
C	0.95	612.37	-0.5	+0.8	-756.275
D	0.95	612.37	0.8	-0.5	581.75
E	0.95	612.37	-0.3	+0.8	-639.92
F	0.95	612.37	-1.75	+0.8	-1501.5
G	0.95	612.37	-1.83	+0.8	-1535.82
H	0.95	612.37	-0.644	+0.8	-848.77
I	0.95	612.37	-0.33	+0.8	-808.051
J	0.95	612.37	-0.51	+0.8	-730.01

II.2 Calcul de la force de frottement :

Selon le 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

On a $b=21.30$ m, $d=27.37$ m, $h= 6.1$ m

$$d / b = 27.37 / 21.30 = 1.285 < 3$$

$$d / h = 27.37 / 6.1 = 4.487 > 3$$

L'une des conditions est vérifiée. Il Ya donc lieu de considérer les forces de frottement Selon (RNVA99) la force de frottement F_{frest} données par :

$$F_{fr} = \Sigma (q_h x C_{frx} S_{fr})$$

- S_{fr} (en m²) est l'aire d'élément
- C_{frest} le coefficient de frottement (voir tableau 2.1)

CHAPITRE II Etude Climatique

La force de frottement est applicable aux surfaces totales des parois parallèles au vent dans notre cas les ondulations est perpendiculaire au vent.

Donc $C_{fr} = 0.04$

➤ Pour toiture

$$F_{fr_1} = 612.37 * 0.04 * (10.76 * 27.37 * 2) = 14.43 \text{ KN}$$

Donc $F_{fr_1} = 14.43 \text{ KN}$

➤ Pour Parois verticale

$$F_{fr_2} = 612.37 * 0.04 * (27.37 * 4.55 * 2) = 6.101 \text{ KN}$$

$F_{fr_2} = 6.101 \text{ KN}$

$$F_{fr} = 20.53 \text{ KN}$$

II.2.1 Action d'ensemble

La force résultante se décompose en deux forces :

- ✓ Une force globale horizontale F_w (Traînée) qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture ;
- ✓ Une force de soulèvement F_u (Portance) qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par : $R = \sum (\phi_i \times S_i) + \sum (F_{fr})$

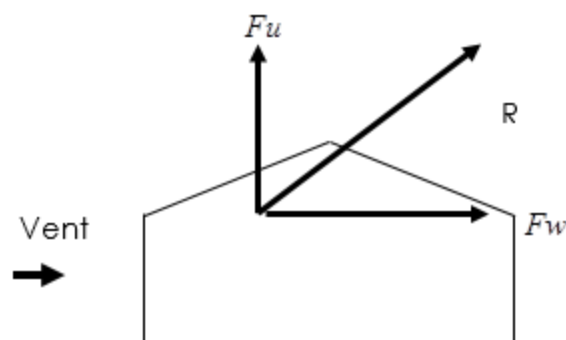


Figure II-13: force résultante R .

Avec :

- ϕ_i : la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j .
- S_i : l'aire de l'élément de surface j .

CHAPITRE II Etude Climatique

- Ffr : la force de frottement éventuelle.

➤ **Direction du vent V1:**

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

(Perpendiculaire au pignon) :

❖ **Toiture :**

Zone F1:SF= 3.72m²

Zone G : SG=9.37m²

Zone H : SH=51.97 m²

Zone I : SI = 226.31m²

❖ **Parois verticales :**

Zone D : SD= 21.30 * 4.55 = 96.915 m²

Zone E : SE=21.30 * 4.55 = 96.915 m²

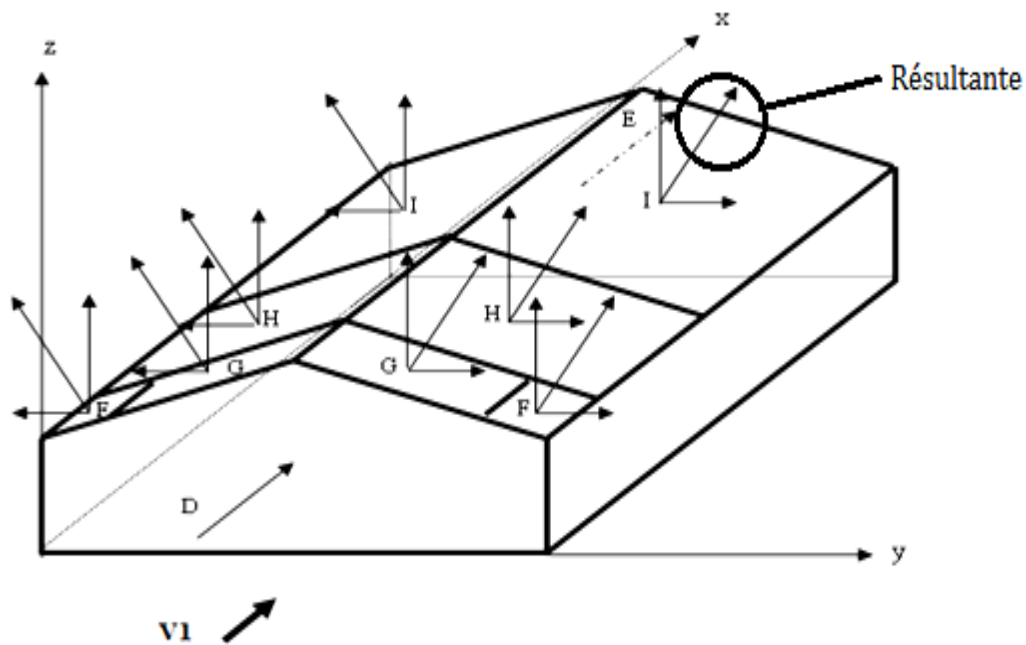


Figure II.14 : Représentation des surfaces vent V1.

Tableau II-14: Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V1

Zone	Niveau	Composantes horizontales (KN)	Composantes verticales (KN)
D	Parois Verticale	$581.75 * 96.915 * 10^{-3} = 56.38$ $581.75 * 16.51 * 10^{-3} = 9.60$ →	0
E	Parois Verticale	$639.92 * 96.915 * 10^{-3} = 61.366$ ← $639.92 * 16.51 * 10^{-3} = 10.45$ ←	0
F	Toiture	0	$1535.82 * 3.72 * 10^{-3} * \cos 7.97 = 5.48$ ↑
G	Toiture	0	$848.77 * 9.37 * 10^{-3} * \cos 7.97 = 7.953$ ↑
H	Toiture	0	$808.051 * 51.97 * 10^{-3} * \cos 7.97 = 43.32$ ↑
I	Toiture	0	$730.01 * 226.31 * 10^{-3} * \cos 7.97 = 179.2$ ↑
	F _{fr}	20.112 →	0
	TOTAL	33.169 →	242.1 ↑

❖ Direction du vent V2:

Calcul des surfaces pour chaque zone de toiture et de paroi verticale dans lesens V2 :

➤ Toiture :

Zone F1:SF= 3.72 m²

Zone F2:SF= 3.72 m²

Zone G:S = 25.95m²

Zone H:S = 258.1m²

Zone J : s = 33.39 m²

Zone I : s = 258.1 m²

❖ Parois verticales :

Zone D : SD= 27.37*4.55=124.533m².

Zone E : SE=27.37*4.55=124.533 m²

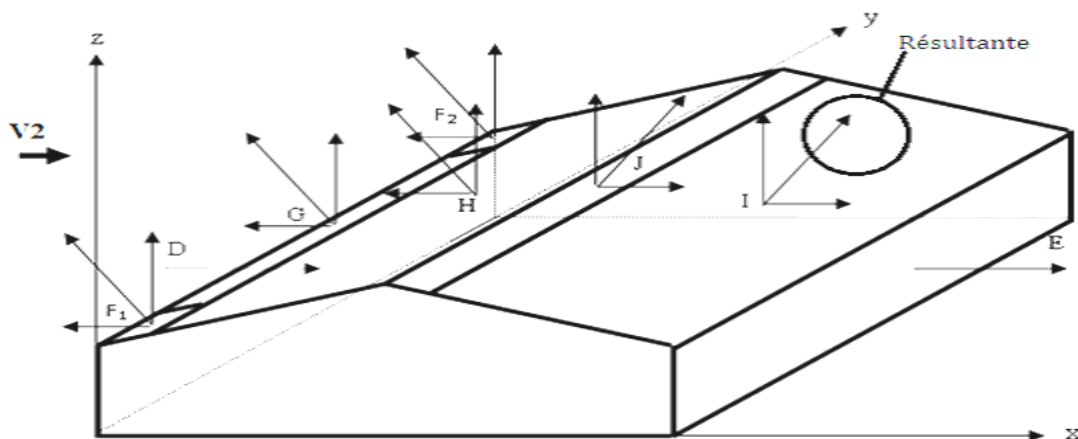


Figure II. 15: Représentation des surfaces sens du vent V2.

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

Zone	Niveau	Composantes horizontales (KN)	Composantes verticales (KN)
D	Parois Verticale	0	0
E	Parois Verticale	$612.99 \cdot 124.533 \cdot 10^{-3} = 76.34$ →	0
F1	Toiture	$1421.01 \cdot 3.72 \cdot 10^{-3} \cdot \text{tng}7.97 = 0.74$ ←	$1421.01 \cdot 3.72 \cdot 10^{-3} = 5.477$ ↑
F2	Toiture	$1421.01 \cdot 3.72 \cdot 10^{-3} \cdot \text{tng}7.97 = 0.74$ ←	$1472.456 \cdot 3.72 \cdot 10^{-3} = 5.477$ ↑
G	Toiture	$1465.59 \cdot 25.95 \cdot 10^{-3} \cdot \text{tng}7.97 = 5.32$ ←	$1465.59 \cdot 25.95 \cdot 10^{-3} = 38.04$ ↑
H	Toiture	$813.6 \cdot 258.1 \cdot 10^{-3} \cdot \text{tng}7.97 = 29.4$ ←	$813.6 \cdot 258.1 \cdot 10^{-3} = 209.99$ ↑
I	Toiture	$629.7 \cdot 258.1 \cdot 10^{-3} \cdot \text{tng}7.97 = 22.76$ →	$629.7 \cdot 258.1 \cdot 10^{-3} = 162.53$ ↑
J	Toiture	$730.01 \cdot 33.39 \cdot 10^{-3} \cdot \text{tng}7.97 = 3.42$ →	$730.01 \cdot 33.39 \cdot 10^{-3} = 24.38$ ↑
	Total	R_x = 66.32 →	R_z = 445.894 ↑

II.3 Étude a la neige

➤ **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.

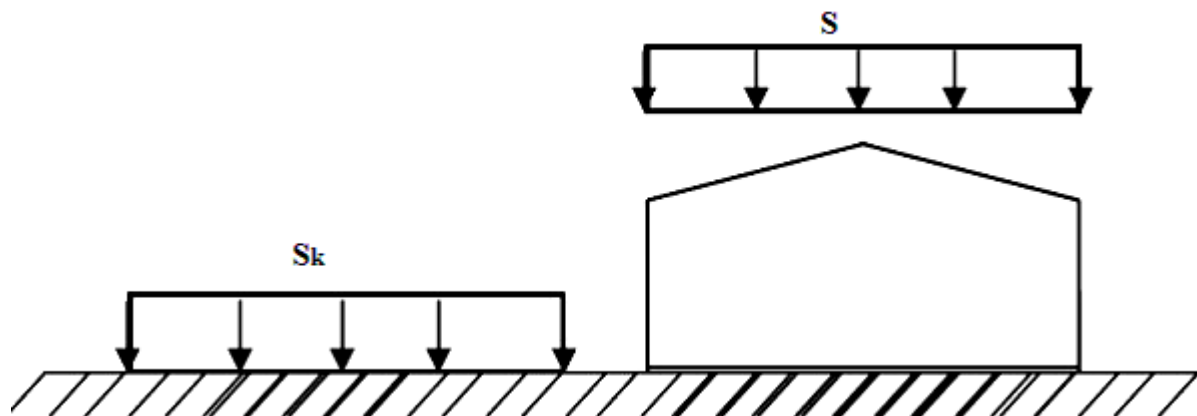


Figure II.16: Charge de la neige

II.3.1 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 mon 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 **H= 56 m.**

CHAPITRE II Etude Climatique

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

$$S_k = (0.07 H + 15) / 100$$

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

$$S_k = (0.07 \cdot 56 + 15) / 100 = 0.1892 \text{ KN/m}^2$$

II.3.1.2 Coefficient de forme de la toiture

Il est en fonction de la forme de la toiture.

Dans notre cas le bâtiment à une toiture {deux versants avec une pente α de :

$$0^\circ \leq \alpha \approx 7.97^\circ \leq 15^\circ$$

D'où l'on aura le coefficient de pente : $\mu=0.8$ (RNVA 99)

II.3.2 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 :

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

$$S = 0.8 \times 0.1892 = 0.15136 \text{ KN/m}^2.$$

II.3.3 : Charge de la neige sur les obstacles :

Les obstacles tels que les cheminées, barrière à neige, garde-corps acrotère, ...etc., doivent être vérifiés sous l'action d'une force F_s due au glissement d'une masse de neige sur la toiture.

Cette force F_s exercée dans la direction du glissement par unité de largeur est donnée par la formule suivante :

$$F_s = S \cdot b \cdot \sin \alpha [\text{KN/m}]$$

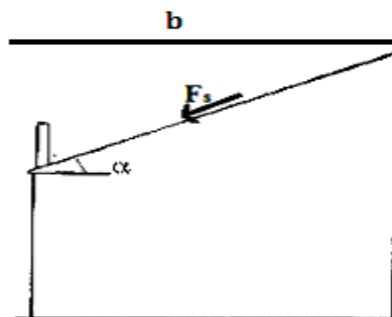


Figure II.17: Force exercée sur l'acrotère.

CHAPITRE II Etude Climatique

Où :

- S : (en KN /m²) est la charge de la neige sur la toiture calculée précédemment ;

- B : (en m) est la distance en plan entre l'obstacle et le faite de la toiture ;

- A : (en degré) est l'angle du versant de la toiture ;

$$F_s = 0.15136 \times 10.65 \times \sin 7.97^\circ = 0.224 \text{KN/ m}$$

$$F_s = 0.224 \text{KN / m}$$

CHAPITRE III PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III.1 Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéresse à définir les profils qui devront résister aux différentes sollicitations suivant le règlement de l'EUROCOD 3, le principe de la vérification nécessite la résistance et la stabilité. Les composants concernés par cette étude sont: les pannes, les lisses de bardages et les potelets.

III.2 calcul des pannes de couverture :

Les pannes sont des éléments de profile laminée, elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet du poids propre de la couverture, des actions climatiques et la surcharge d'entretien. Elles sont disposées parallèlement à la ligne du faitage dans le plan de versant, et elles sont posées inclinées sur les membrures supérieures à un angle α et elles sont réalisées soit en profile en I en U ou en H. Elles sont calculées pour pouvoir résister au poids propre de la couverture, leurs poids propres, surcharge d'exploitation ainsi les surcharges climatique.

III.2.1 Principe de calcul:

- Les charges permanentes et la 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.2.2 Données de calcul :

- Chaque panne repose sur 2 appuis.
- Le porté entre axe des pannes $e=1.55\text{m}$ (espace entre 2 pannes).
- On dispose de 7 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- La pente de chaque versant est $\alpha=7.97^\circ$.
- 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)

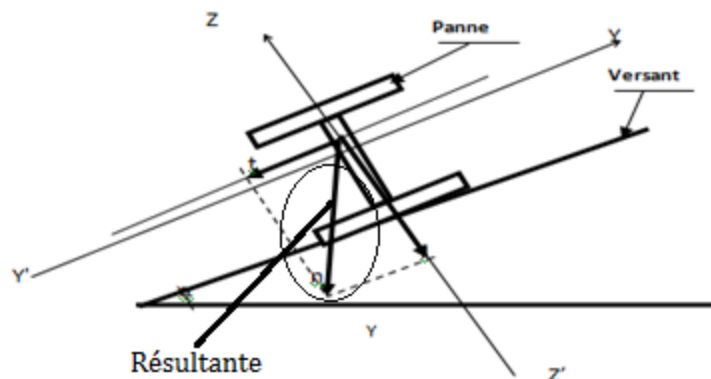


Figure III.1: Disposition de la panne

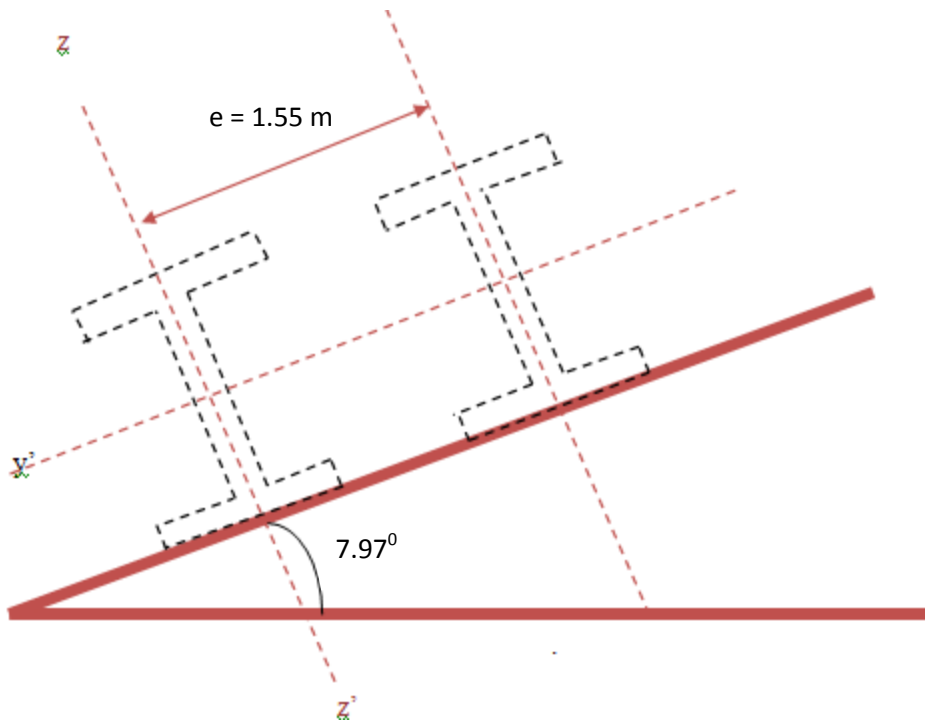


Figure III.2 : La pente de calcul

III.2.3 Evaluation des charges et surcharges :

➤ Charges permanentes (G) :

- Poids propre du panneau sandwich T75 (annexe p263)..... 14.20Kg/m²
- Poids propre d'accessoires d'attaches4Kg/m²
- Poids propre des pannes estimée10.4Kg/m

$$G_p = [(P_{tol} + P_{accessoire}) \times e] + P_{panne}$$

$$G_p = [(14.2 + 4) \times 1.55] + 10.4 = 38.61Kg/ml = 0.386 KN/ml$$

➤ Surcharges d'entretien (P):

Dans le cas des toitures inaccessibles en considère uniquement dans les calculs, une charge d'entretien qui est égales 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 { P et aux charges ponctuelles P' :

$$M_{max} = P' \cdot l/3 = P \cdot l^2/8 \implies P = 8 \times P' / (3 \times l) = 8 \times 100 / (3 \times 5.55) = 48.05Kg/ml$$

Dou ; P = 0.4805 KN/ml

CHAPITRE III PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

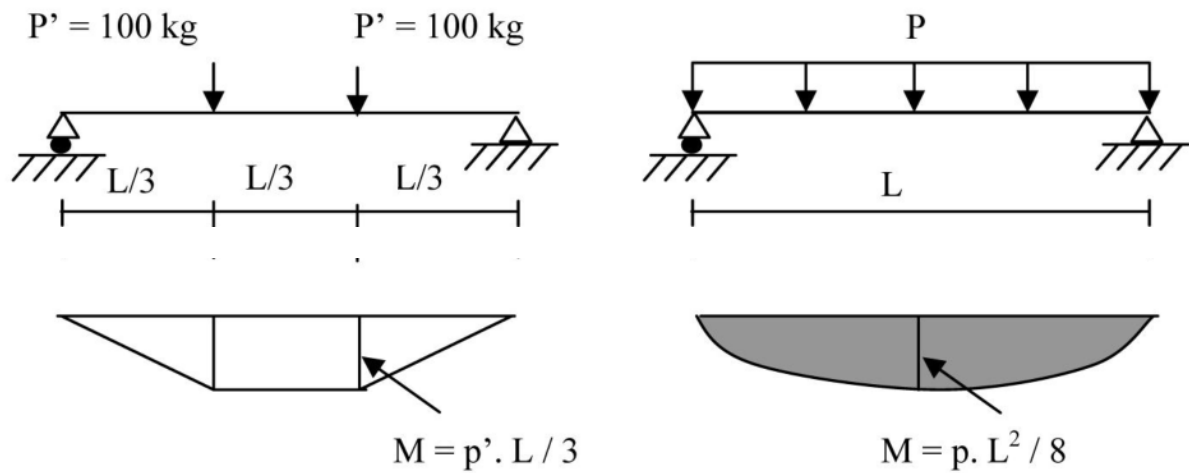


Figure III.3: Schéma statique des surcharges d'entretien P sur les pannes.

III.2.4 Surcharge climatique due au vent :

les pannes intermédiaires se trouvent dans les zones H ;I

$V = -848.77 \text{ N/m}^2$ (vent de soulèvement)

$V = -0.85 \text{ KN/m}^2$

D'où: $V = -0.85 \times e = -0.85 \times 1.55 = -1.32 \text{ KN/ml}$

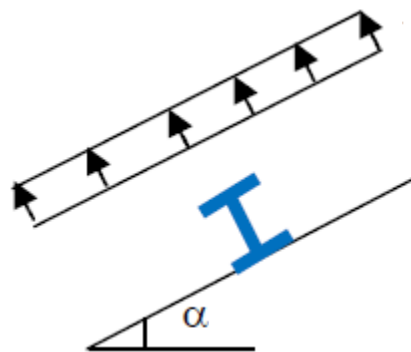


Figure III.4 : Surcharges du vent sur la panne.

III.2.5 Surcharge de la neige (S):

Charge de la neige normal: $N = 0.15136 \text{ KN/m}^2$

$N = 0.15136 \times e = 0.15136 \times 1.55 = 0.23 \text{ KN/ml}$

$N = 0.23 \text{ KN/ml}$

CHAPITRE III PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

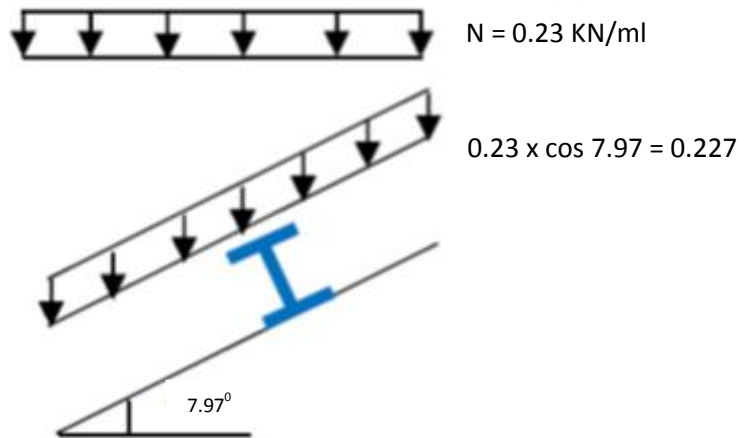


Figure III.5 : Surcharges de neige sur la panne.

III.2.6 Combinaisons des charges:

$$G = 0.386 \text{ KN/ml}$$

$$P = 0.4805 \text{ KN/ml}$$

$$V = -1.32 \text{ KN/ml}$$

$$N = 0.23 \text{ KN/ml}$$

➤ actions vers le bas :

$$Q_{sd1} = 1.35G + 1.5p = 1.35 \times 0.386 + 1.5 \times 0.4805 = 1.242 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{sd2} = 1.35G + 1.5N = 1.35 \times 0.386 + 1.5 \times 0.23 = 0.866 \text{ KN/ml}$$

➤ Actions vers le haut:

$$Q_{zsd} = G \cos \alpha - 1.5V = 0.386 \times \cos 7.97 - 1.5 \times 1.32 = -1.60 \text{ KN/ml}$$

➤ Force horizontale

$$Q_{ysd} = 1.35G \sin \alpha = 1.35 \times 0.386 \times \sin 7.97 = 0.07 \text{ KN/ml}$$

Les combinaisons les plus défavorables à retenir pour les calculs :

➤ Flexion déviée :

$$Q_{sd} = 1.24 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \times \cos \alpha = 1.24 \times \cos 7.97 = 1.23 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ysd} = 1.23 \times 5.55^2 / 8 = 4.73 \text{ KN.m}$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 1.24 \times \sin 7.97 = 0.17 \text{ KN/ml}$$

$$M_{zsd} = 0.17 \times (5.55/2)^2 / 8 = 0.164 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE III PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

➤ Déversement :

$$Q_{zsd} = -1.52 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ysd} = 0.07 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ysd} = 1.6 \times 5.55^2 / 8 = 6.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{zsd} = 0.07 \times (5.55/2)^2 / 8 = 0.067 \text{ KN.m}$$

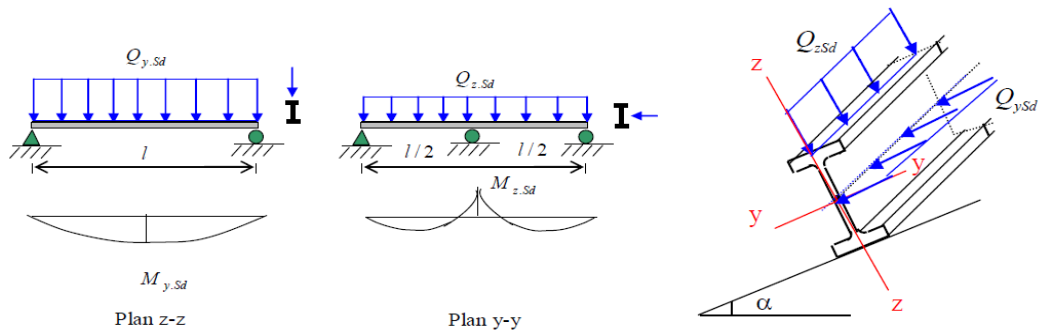


Figure III.6 : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$(M_{ysd} / M_{plyrd})^a + (M_{zsd} / M_{plzrd})^b \leq 1 \dots\dots\dots(\text{EC03})$$

Sections en I et H : $a=2$ et $\beta=5n \geq 1$

Avec : $n=N_{sd}/N_{plrd}=0$; donc : $\beta=1$

Par tâtonnement on choisit le profilé suivant :

IPE 120 La section est de classe 1 de tableau de profilé

Tableau III.1: Caractéristiques géométriques de l'IPE 120

-I _y = 317.8 cm ⁴	-h = 120 mm	-d = 93.4 mm	-W _{ely} = 52.96 cm ³
-I _z = 27.67cm ⁴	-b = 64mm	-r =7 mm	-W _{elz} = 8.65 cm ³
-A = 13.2 cm ²	-tw = 4.4mm	-A _{vz} = 6.3cm ²	-W _{ply} = 60.73cm ³
-G = 10.4 kg/m	-tf = 6.3mm	-W _{plz} = 13.58cm ³	I _y =4.9 cm ; i _z =1.45cm

➤ **Dimensionnement des pannes :**

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ Condition de la flèche.
- ✓ Condition de résistance.

$$M_{plyrd} = W_{ply} \times f_y / \gamma_{m_0} = 60.73 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3 / 1.1 = 12.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{plzrd} = W_{plz} \times f_y / \gamma_{m_0} = 13.58 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3 / 1.1 = 2.9 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE III PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$M_{plyrd} = 12.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{plzrd} = 2.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{ysd} = 1.23 \times 5.55^2 / 8 = 4.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{zsd} = 0.17 \times (5.55/2)^2 / 8 = 0.164 \text{ KN.m}$$

Alors : $(4.73/12.97)^2 + (0.164/2.905)^1 = 0.189 \leq 1 \dots\dots\dots$ vérifiée.

a) Vérification au cisaillement :

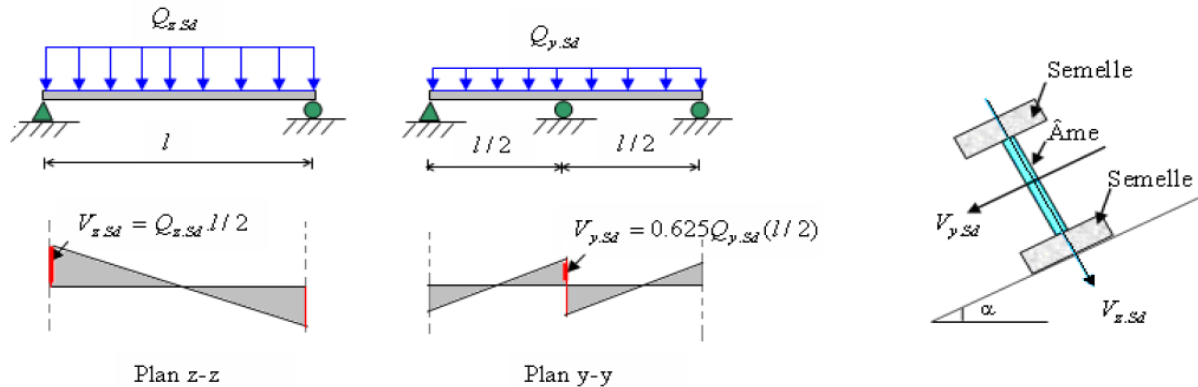


Figure III.7 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.

$$V_{sdmax} \leq V_{plzrd} \dots\dots\dots \text{(EC3)}$$

$$V_{sdmax} = \text{MAX} (V_{zsd} ; V_{ysd})$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

$$A_{vz} = 6.3 \text{ cm}^2 ; A_{vy} = A - A_{vz} = 13.2 - 6.3 = 6.9 \text{ cm}^2$$

$$V_{zsd} = Q_{zsd} \times L / 2 = 1.23 \times 5.55 / 2 = 3.38 \text{ KN}$$

$$V_{ysd} = 0.625 Q_{ysd} \times L/2 = 0.625 \times 0.17 \times 5.55/2 = 0.29 \text{ KN}$$

$$V_{plzrd} = 6.3 \times 2350 \times 10^{-2} / (\sqrt{3} \times 1.1) = 77.71 \text{ KN}$$

$$V_{plyrd} = 6.9 \times 2350 \times 10^{-2} / (\sqrt{3} \times 1.1) = 85.12 \text{ KN}$$

$$V_{zsd} = 3.38 \text{ KN} < V_{plzrd} = 77.71 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$V_{ysd} = 0.29 \text{ KN} < V_{plyrd} = 85.12 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

b) vérification au déversement :(moment fléchissant)

Vérification de la semelle inférieure comprimée au déversement :

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

CHAPITRE III PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée la toiture il n'y a donc pas de risque de déversement contrairement à la semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement et qui est quant à elle susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

On rappelle la combinaison de charge défavorable pour le risque de déversement. Il s'agit de la première combinaison dans laquelle le vent agit seul et risque de faire déverser la panne (fléchie vers le haut) et en comprimant la semelle inférieure au niveau de la mi-travée (voir la figure).

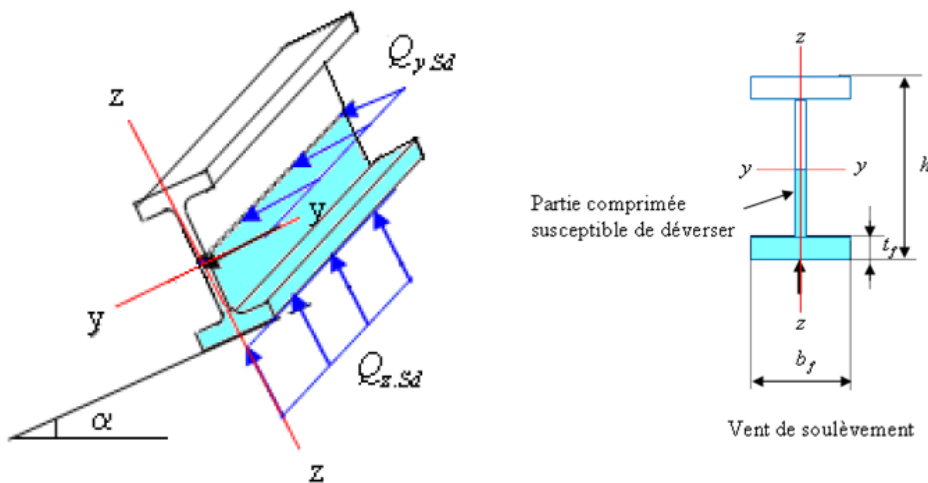


Figure III.8: Diversement de la panne.

$$(M_{y.s.d} / M_{brd}) + (M_{z.s.d} / M_{plz.rd}) < 1$$

$$Q_{z.s.d} = G \cos \alpha - 1.5V = 0.386 \times \cos 7.97 - 1.5 \times 1.32 = -1.59 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{y.s.d} = 1.35G \sin \alpha = 1.35 \times 0.386 \times \sin 7.97 = 0.07 \text{ KN/ml}$$

$$M_{y.s.d} = 1.59 \times 5.55^2 / 8 = 6.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{z.s.d} = 0.07 \times (5.55/2)^2 / 8 = 0.067 \text{ KN.m}$$

$$M_{plyrd} = 12.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{plzrd} = 2.90 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul le moment résistant au déversement :

$$M_{b.rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_W W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}}$$

La vérification à faire est :

M_{brd} : moment résistant au déversement.

CHAPITRE III PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

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

$\beta_w = W_{ely}/W_{ply}$, pour les sections de classe (3).

$\beta_w = W_{effy}/W_{ply}$, pour les sections de classe (4).

On a :

$\beta_w = 1$ classe 01

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

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

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{(E/f_y)} = 93.9\epsilon \quad \epsilon = \sqrt{(235/235)} = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9$$

Pour les poutres a section constante et doublement symétriques profiles lamines I et H l'élancement λ_{LT} vaut :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right)^{0.25}}$$

Dans le cas des poutres aux moments d'extrémités :

$$C_1 = 1.88 - 1.4\Psi + 0.52\Psi^2 \leq 2.7$$

$$\Psi = M_a / M_b \text{ avec } M_a < M_b$$

Poutre simplement appuyée avec lierne a mi- travée :

$$L = 555\text{cm}$$

$$\Psi = 0 \longrightarrow C_1 = 1.88$$

$$\lambda_{LT} = (555/1.45) / (1.88^{0.5} \times (1 + 1/20 \times ((555/1.45)/(12/0.63))^2)^{0.25} = 125.2$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = (125.2/93.9) \times 1^{0.5} = 1.333$$

On utilisant les tableaux de l'annexe 6, on calcule directement les valeurs du coefficient de réduction χ_{LT} sans utiliser les interpolations.

$\bar{\lambda}_{LT} = 1.33 \Rightarrow$ Tableau de l'annexe 6 (courbe de flambement a), on lit directement

$$\chi_{LT} = 0.7003$$

$$\text{Donc : } M_{b.rd} = \chi_{LT} \times M_{plyrd} = 0.7003 \times 12.97 = 9.08 \text{ KN.m}$$

$$(M_{ysd} / M_{brd}) + (M_{zsd} / M_{plz.rd}) = (5.85 / 9.08) + (0.067 / 2.905) = 0.667 < 1 \text{ vérifiée}$$

CHAPITRE III PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

c) Vérification à l'état limite de service :

➤ Vérification à la flèche :

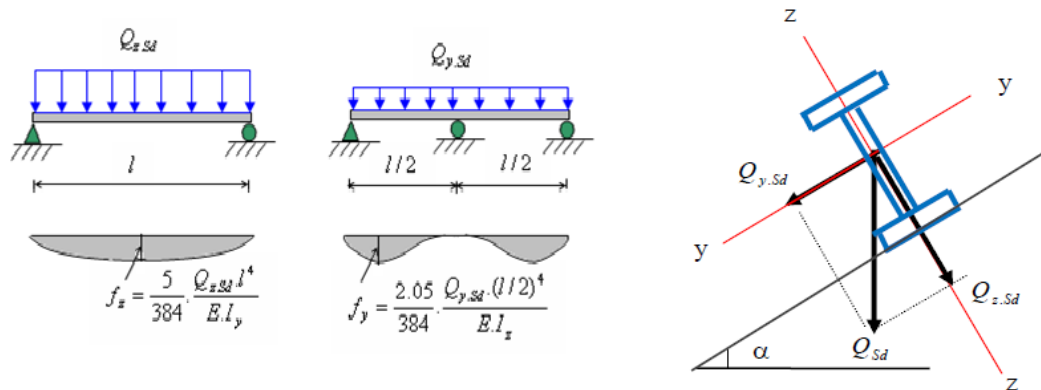


Figure III.9 : vérification de la flèche.

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

➤ Actions vers le bas :

$$Q_{sd1} = G + Q = 0.386 + 0.4805 = 0.866 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{sd1} = G + N = 0.386 + 0.23 = 0.616 \text{ KN/ml}$$

➤ Actions vers le haut:

$$Q_{sd2} = G \cos - V = 0.386 \times \cos 7.97 - 1.32 = -0.938 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{sd} = \text{MAX} (Q_{sd1} ; Q_{sd2}) = 0.938 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \times \cos = 0.938 \cos 7.97 = 0.93 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} \times \sin = 0.938 \sin 7.97 = 0.13 \text{ KN/ml}$$

Flèche verticale (suivant zz') :

$$f_{adm} = L / 200 = 555 / 200 = 2.775 \text{ cm}$$

$$f_z \leq f_{adm} \quad \text{Avec} \quad f_z = \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{555}{200} = 2.775 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 \times 0.93 \times 10^{-2} \times 555^4}{384 \times 21 \times 10^3 \times 317.8} = 1.72 \text{ cm}$$

$f_z = 1.72 \text{ cm} < f_{adm} = 2.775 \text{ cm}$vérifiée

Flèche latérale (suivant yy') : sur trois appuis :

$$f_{adm} = (L/2) / 200 = 277.5 / 200 = 1.38 \text{ cm}$$

CHAPITRE III PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$F_y = 2.05 / 384 \times Q_{ysd} \times (L/2)^4 / (E.I_z)$$

$$F_y = 2.05 / 384 \times 0.13 \times 10^{-2} \times (555/2)^4 / (21 \times 10^3 \times 44.92) = 0.05 \text{ cm}$$

$F_y < F_{ad}$vérifiée

Le profilé laminé choisi (IPE120) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme panne de toiture.

III.3 Etude des liernes de la toiture :

III.3.1 Définition :

Les liernes sont des tirants passant au milieu des pannes, travaillent en traction. Ces sont généralement des barres en fer rond, des cornières ou des tubes disposés à mi- portée des pannes perpendiculairement à ces dernières dans le plan de la toiture.

Les liernes des pannes ont les fonctions suivantes :

- En phase de montage du bâtiment, assurer la rectitude des pannes avant mise en place de la couverture.
- En phase d'exploitation du bâtiment, apporter aux pannes un maintien latéral.

Leurs rôle principale est d'éviter la déformation la latérale des pannes, mais aussi à limiter l'alongueur de déversement et le flambement latérale pour les parties comprimées.

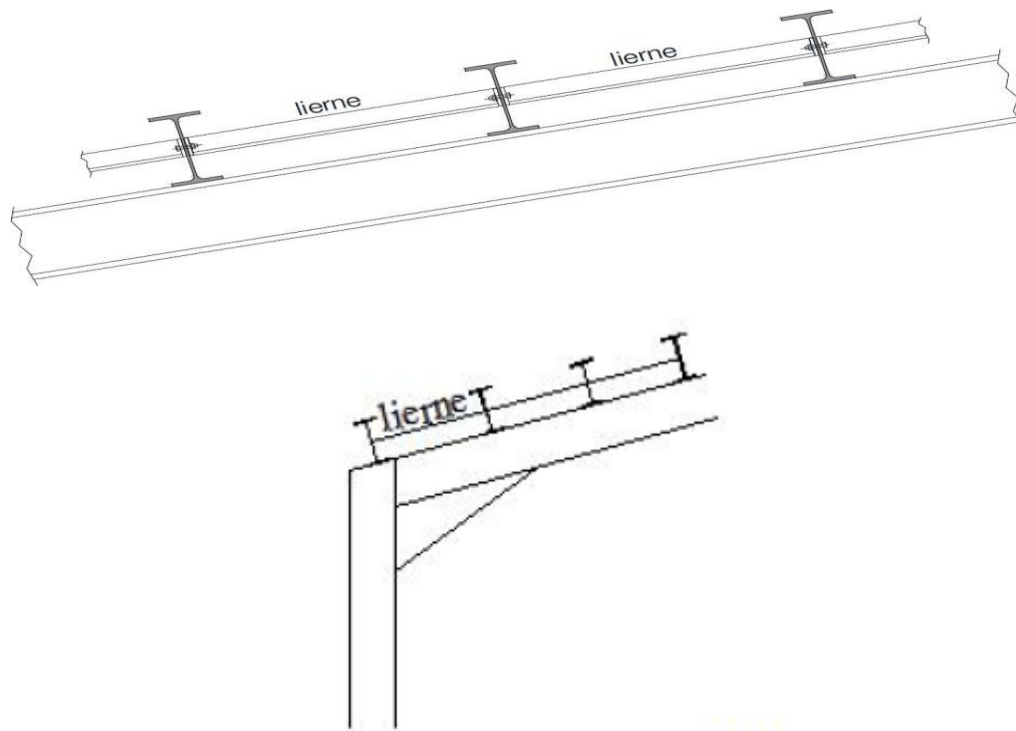


Figure. III.10 : *Déposition des liernes*

CHAPITRE III PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III.3.2 Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :

➤ Réaction au niveau des liernes :

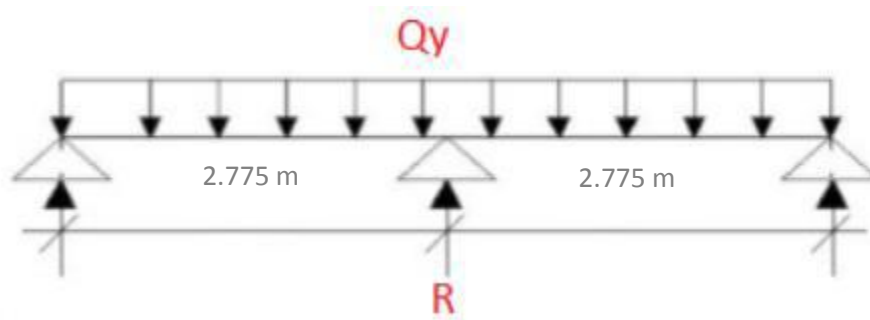


Figure.III.11 : Chargement des liernes.

$$R = 1.25 Qy \cdot sd \times L/2 = 1.25 \times 0.17 \times 5.55/2 = 0.59 \text{ KN}$$

$$\mathbf{R = 0.59 \text{ KN}}$$

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

$$T1 = R/2 = 0.59/2 = 0.29 \text{ KN}$$

Effort dans les tronçons L2,L3,L4,L5.

$$Tn = R + T_{(n-1)}$$

$$T2 = R + T1 = 0.59 + 0.29 = 0.88 \text{ KN}$$

$$T3 = R + T2 = 0.59 + 0.88 = 1.47 \text{ KN}$$

$$T4 = R + T3 = 0.59 + 1.47 = 2.06 \text{ KN}$$

$$T5 = R + T4 = 0.59 + 2.06 = 2.65 \text{ KN}$$

Effort dans les diagonales L6 :

$$2T6 \times \sin(\theta) = T5$$

$$\theta = \text{arc tg}(1.5/2.775) = 28.39^\circ$$

$$T6 = T5 / (2 \sin \theta) = 2.65 / (2 \times \sin 28.39) = 2.79 \text{ KN}$$

$$T6 = 2.79 \text{ KN}$$

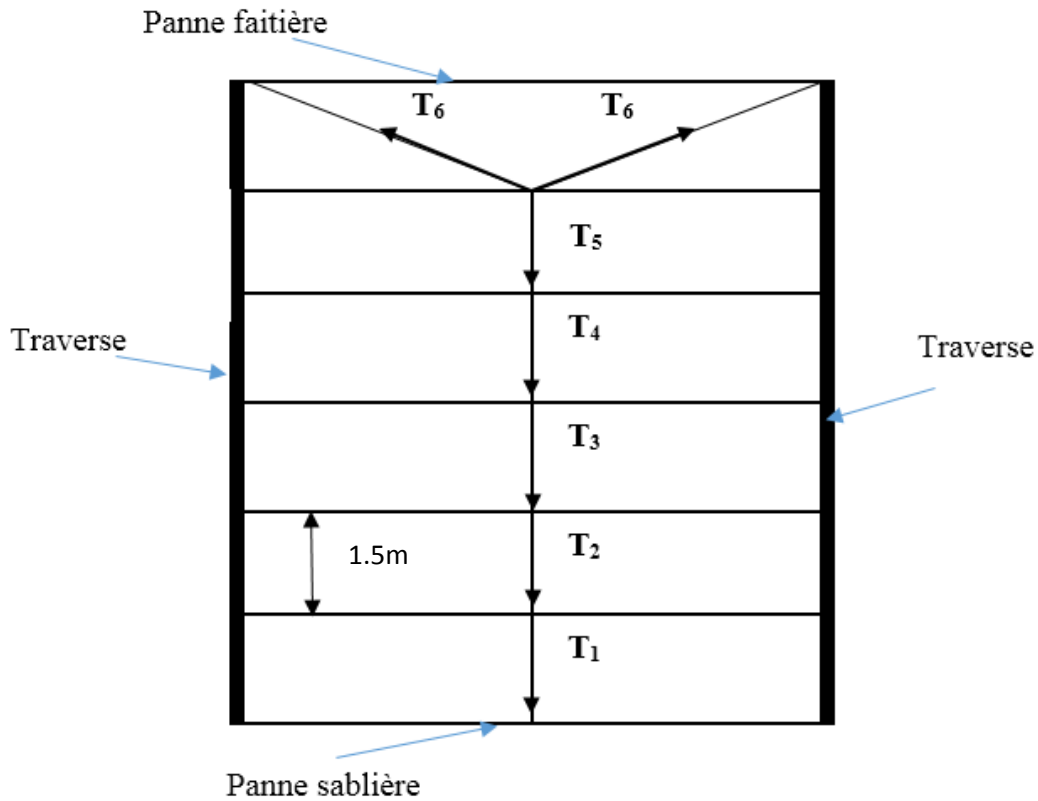


Figure III.12: Efforts dans les liernes.

III.3.3 Déterminer de diamètre des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L6 :

$$T_6 = N_{sd} = 2.79 \text{ KN}$$

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

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

$$A \geq N_{sd} \times \gamma_{M0} / f_y$$

$$A \geq 2.79 \times 1.1 / (23.5) = 0.130 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad A \geq 0.130 \text{ cm}^2$$

$$A = \pi \times \phi^2 / 4 \geq 0.130 \text{ cm}^2$$

$$\phi \geq \sqrt{(4 \times 0.130 / 3.14)} \geq 0.41 \text{ cm}$$

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

III.4. Calcul de l'Echantignolle:

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. Elles sont fixées soit par boulonnage soit par soudage.

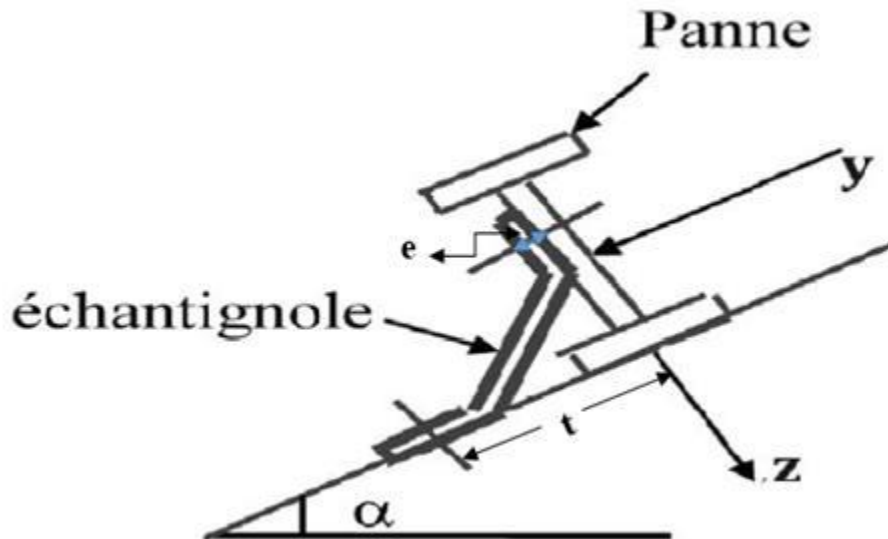


Figure III.13: Disposition de l'échantignole.

III.4.1 Calcul des charges revenant à l'échantignole :

a. Effort de soulèvement :

$$Q_{zsd} = G \cos \alpha - 1.5V = 0.386 \times \cos 7.97 - 1.5 \times 1.32 = -1.59 \text{ KN/ml}$$

b. Effort suivant rampant :

$$Q_{ysd} = 1.35.G. \sin \alpha = 1.35 \times 0.386 \times \sin 7.97 = 0.07 \text{ KN/ml}$$

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

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

Pour IPE 120 : b=6.4cm

$$2 \times (6.4/2) \leq t \leq 3 \times (6.4/2)$$

$$6.4 \text{ cm} \leq t \leq 9.6 \text{ cm}$$

$$t = 9 \text{ cm}$$

➤ Echantignolle de rive :

$$R_z = Q_{z.sd} \times L/2 = 1.59 \times 5.55/2 = 4.41 \text{ KN}$$

$$R_y = Q_{y.sd} \times L/2 = 0.07 \times 5.55/2 = 0.19 \text{ KN}$$

➤ Echantignolle intermédiaire :

$$R_z = 2 R_z = 2 \times 4.41 = 8.82 \text{ KN}$$

$$R_y = 2 R_y = 2 \times 0.19 = 0.38 \text{ KN}$$

CHAPITRE III PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III.4.2 Calcul du moment de renversement :

$$MR = R_z \times t + R_y \times h/2 = 8.82 \times 9 + 0.38 \times 12/2 = 81.7 \text{ KN.cm}$$

$$MR = 81.7 \text{ KN.cm}$$

III.4.3 Dimensionnement de l'échantignole :

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

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

$$M_R = M_{sd} \dots \dots \dots \text{(le moment sollicitant)}$$

$$M_{el,Rd} = W_{el} \times f_y / \gamma_{m0} \dots \dots \dots \text{(Le moment de résistance élastique de la section)}$$

III.4.4 Calcul de l'épaisseur de l'échantignole :

$$W_{el} \geq MR \times \gamma_{M0} / f_y = 81.7 \times 1.1 / 23.5 = 3.82 \text{ cm}^2$$

$$W_{el} \geq 3.82 \text{ cm}^2$$

$$W_{el} \geq b \times e^2 / 6 \text{ (Pour une section rectangulaire)}$$

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

$$2L70 \times 70 \times 9 \longrightarrow b = 7+7+1 = 15 \text{ cm avec l'épaisseur du gousset de 10 mm}$$

$$e = \sqrt{(6 \times W_{el} / b)} = \sqrt{(6 \times 3.66 / 15)} = 1.46 \text{ cm}$$

soit $e = 15 \text{ mm}$

III.5 Etude des lisses de bardages :

Les lisses sont des poutrelles qui ont pour fonction de supporter les couvertures de façades (bardages) et les charges s'appliquent sur ces bardages (pression ou dépression du vent). Elles sont disposées horizontalement à l'entre-axe courant, portant sur les poteaux de portiques ou potelets intermédiaires. Elles sont réalisées soit en profilés laminés (IPE, UAP) ou en éléments formés par des tôles pliées.

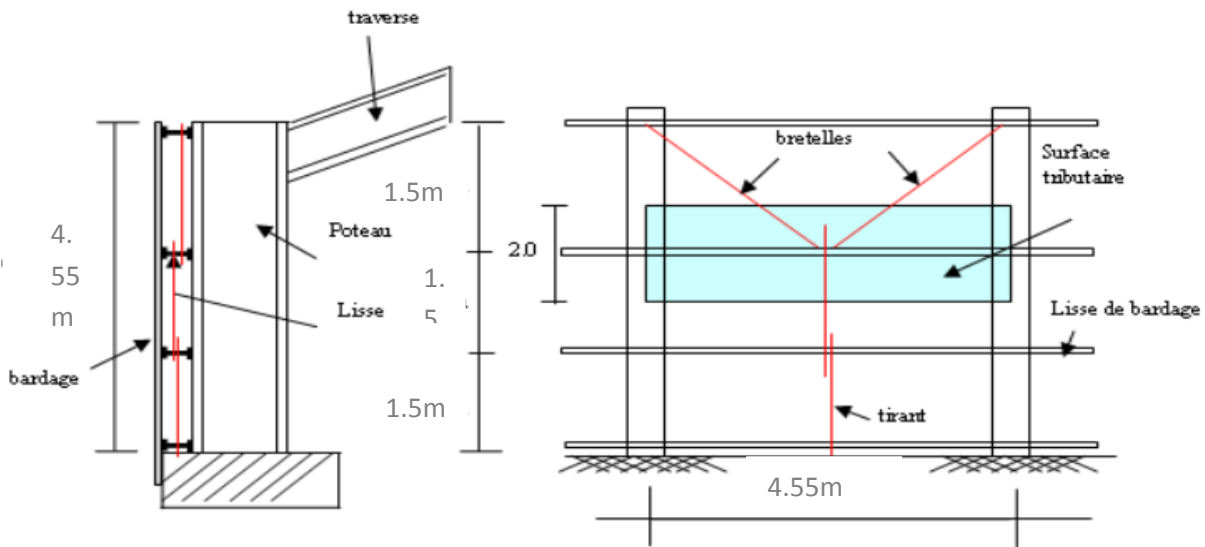


Figure III.14: Disposition des lisses de bardages

III.5.1 Principe de dimensionnement :

Les lisses sont soumises à : la flexion autour de Z + flexion autour de Y.

De ce fait, elles fonctionnent en flexion déviée (bi-axiale).

Pour dimensionner, on tiendra compte de la valeur la plus défavorable de la pression de vent exercée sur le long-pan et celle sur le pignon. Comme dans le cas des pannes, les lisses aussi sont dimensionnées et calculées pour satisfaire simultanément aux :

- Condition de résistance (ELU : flexion + cisaillement) ;
- Condition de la stabilité (ELU : déversement) ;
- Condition de flèche (ELS).

III.5.2 Vérification de la lisse de long-pan :

Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée $L = 5.55m$.

L'entre axe des lisses $e = 1.5m$

Nombre des lisses pour chaque paroi ($n=3$)

Poids propre du panneau sandwich T75	14.20Kg/m ²	Poids
propre d'accessoires d'attaches	4Kg/m ²	Poids propre de
la lisse estimée	10.04Kg/m	Poids propre
d'isolants	5kg/m ²	

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

CHAPITRE III PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$G = [(14.2 + 4 + 5) \times 1.5] + 10.4 = 45.2 \text{ Kg/ml} = 0.452 \text{ KN/ml}$$

$$2 \times G = 0.904 \text{ KN/ml}$$

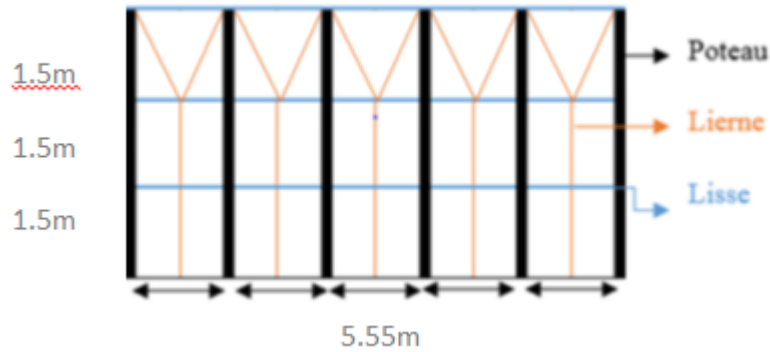


Figure III.15 : Disposition des lisses et des liernes sur le long-pan

➤ Surcharges climatiques du vent : (suivant le plan de l'âme)

$$V = 0.93 \times 1.5 = 1.275 \text{ KN/ml}$$

$$V = 1.275 \text{ KN/ml (pression)}$$

III.5.2.1 Combinaison de charges les plus défavorables :

$$1.35G + 1.5V$$

$$Q_{y, sd} = 1.35 G = 1.35 \times 0.904 \quad Q_{z, sd} = 1.5 V = 1.5 \times 1.27$$

$$Q_{y, sd} = 1.22 \text{ KN/ml} \quad Q_{z, sd} = 1.91 \text{ KN/ml}$$

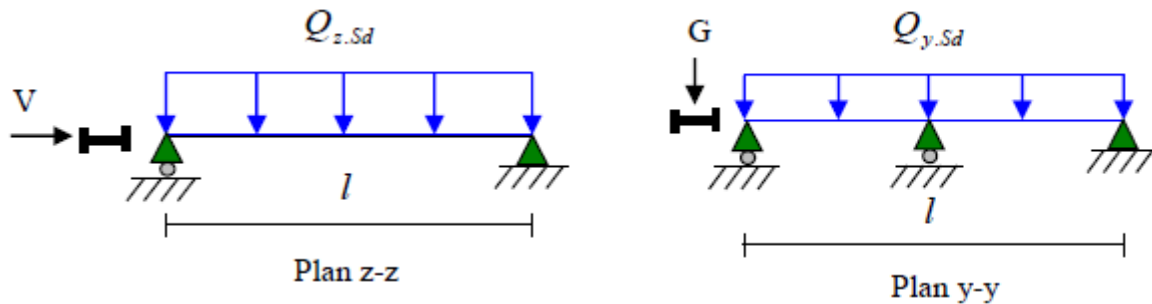


Figure III.16 : La répartition des charges sur les lisses de long pan.

III.5.2.2 Vérification à l'état limite ultime (ELU) :

Par tâtonnement on choisit l'IPE 120

Tableau III.3: Caractéristiques géométriques de l'IPE 120.

-I _y = 317.8 cm ⁴	-h = 120 mm	-d = 93.4 mm	-W _{ely} = 52.96 cm ³
-I _z = 27.67 cm ⁴	-b = 64 mm	-r = 7 mm	-W _{elz} = 8.65 cm ³
-A = 13.2 cm ²	-tw = 4.4 mm	-A _{vz} = 6.3 cm ²	-W _{ply} = 60.73 cm ³
-G = 10.4 kg/m	-tf = 6.3 mm	-W _{plz} = 13.58 cm ³	I _y = 4.9 cm ; i _z = 1.45 cm

CHAPITRE III PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

➤ Classe de la section :

-Classe de la semelle :

$$c / t_f = \frac{b_f/2}{t_f} = 32 / 6.3 = 5.08 \leq 10 \quad \text{Avec } \varepsilon = \sqrt{(235/f_y)} = \sqrt{(235/235)} = 1$$

⇒ semelle est de classe 01.

- Classe de l'âme :

$$d/t_w \leq 72 \quad \varepsilon = 93.4/4.4 = 21.23 \leq 72 \Rightarrow \text{l'âme est de classe 01.}$$

Donc la section est de classe 1

a) Vérification de la section à l'ELU :

Dans la condition de résistance à l'ELU, il faut faire les vérifications suivantes :

➤ vérification à la flexion :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes 1 et 2

$$(M_{y,sd} / M_{ply,rd})^\alpha + (M_{z,sd} / M_{plz,rd})^\beta \leq 1 \quad \dots\dots\dots (EC03)$$

Dans notre cas : La section en I donc $\alpha = 2$ et l'effort normal $N_{sd} = 0$ donc : $\beta = 1$

$$M_{ply,rd} = W_{ply} \times f_y / \gamma_{m_0} = 60.73 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3 / 1.1 = 12.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,rd} = W_{plz} \times f_y / \gamma_{m_0} = 13.58 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3 / 1.1 = 2.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = 1.91 \times 5.55^2 / 8 = 7.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,sd} = 1.22 \times (5.55/2)^2 / 8 = 1.17 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } (7.35 / 12.97)^2 + (1.17 / 2.9) = 0.72 < 1 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

➤ Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{sd,max} \leq V_{plz,rd} \quad \dots\dots\dots (EC3)$$

$$V_{sd,max} = \text{MAX} (V_{z,sd} ; V_{y,sd})$$

$$Q_{y,sd} = 1.22 \text{ KN/ml} \quad Q_{z,sd} = 1.91 \text{ KN/ml}$$

$$A_{vz} = 6.31 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{vy} = A - A_{vz} = 13.2 - 6.31 = 6.89 \text{ cm}^2$$

$$V_{z,sd} = Q_{z,sd} \times L / 2 = 1.91 \times 5.55 / 2 = 5.3 \text{ KN}$$

CHAPITRE III PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$V_{ysd} = 0.625 Q_{ysd} \times L/2 = 0.625 \times 1.22 \times 5.55/2 = 2.12 \text{ KN}$$

$$V_{plzrd} = 6.31 \times 2350 \times 10^{-2} / (\sqrt{3} \times 1.1) = 77.83 \text{ KN}$$

$$V_{plyrd} = 6.89 \times 2350 \times 10^{-2} / (\sqrt{3} \times 1.1) = 84.98 \text{ KN}$$

$$V_{zsd} = 5.3 \text{ KN} < V_{plzrd} = 77.83 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$V_{ysd} = 2.12 \text{ KN} < V_{plyrd} = 84.98 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

➤ Vérification au déversement :

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

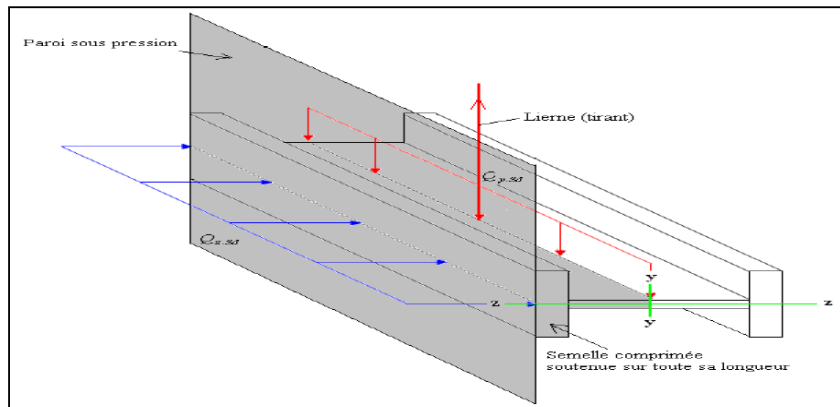


Figure III.17 : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.

b) Vérification à l'état limite de service (ELS) :

❖ Vérification de la flèche :

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

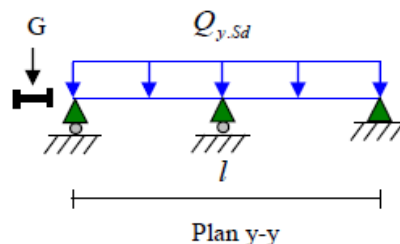
$$Q = G + V$$

➤ Condition de vérification:

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_y \leq f_{adm}$$

Flèche latérale (suivant yy') : sur trois appuis :



CHAPITRE III PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

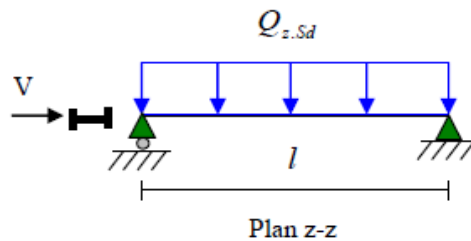
$$f_{adm} = (L/2) / 200 = 277.5/200 = 1.38 \text{ cm}$$

$$F_y = 2.05 / 384 \times G \times (L/2)^4 / (E.I_z)$$

$$F_y = 2.05 / 384 \times 0.904 \times 10^{-2} \times (555/2)^4 / (21 \times 10^3 \times 27.67) = 0.49 \text{ cm}$$

$F_y < f_{adm}$ vérifiée

Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis :



$$f_{adm} = L/200 = 555/200 = 2.775 \text{ cm}$$

$$F_z = 5 / 384 \times V \times L^4 / (E.I_y)$$

$$F_z = 5/384 \times 1.275 \times 10^{-2} \times 555^4 / (21 \times 10^3 \times 317.8) = 2.36 \text{ cm}$$

$F_z < f_{adm}$ vérifiée

La lisse de long pan en **IPE 120** est vérifiée à la sécurité.

III.6 Calculs des liernes de long-pan :

III.6.1 Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité :

La Réaction **R** au niveau du lierne :

$$R = 1.25 Q_{y.sd} \times L/2 = 1.25 \times 1.22 \times 5.55/2 = 4.23 \text{ KN}$$

$$\mathbf{R = 4.23 \text{ KN}}$$

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

$$T1 = R/2 = 4.23/2 = 2.12 \text{ KN}$$

Effort dans les tronçons L2, L3

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

$$T2 = R + T1 = 2.12 + 1.06 = 3.18 \text{ KN}$$

Effort dans les diagonales L3 :

$$2T3 \times \sin(\theta) = T2$$

$$\theta = \arctan(1.5/2.775) = 28.39^\circ$$

$$T3 = T2 / (2 \sin \theta) = 3.18 / (2 \times \sin 28.39) = 3.34 \text{ KN}$$

$$T3 = 3.34 \text{ KN}$$

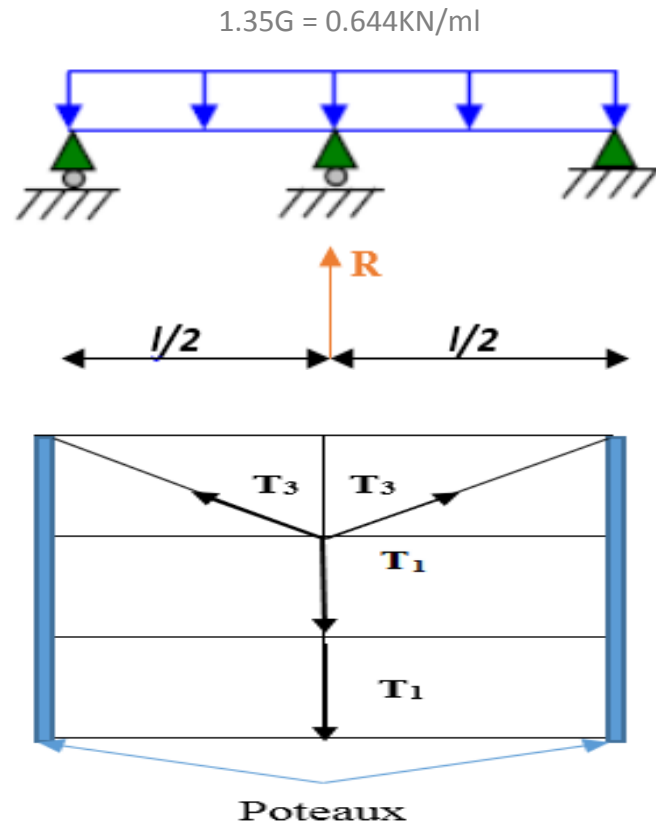


Figure III.18 : Efforts dans les liernes de long-pan

III.6.2 Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L2 :

$$T_3 = N_{sd} = 3.34 \text{ kN (tension)}$$

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

$$N_{pl}, R_d = A \times f_y / \gamma_{M0}$$

$$A \geq N_{sd} \times \gamma_{M0} / f_y$$

$$A \geq 3.34 \times 1.1 / (23.5) = 0.156 \text{ cm}^2 \longrightarrow A \geq 0.156 \text{ cm}^2$$

$$A = \pi \times \phi^2 / 4 \geq 0.156 \text{ cm}^2$$

$$\phi \geq \sqrt{(4 \times 0.156 / 3.14)} \geq 0.45 \text{ cm}$$

Remarque : Pour raison sécuritaire et pratique, on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$

III.7 Vérification de la lisse de pignon :

III.7.1 Les données

- L'entre axe des lisses $e = 1.5 \text{ m}$
- Nombre des lisses ($n=3$)

CHAPITRE III PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Poids propre du panneau sandwich T75 (annexe p263).....	14.20Kg/m ²
Poids propre d'accessoires d'attaches	4Kg/m ²
Poids propre de la lisse estimée	10.4Kg/m
Poids propre d'isolants	5kg/m ²

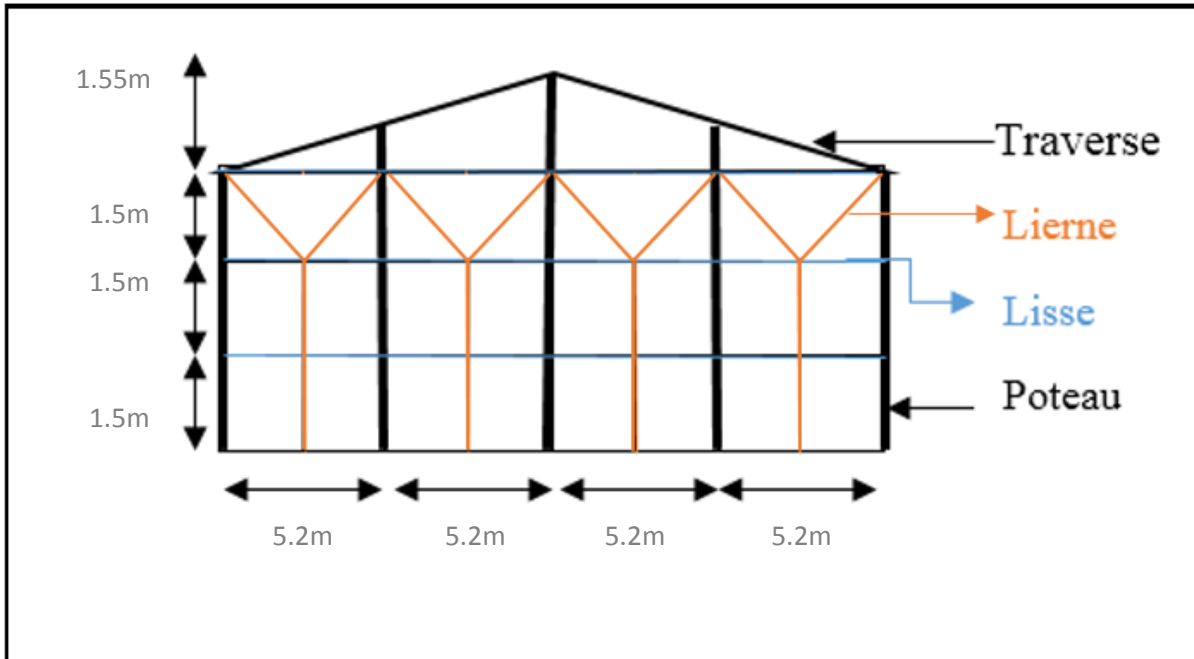


Figure III.19 : Disposition des lisses et des liernes sur le pignon.

III.7.2 Evaluation des charges et surcharges :

a) Charges permanentes :

$$G = (P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Isolants}} + P_{\text{Accessoires}}) \times e + P_{\text{Lisse}} = [(14.2 + 4 + 5) \times 1.5] + 10.4 = 45.2 \text{ Kg/ml} = 0.452 \text{ KN/ml}$$

$$2 \times G = 0.904 \text{ KN/ml}$$

b) Surcharges climatiques du vent :

La lisse de pignon est soumise à un vent de pression de : $V = +581.75 \text{ N/m}^2$

$$V = 0.58 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots(\text{pression}).$$

$$V = 0.58 \times 1.5 = 0.87 \text{ KN/ml}$$

➤ Vérification à l'état limite ultime :

Tableau III.4: Caractéristiques géométriques de l'IPE 120

-I _y = 317.8 cm ⁴	-h = 120 mm	-d = 93.4 mm	-W _{ely} = 52.96 cm ³
-I _z = 27.67cm ⁴	-b = 64mm	-r = 7 mm	-W _{elz} = 8.65 cm ³
-A = 13.2 cm ²	-tw = 4.4mm	-A _{vz} = 6.3cm ²	-W _{ply} = 60.73cm ³
-G = 10.4 kg/m	-tf = 6.3mm	-W _{plz} = 13.58cm ³	I _y =4.9 cm ; i _z =1.45cm

CHAPITRE III PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

➤ Classe de la section :

-Classe de la semelle :

$$c / t_f = \frac{b_f/2}{t_f} = 32 / 6.3 = 5.08 \leq 10 \quad \text{Avec } \varepsilon = \sqrt{(235/f_y)} = \sqrt{(235/235)} = 1$$

⇒ semelle est de classe 01.

- Classe de l'âme :

$$d/t_w \leq 72 \quad \varepsilon = 93.4/4.4 = 21.23 \leq 72 \Rightarrow \text{l'âme est de classe 01.}$$

Donc la section est de classe 1

a) Vérification à la résistance en section :

Dans la condition de résistance à l'ELU, il faut faire les vérifications suivantes :

➤ vérification à la flexion :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes 1 et 2

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right)^{\beta} \leq 1 \quad \dots\dots\dots \text{(EC03)}$$

Dans notre cas : La section en I donc $\alpha = 2$ et l'effort normal $N_{sd} = 0$ donc : $\beta = 1$

$$M_{ply,rd} = W_{ply} \times f_y / \gamma_{m_0} = 60.73 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3 / 1.1 = 12.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,rd} = W_{plz} \times f_y / \gamma_{m_0} = 13.58 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3 / 1.1 = 2.9 \text{ KN.m}$$

$$Q_{y,sd} = 1.35 G = 1.35 \times 0.904 = 1.22 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = 1.5 V = 1.5 \times 0.87 = 1.31 \text{ KN/ml}$$

$$M_{y,sd} = 1.22 \times 5.55^2 / 8 = 4.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,sd} = 1.31 \times (5.55/2)^2 / 8 = 1.26 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } (4.7/12.97)^2 + (1.26/2.9) = 0.57 < 1 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{sd,max} \leq V_{plz,rd} \quad \dots\dots\dots \text{(EC3)}$$

$$V_{sd,max} = \text{MAX} (V_{z,sd} ; V_{y,sd})$$

$$Q_{y,sd} = 1.22 \text{ KN/ml}$$

CHAPITRE III PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$Q_{z,sd} = 1.31 \text{ KN/ml}$$

$$A_{vz} = 6.31 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{vy} = A - A_{vz} = 13.2 - 6.31 = 6.89 \text{ cm}^2$$

$$V_{zsd} = Q_{zsd} \times L / 2 = 1.31 \times 5.55 / 2 = 3.64 \text{ KN}$$

$$V_{ysd} = 0.625 Q_{ysd} \times L / 2 = 0.625 \times 1.22 \times 5.55 / 2 = 2.12 \text{ KN}$$

$$V_{plzrd} = 6.31 \times 2350 \times 10^{-2} / (\sqrt{3} \times 1.1) = 77.83 \text{ KN}$$

$$V_{plyrd} = 6.89 \times 2350 \times 10^{-2} / (\sqrt{3} \times 1.1) = 84.98 \text{ KN}$$

$$V_{zsd} = 3.64 \text{ KN} < V_{plzrd} = 77.83 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$V_{ysd} = 2.12 \text{ KN} < V_{plyrd} = 84.98 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

➤ *Vérfication au déversement :*

La stabilité des lisses concerne aussi la vérfication au déversement. Dans notre cas la lisse depignon est soumise à un vent de pression c'est-à-dire la semelle extérieure est comprimée sous l'action du vent et vu quelle est soutenu latéralement sur toute sa longueur, il n'y a pas donc le risque de déversement.

b) Vérfication à l'état limite de service (ELS) :

➤ *Vérfication de la flèche :*

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charge et surcharge de service (non pondérées). $Q = G + V$

– Condition de vérfication:

$$F_z \leq f_{adm}$$

$$f_y \leq f_{adm}$$

Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis :

$$f_{adm} = (L/2) / 200 = 277.5/200 = 1.38 \text{ cm}$$

$$F_y = 2.05 / 384 \times G \times (L/2)^4 / (E.I_z)$$

$$F_y = 2.05 / 384 \times 0.904 \times 10^{-2} \times (555/2)^4 / (21 \times 10^3 \times 44.92) = 0.31 \text{ cm}$$

$$F_y < f_{adm} \dots\dots\dots \text{vérfiée}$$

CHAPITRE III PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis :

$$f_{adm} = L/200 = 555/200 = 2.775 \text{ cm}$$

$$F_z = 5 / 384 \times V \times L^4 / (E.I_y)$$

$$F_z = 5/384 \times 0.87 \times 10^{-2} \times 555^4 / (21 \times 10^3 \times 541.2) = 0.95 \text{ cm}$$

$$F_z < f_{adm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

La lisse de pignon en IPE 120 est vérifiée à la sécurité.

III.8 Calcul des liernes de pignon :

III.8.1 Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité :

La Réaction **R** au niveau du lierne :

$$R = 1.25(1.35G) \times L/2 = 1.25 \times 1.35 \times 0.452 \times 5.55/2 = 2.12 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon de la lierne L₁

$$T_1 = R/2 = 2.12/2 = 1.06 \text{ KN}$$

Effort dans les tronçons L₂, L₃

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

$$T_2 = R + T_1 = 2.12 + 1.06 = 3.18 \text{ KN}$$

Effort dans les diagonales L₃ :

$$2T_3 \times \sin(\theta) = T_2$$

$$\theta = \text{arc tg}(1.5/2.6) = 29.98^\circ$$

$$T_3 = T_2 / (2 \sin \theta) = 3.18 / (2 \times \sin 29.98) = 3.182 \text{ KN}$$

$$T_3 = 3.18 \text{ KN}$$

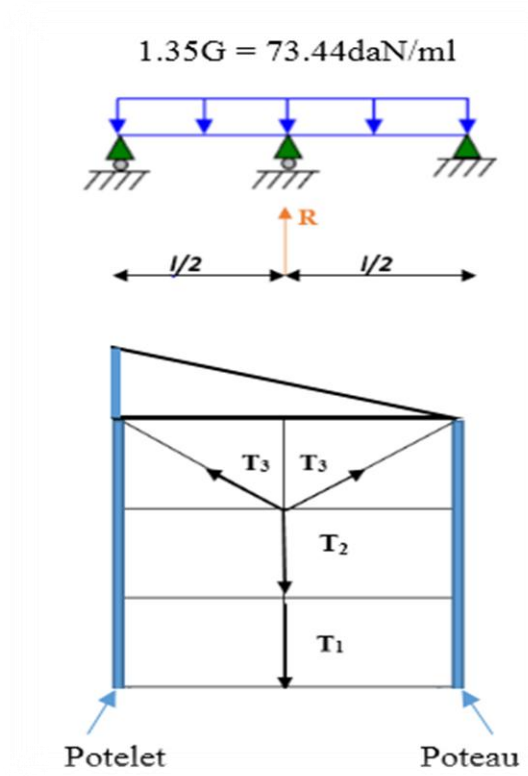


Figure III.21: efforts dans les liernes de pignon

III.8.2 Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L2 :

$$T_2 = N_{sd} = 3.18 \text{ KN}$$

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

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

$$A \geq N_{sd} \times \gamma_{M0} / f_y$$

$$A \geq 3.18 \times 1.1 / (23.5) = 0.149 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad A \geq 0.149 \text{ cm}^2$$

$$A = \pi \times \phi^2 / 4 \geq 0.166 \text{ cm}^2$$

$$\phi \geq \sqrt{(4 \times 0.149 / 3.14)} \geq 0.43 \text{ cm}$$

Remarque : Pour raison sécuritaire et pratique, on opte pour une barre ronde de diamètre

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

III.9 Etude des potelets :

III.9.1 Définition :

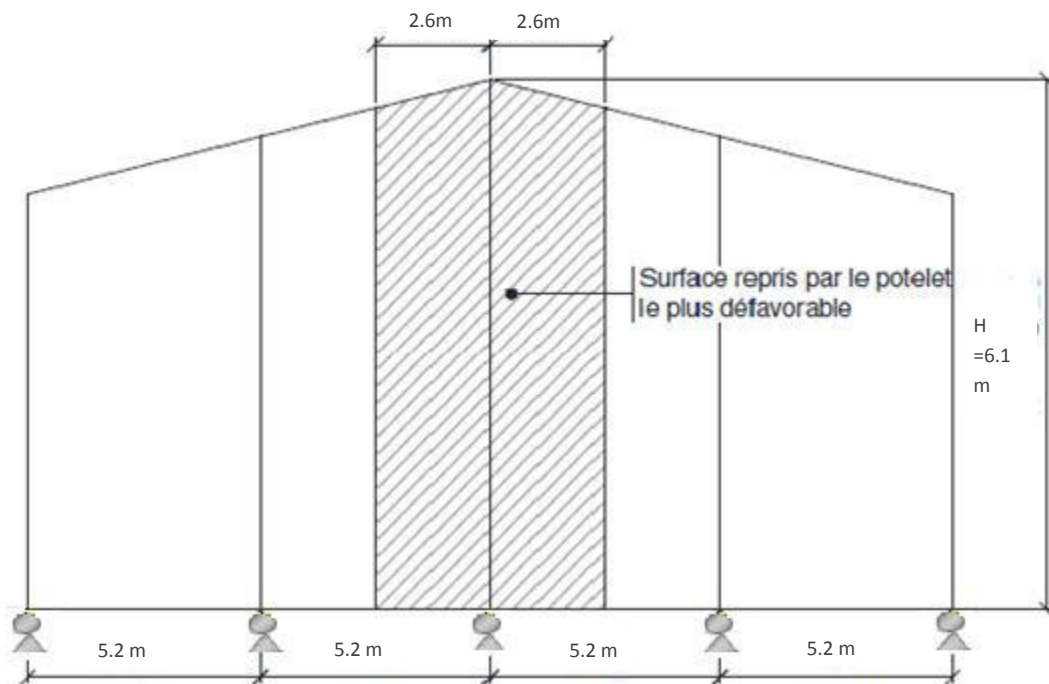
Les potelets sont des éléments en profilé laminé, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol. Sous l'action du vent, le potelet travaille à la flexion composée. En effet, la flexion est provoquée par les efforts dus au vent transmis par les bardages et les lisses. Cette flexion peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet des surpressions, soit vers l'extérieur de la construction sous l'effet des dépressions. Quant à la compression, celle-ci est due à son poids propre, au poids du bardage et à celui des lisses qui lui sont attachées.

Par conséquent le potelet risque de :

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

III.9.2 Les données

- La hauteur de potelet le plus chargé $L = 6.1\text{m}$.
- La longueur de la lisse $L = 5.2\text{m}$
- L'entre axe des potelets $e = 5.2\text{m}$
- Nombre de lisses supportées par le potelet ($n=3$)
- Poids propre de bardage.....12kg/m²
- Poids propre d'isolants5kg/m²
- Poids propre d'accessoires de pose..... 4kg/m²
- Poids propre de la lisse (IPE120) 10.4kg/ml



FigIII.22 : surface reprise par le potelet le plus défavorable

III.9.3 Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé (potelet dumilieu)

a) Charges permanents G :

$$G = (\text{Plisse} \times \text{Lisse} \times \text{Nlisse}) + (\text{Pbardage} + \text{Plisolants} + \text{Paccesoire}) \times \text{Stributaire}$$

$$G = (10.4 \times 5.2 \times 3) + (12 + 5 + 4) \times (5.2 \times 6.1)$$

$$G = 828.36 \text{ Kg}$$

$$G = 8.28 \text{ KN}$$

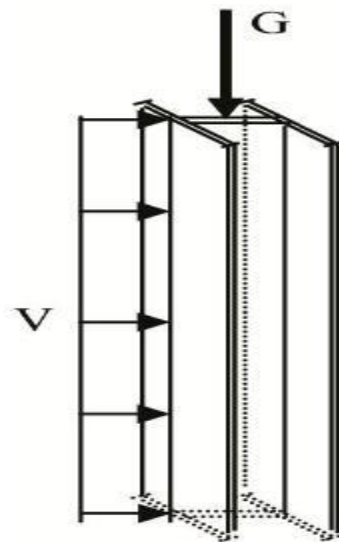


Figure III.23 : Représentation des charges etsurcharges sur le potelet.

b) Surcharges climatiques V :

$$V = 0.89 \text{ KN/m}^2$$

$$V = 0.89 \times 5.2$$

$$V = 4.63 \text{ KN/ml}$$

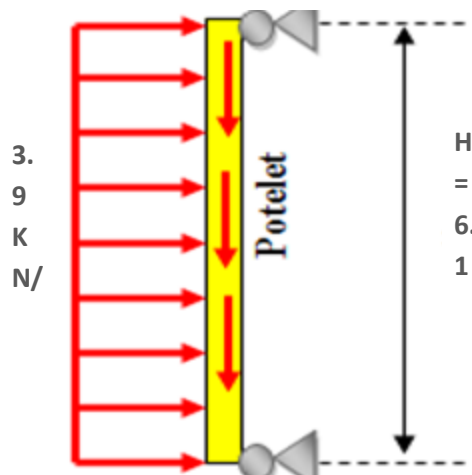


Fig.III.24: surcharges climatique V : (horizontale suivant le plan de l'âme)

CHAPITRE III PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III.9.4 Dimensionnement du potelet :

➤ **Sous la condition de la flèche :**

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées : $V = 3.9 \text{ KN/ml}$

$$F_y < f_{adm}$$

$$f_{adm} = L/200 = 610/200 = 3.05 \text{ cm}$$

$$F_y = 5 / 384 \times V \times L^4 / (E \cdot I_y)$$

$$I_y \geq 1000/384 \times V \times L^3 / E$$

$$I_y \geq 1000/384 \times 4.63 \times 10^{-2} \times 610^3 / (21 \times 10^3)$$

$$I_y \geq 1303.23 \text{ cm}^4$$

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

Ce qui correspond à un profilé **IPE 180** ($I_y = 1317 \text{ cm}^4$)

Tableau III.5: Caractéristiques géométriques de l'IPE 180

- $I_y = 1317 \text{ cm}^4$	- $h = 180 \text{ mm}$	- $d = 146 \text{ mm}$	- $W_{ely} = 52.96 \text{ cm}^3$
- $I_z = 100.9 \text{ cm}^4$	- $b = 91 \text{ mm}$	- $r = 9 \text{ mm}$	- $W_{elz} = 22.16 \text{ cm}^3$
- $A = 23.9 \text{ cm}^2$	- $t_w = 5.3 \text{ mm}$	- $A_{vz} = 11.25 \text{ cm}^2$	- $W_{ply} = 166.4 \text{ cm}^3$
- $G = 18.8 \text{ kg/m}$	- $t_f = 8 \text{ mm}$	- $W_{plz} = 34.6 \text{ cm}^3$	$i_y = 7.42 \text{ cm}$ $i_z = 2.05 \text{ cm}$

➤ **Calcul de la charge permanent G:**

$$G = 828.36 + (P_{profilé} \times L_{profilé}) = 828.36 + (18.8 \times 6.1)$$

$$G = 943.04 \text{ daN}$$

$$G = 9.43 \text{ KN}$$

III.9.5 Vérification de la section à la résistance :

a) **Incidence de l'effort tranchant :**

Si: $V_{Sd} \leq 0.5 V_{pl,Rd}$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

$$Q_{z,Sd} = 1.5V = 1.5 \times 4.6 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$V_{zsd} = Q_{zsd} \times L/2 = 5.85 \times 6.1/2 = 17.84 \text{ KN}$$

CHAPITRE III PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

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

$$V_{plzrd} = 11.25 \times (23.5 / \sqrt{3}) / 1.1 = 138.76 \text{ KN}$$

$$V_{plzrd} = 138.76 \text{ KN}$$

$$V_{zsd} = 17.84 \text{ KN} < 0.5V_{plzrd} = 69.38 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

b) Incidence de l'effort normal :

Si : $N_{sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} ; 0.5AW.f_y / \gamma M_0)$). Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 1.35 G = 1.35 \times 9.43 = 12.73 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 12.73 \text{ KN}$$

$$N_{plrd} = A \times f_y / \gamma M_0 = 23.9 \times 23.5 / 1.1 = 510.59 \text{ KN}$$

$$N_{plrd} = 510.59 \text{ KN}$$

$$0.25 N_{plrd} = 127.65 \text{ KN}$$

$$AW = (A - 2b \cdot t_f) = 23.9 - 2 \times 9.1 \times 0.8 = 9.34 \text{ cm}^2$$

$$0.5AW.f_y / \gamma M_0 = 0.5 \times 9.34 \times 23.5 / 1.1 = 99.77 \text{ KN}$$

$$0.5AW.f_y / \gamma M_0 = 99.77 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 12.73 \text{ KN} < 0.5AW.f_y / \gamma M_0 = 99.77 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

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

c) Vérification à la flexion :

$$M_{y,Sd} \leq M_{cy,Rd}$$

$M_{cy,Sd}$: c'est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

Classe de la section :

– Classe de la semelle (semelle comprimée) :

$$c / t_f = \frac{(b - t_w - 2r) / 2}{t_f} = (91 - 5.3 - 2 \times 9) / 2 / 8 = 4.23 \leq 10 \quad \text{Avec } \epsilon = \sqrt{(235 / f_y)} = \sqrt{(235 / 235)} = 1$$

⇒ semelle est de classe 01.

CHAPITRE III PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

– Classe de l'âme : (âme comprimée) :

$$C/T_w = d/t_w = 146/5.3 = 27.55 < 33\epsilon = 33$$

⇒ âme est de classe 01.

Donc la section est de classe 1

$$M_{cy,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M_0} = 35.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{cy,Rd} = 35.55 \text{ KN.m}$$

$$Q_{z,Sd} = 1.5V = 1.5 \times 4.6 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{z,Sd} = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$M_{y,Sd} = 5.85 \times 6.1^2 / 8 = 27.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,Sd} = 27.21 \text{ KN.m} \leq M_{cy,Rd} = 35.55 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

III.9.6 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

❖ Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

❖ Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

➤ Calcul des coefficients de réduction pour le flambement χ_y et χ_z
 $\chi_{min} = \min(\chi_y ; \chi_z)$

❖ Flambement par rapport à l'axe y :

➤ Longueur de flambement : $l_y = L = 6.1 \text{ m}$.

➤ Calcul de l'élancement :

$$\lambda_y = l_y / i_y = 610/7.42 = 82.21$$

➤ Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_l = \pi(E/f_y)^{0.5} = 3.14 \times (2.1 \times 10^4 / 23.5)^{0.5} = 93.9$$

$$\beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

CHAPITRE III PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$\bar{\lambda}_y = (\lambda_y / \lambda_1) \times (\beta A)^{0.5} = 82.21 / 93.9 = 0.97$$

➤ *Choix de la courbe de flambement:*

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1, nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section.

$$h/b = 180/91 = 1.98 > 1.2 \text{ et } t_f = 8 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Suivant y-y : courbe a $\alpha = 0.21$

➤ *Facteur de réduction*

$\chi_y = 0.6865$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

❖ **Flambement par rapport à l'axe zz:**

➤ *Longueur de flambement:*

$$l_z = L = 1.5 \text{ m (entraxe des lisses).}$$

➤ Calcul de l'élancement :

$$\lambda_z = l_z / i_z = 150 / 2.05 = 73.17$$

➤ Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi (E / f_y)^{0.5} = 3.14 \times (2.1 \times 10^4 / 23.5)^{0.5} = 93.9$$

$$\beta = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_z = (\lambda_z / \lambda_1) \times (\beta)^{0.5} = 73.17 / 93.9 = 0.78$$

➤ *Choix de la courbe de flambement :*

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1, nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section.

$$h/b = 180/91 = 1.98 > 1.2 \text{ et } t_f = 8 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

suivant z-z : courbe b, $\alpha = 0.34$

➤ *Facteur de réduction*

$\chi_z = 0.7357$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe b)

$$\chi_{min} = \min (0.6865 ; 0.7357)$$

$$\chi_{min} = 0.6865$$

CHAPITRE III PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

➤ Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement $\overline{\lambda}_{LT}$:

$$\overline{\lambda}_{LT} = (\lambda_{LT} / \lambda_l) \times (\beta A)^{0.5}; \beta A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$$\lambda_l = \pi(E/fy)^{0.5} = 3.14 \times (2.1 \times 10^4 / 23.5)^{0.5} = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{150/2.05}{1.132^{0.5} \left\{ 1 + 1/20 \times ((150/2.05) / (18/0.8))^2 \right\}^{0.25}} = 61.85$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 61.85 / 93.9 = 0.66 > 0.4 \text{ il y'a risque de déversement}$$

Courbe 'a' : $\alpha = 0.21$

$$\chi_{LT} = 0.8657 < 1 \text{ (tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a)}$$

➤ Calcul des coefficients k :

$$\mu_y = \overline{\lambda}_y \times (2\beta M_y - 4) + (w_{ply} - w_{ely}) / w_{ely}$$

– βM_y : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

– Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta M_y = 1.3$

$$\mu_y = 0.78 \times (2 \times 1.3 - 4) + (166.4 - 52.96) / 52.96 = -2.34$$

$$\mu_y = -2.34 \leq 0.9$$

$$K_y = 1 - (\mu_y \cdot N_{sd}) / (\chi_y \cdot A \cdot f_y)$$

$$K_y = 1 - (-2.34 \times 12.73) / (0.6865 \times 23.9 \times 23.5) = 1.08 < 1.5$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \overline{\lambda}_z \cdot \beta M_{LT} - 0.15$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 0.78 \times 1.3 - 0.15 = 0.021 < 0.9$$

$$K_{LT} = 1 - (0.021 \times 12.73) / (0.7357 \times 23.9 \times 23.5) = 1$$

– βM_{LT} Est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement

– Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta M_{LT} = 1.3$

CHAPITRE III PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

➤ Vérification au flambement :

$$N_{sd} / (\chi_{min} \cdot N_{plyrd}) + K_y \cdot M_{y, sd} / (M_{plyrd}) \leq 1$$

$$12.73 / (0.6865 \times 510.59) + 1.08 \times 27.21 / 35.55 = 0.86 < 1 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ Vérification au déversement :

$$N_{sd} / (\chi_z \cdot N_{plrd}) + K_{LT} \cdot M_{y, sd} / (\chi_{LT} \cdot M_{plyrd}) \leq 1$$

$$12.73 / (0.7357 \times 510.59) + 1 \times 27.21 / (0.8657 \times 35.55) = 0.92 \leq 1 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

L' IPE 180 convient comme potele

III.10 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 120**
- ✓ **L'échantignole : épaisseur de : e = 1.5 cm.**
- ✓ **Les liernes de la toiture : barre ronde de diamètre $\phi = 10$ mm**
- ✓ **Les lisses du long-pan : IPE 120**
- ✓ **Les liernes du long-pan : barre ronde de diamètre $\phi = 10$ mm**
- ✓ **Les lisses du pignon : IPE 120**
- ✓ **Les liernes du pignon : barre ronde de diamètre $\phi = 10$ mm**

CHAPITRE IV ETUDE DE CONTREVENTEMENT

IV.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 telles que le vent, séismes, chocs,...ect.. Ils sont alors conçus pour acheminer les charges horizontales jusqu'aux fondations.

IV.2 Dispositions des contreventements :

Nos contreventements sont disposés suivant les versants de la toiture dans les 2 travées de rives, dans le but de reprendre les efforts longitudinaux dues au vent, vu que le portique principal joue le rôle du contreventement transversal. Ils sont composés principalement d'une poutre au vent qui reçoit les efforts du vent et les transmet vers les palées de stabilité qui jouent le rôle des appuis de cette poutre à treillis et les transmettent vers le sol de fondation.

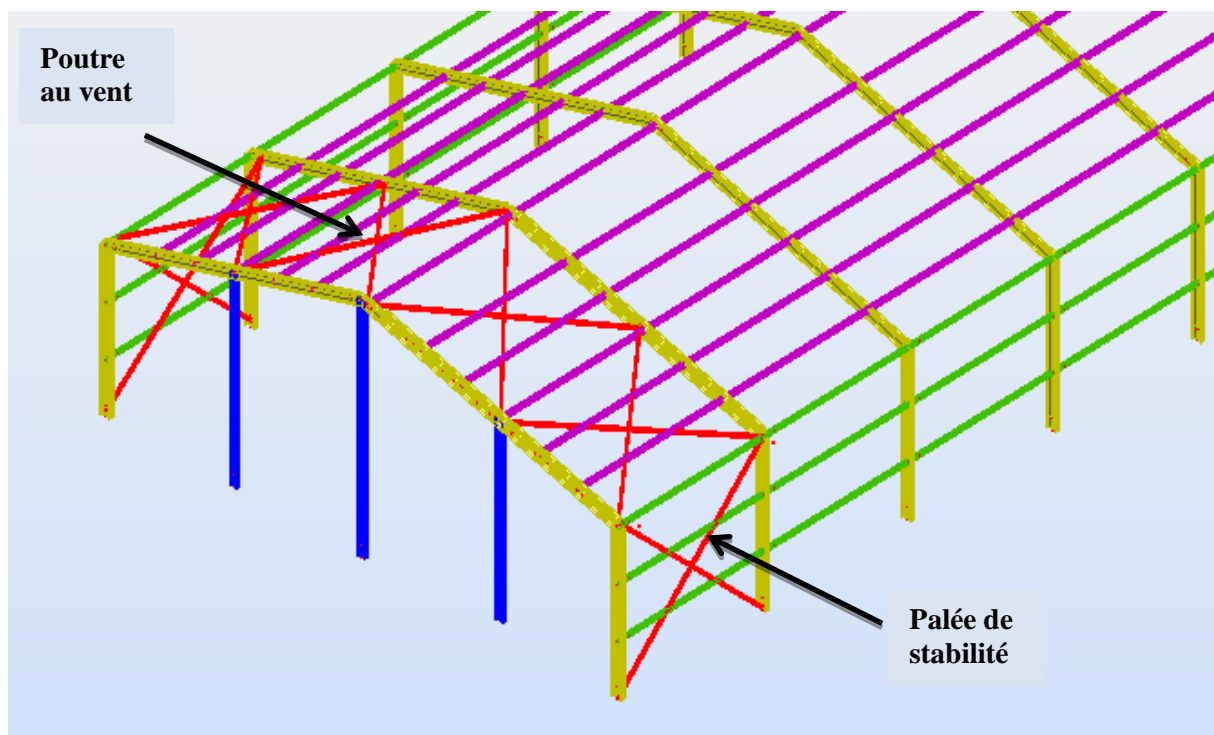


Figure IV.1 : Dispositions des contreventements.

IV.3 Calcul de la poutre au vent en pignon :

Cette poutre sera calculée comme une poutre treillis reposant sur deux appuis (palées de stabilité). Elle sera soumise à des forces horizontales.

IV.3.1 Effort du vent sur les pignons :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (Poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

CHAPITRE IV ETUDE DE CONTREVENTEMENT

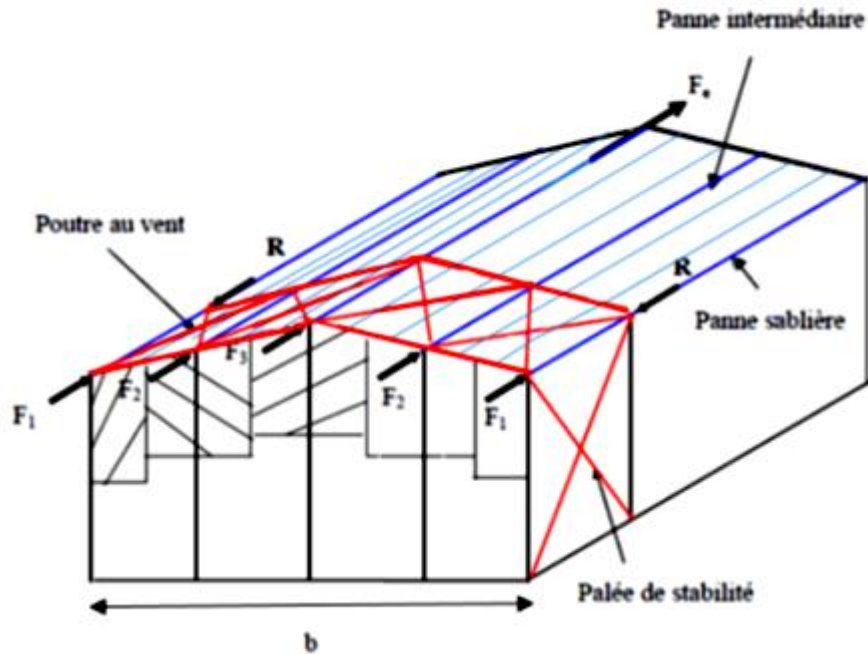


Figure IV.2 : Effort du vent sur les pignons.

IV.3.2- Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets :

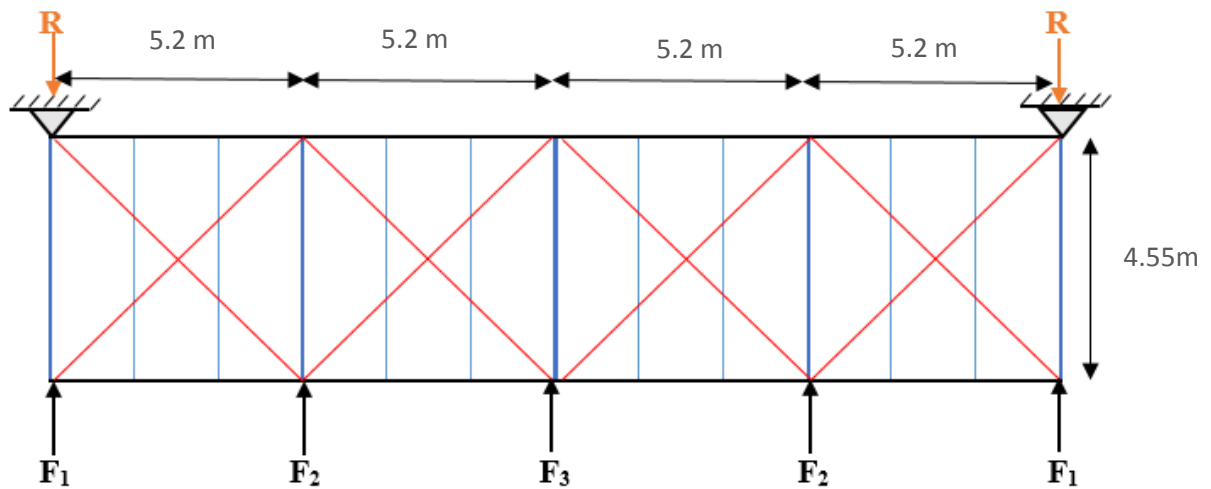
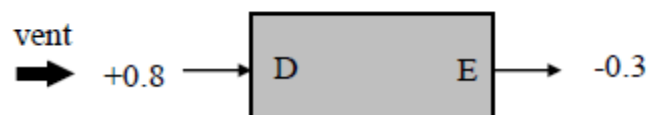


Figure IV.3 : Schéma statique de la poutre au vent.

Comme on l'a vu dans l'étude au vent (chapitre2) :

– La valeur de C_e est donnée ci-dessous



CHAPITRE IV ETUDE DE CONTREVENTEMENT

-Le coefficient de réduction:

$$\Sigma C_r = C_{eD} + C_{eE} = 0.8 + 0.3 = 1.1$$

-La pression dynamique q_h :

$$q_h = q_{ref} \times C_{ex} = 37.5 \times 1.633 = 61.24 \text{ daN/m}^2 \text{ avec : } C_{ex} = 1.633$$

-La pression du vent:

$$V = p_h = C_d \times q_h \times \Sigma C_r = 0.95 \times 61.24 \times 1.1 = 63.32 \text{ daN/m}^2 \text{ avec : } C_d = 0.95$$

-On a aussi une force de frottement (cas de vent perpendiculaire au pignon) :

$$F_{fr} = 1443 \text{ daN. (Chapitre 02)}$$

-Les hauteurs h:

$$h_1 = 4.55 \text{ m ; } h_2 = 5.33 \text{ m ; } h_3 = 6.1 \text{ m.}$$

a) Les efforts appliqués sur la poutre au vent sont :

$$F_1 = \left(\frac{V \times h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{8} = \left(\frac{63.32 \times 4.55}{2} \times \frac{21.3}{8} \right) + \frac{1443}{8} = 563.92 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left(\frac{V \times h_2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left(\frac{63.32 \times 5.33}{2} \times \frac{21.3}{4} \right) + \frac{1443}{4} = 1259.33 \text{ daN}$$

$$F_3 = \left(\frac{V \times h_3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left(\frac{63.32 \times 6.1}{2} \times \frac{21.3}{4} \right) + \frac{1443}{4} = 1389.15 \text{ daN}$$

b) Effort de traction dans les diagonales :

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leurs grands élancements, elles tendent à flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi D ou paroi E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

Le contreventement du versant est une poutre à treillis supposée horizontale.

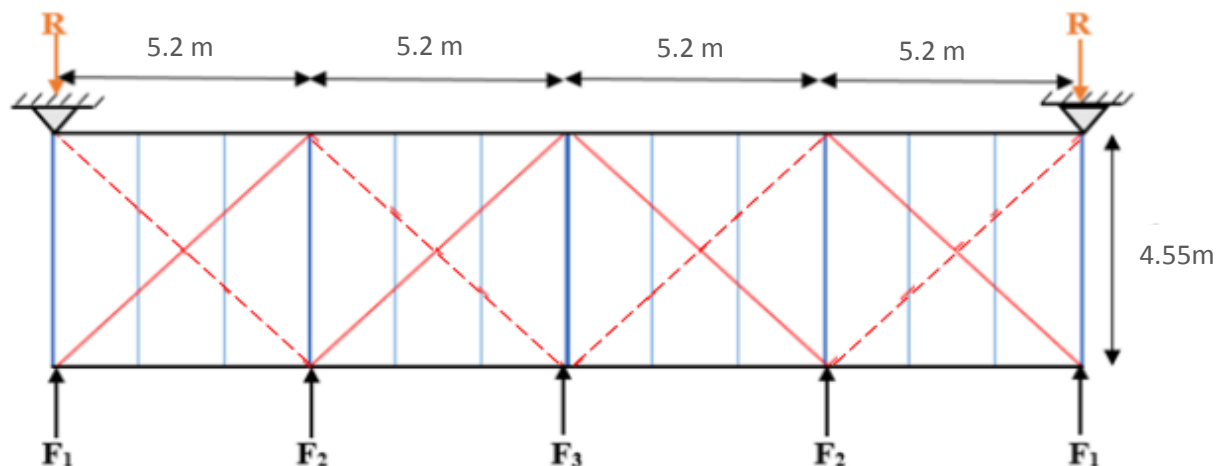


Figure IV.4 : Schéma statique de la poutre au vent (effet de traction).

CHAPITRE IV ETUDE DE CONTREVENTEMENT

➤ Par la méthode des coupures

On établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

$$F_d \cdot \cos\theta + F_1 = R$$

Avec :

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2 \times (F_1 + F_2) + F_3}{2} = \frac{2 \times (563.92 + 1259.33) + 1389.15}{2} = 2517.825 \text{ daN}$$

$$\tan\theta = \frac{5.2}{4.55} = 1.14 \longrightarrow \text{Arctg } \theta = 48.81^\circ$$

D'où :

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos\theta} = \frac{2517.825 - 563.92}{\cos 48.81} = 2966.94 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d = 4450.42 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 44.5 \text{ KN}$$

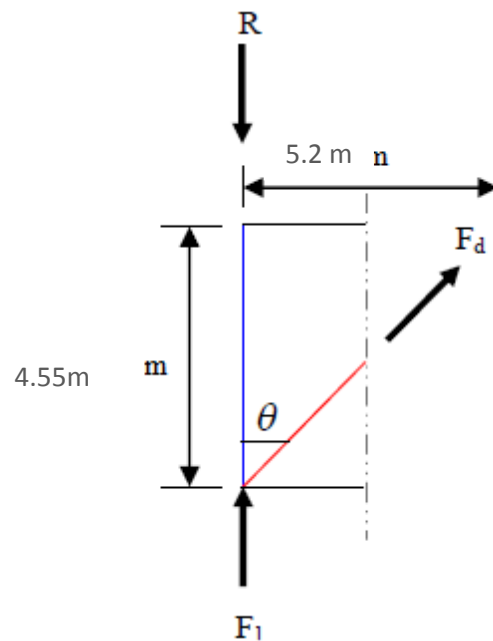


Figure IV.5 : L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité.

➤ Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma M_0}{f_y} = \frac{44.5 \times 1.1}{23.5} = 2.08 \text{ cm}^2$$

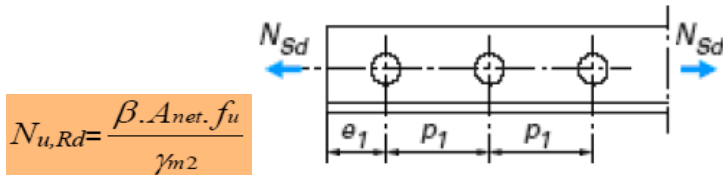
CHAPITRE IV ETUDE DE CONTREVENTEMENT

On opte pour une cornière isolée de **L70×70×5** d'une section $A = 6.84 \text{ cm}^2$ avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

-Section nette: $A_{\text{nette}} = 6.84 - 0.5 \times 1.3 = 6.19 \text{ cm}^2$

IV.3.3 Vérification à la résistance ultime de la section nette :

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons :



Où β est le coefficient minorateur donné dans le tableau 1 en fonction de l'entraxe p_1 des trous.

Tableau IV.1: Coefficients minorateurs β_1 et β_2 .

Tableau 1 – Coefficients minorateurs β_2 et β_3		
Entraxe p_1	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
(2 boulons) β_2	0,4	0,7
(3 boulons ou plus) β_3	0,5	0,7

Attache de 3 boulons et plus : $p = 100 \text{ mm}$; $e = 25 \text{ mm}$

$p_1 = 100 \text{ mm} > 5.0 d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm}$ avec : $d_0 = 13 \text{ mm}$: diamètre des trous

Donc : $\beta = \beta_3 = 0.7$

$$\frac{\beta \cdot A_{\text{nette}} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \times 6.19 \times 3600}{1.25} = 12479.04 \text{ daN} = 124.79 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 44.5 \text{ KN} < N_{u,Rd} = 124.79 \text{ KN}$ vérifiée

Remarque : Une cornière isolée de L70×70×5 avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

IV.4 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance :

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action des charges verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée.

CHAPITRE IV ETUDE DE CONTREVENTEMENT

IV.4.1 à la Flexion déviée (bi axiale) :

a. Vérification de la section à la résistance :

Section de classe 1 et 2 :

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{nyrd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{nzrd}}\right) \leq 1.0$$

Avec : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1$

$$n = N_{sd}/N_{pl,Rd}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{13.2 \times 2350}{1.1} = 282.00 \text{ KN}$$

$$M_{plyrd} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{60.7 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 12.968 \text{ KN.m}$$

$$M_{plzrd} = W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{13.6 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 2.9054 \text{ KN.m}$$

b. Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire :

➤ Flexion déviée : (calcul des pannes chapitre 3)

$$G = 0.386 \text{ KN/ml}$$

$$N = 0.23 \text{ KN/ml}$$

➤ Compression : (calcul des contreventements)

$$V = F_2 = 12.59 \text{ KN}$$

➤ Combinaison de charge : $1.35G + 1.35N + 1.35V$

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35N = 1.35 \times 0.386 + 1.35 \times 0.23 = 0.8316 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 0.8316 \times \cos(7.97) = 0.8236 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ysd} = Q_{zsd} \frac{l^2}{8} = \frac{0.8236 \times 4.55^2}{8} = 2.132 \text{ KN.m}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 0.8316 \times \sin(7.97) = 0.115 \text{ KN/ml}$$

$$M_{zsd} = Q_{y, sd} \frac{\left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{0.115 \times 2.275^2}{8} = 0.075 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 1.35V = 1.35 \times 12.59 = 17.00 \text{ KN}$$

$$n = N_{sd}/N_{pl,Rd} = 17/282 = 0.06 \text{ donc } \beta = 5n = 0.47 = 0.5$$

CHAPITRE IV ETUDE DE CONTREVENTEMENT

c. Vérification s'il y a présence de l'effort normal

Si : $N_{sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} ; 0.5A_w .f_y / \gamma_{M0})$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 17 \text{ KN}$$

$$0.25 N_{pl,Rd} = 0.25 \times 282 = 70.5 \text{ KN}$$

$$A_w = (A - 2b .t_f) = 13.2 - 2 \times 6.4 \times 0.63 = 5.136 \text{ cm}^2$$

$$0.5A_w .f_y / \gamma_{M0} = 0.5 \times 5.136 \times 2350 / 1.1 = 54.86 \text{ KN}$$

$$\text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} = 70.5 ; 0.5A_w .f_y / \gamma_{M0} = 54.86 \text{ KN})$$

$$N_{sd} = 17 \text{ KN} \leq 0.5A_w .f_y / \gamma_{M0} = 54.86 \text{ N} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

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

Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{Ny, Rd} = M_{pl,y, Rd}$$

$$M_{Nz, Rd} = M_{pl,z, Rd}$$

La formule de vérification est la suivante :

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{nyrd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{nzrd}} \right) \leq 1.0$$

$$\left(\frac{2.132}{12.97} \right)^2 + \left(\frac{0.075}{2.91} \right)^{0.5} = 0.19 < 1.0 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

IV.5 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) aux instabilités :

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

❖ Semelle supérieure :

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

❖ Semelle inférieure :

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

➤ **Combinaison à l'ELU : $G - 1.5V$**

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

$$Q_{z, sd} = 1.35G \times \sin(\alpha)$$

$$N_{sd} = 1.5V'$$

CHAPITRE IV ETUDE DE CONTREVENTEMENT

Avec :

$G = 0.386 \text{ KN/ml}$: Charge permanente

$V = -0.85 \text{ KN/ml}$: Vent de soulèvement (chapitre 3 : calcul des pannes)

$V' = F_2 = 12.59 \text{ KN}$: Effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire (montant de la poutre au vent).

IV.5.1 vérification aux instabilités:

a) Flexion déviée composée avec risque de flambement :

$$\left(\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{PL,Rd}} \right) + \left(\frac{K_y \cdot M_{y, sd}}{M_{pl, Rd}} \right) + \left(\frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \right) \leq 1$$

b) Flexion déviée composée avec risque de déversement :

$$\left(\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl, Rd}} \right) + \left(\frac{K_{LT} \cdot M_{y, sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply, Rd}} \right) + \left(\frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \right) \leq 1$$

Avec :

$$M_{plz, Rd} = 2.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply, Rd} = 12.97 \text{ KN.m}$$

➤ Charge de flexion : (chapitre 3 calcul des pannes : vérification au déversement)

$$Q_{zsd} = -1.52 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ysd} = 0.07 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ysd} = 1.6 \times 5.55^2 / 8 = 6.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{zsd} = 0.07 \times (5.55/2)^2 / 8 = 0.067 \text{ KN.m}$$

➤ Charge de compression : (calcul des contreventements)

$$N_{sd} = 1.5V' = 1.5 \times 12.59 = 18.89 \text{ KN}$$

❖ Flambement par rapport à l'axe yy:

➤ Longueur de flambement: $l_y = L = 455 \text{ cm}$.

➤ Calcul de l'élancement:

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{455}{4.9} = 92.86$$

➤ Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda l = \pi \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0.5} = \pi \left(\frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right)^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda l} \right) (\beta A)^{0.5} = \frac{92.86}{93.9} = 0.99$$

CHAPITRE IV ETUDE DE CONTREVENTEMENT

$\beta_A = 1$ (section 1, 2 et 3)

➤ Choix de la courbe de flambement:

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section.

$$\frac{h}{b} = \frac{120}{64} = 1.875 > 1.2$$

suivant y-y : courbe **a** → $\alpha = 0.21$

➤ Facteur de réduction $\chi_y = 0.7339$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

❖ Flambement par rapport à l'axe zz:

➤ Longueur de flambement:

$$l_z = L = 227.5 \text{ cm.}$$

➤ Calcul de l'élanement:

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{227.5}{1.45} = 156.9$$

➤ Calcul d'élanement réduit:

$$\lambda_l = \pi \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0.5} = \pi \left(\frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right)^{0.5} = 93.9$$

$$\overline{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_l} \right) (\beta_A)^{0.5} = \frac{156.9}{93.9} = 1.67$$

$\beta_A = 1$ (section 1, 2 et 3)

➤ Choix de la courbe de flambement:

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section.

$$\frac{h}{b} = \frac{120}{64} = 1.875 > 1.2$$

Suivant z-z : courbe **b** → $\alpha = 0.34$

➤ Facteur de réduction $\chi_z = 0.2866$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe b)

$$\chi_{min} = \min(0.7339; 0.2866); \chi_{min} = 0.2866$$

➤ Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis du déversement $\overline{\lambda}_{LT}$:

CHAPITRE IV ETUDE DE CONTREVENTEMENT

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) (\beta_A)^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3) et } \lambda_1 = 93.9$$

λ_{LT} : Élançement de l'élément vis-à-vis du déversement pour les profilés laminés I et H.

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{Cl^{0.5} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{L}{iz}}{\frac{h}{if}} \right)^2 \right)^{0.25}}$$

Dans le cas des poutres aux moments d'extrémités :

$$Cl = 1.88 - 1.4\Psi + 0.52\Psi^2 \leq 2.7$$

$$\Psi = M_a / M_b \text{ avec } M_a < M_b$$

Poutre simplement appuyée avec charge à mi-travée :

$$L = 227.5 \text{ cm}$$

$$\Psi = 0 \longrightarrow Cl = 1.88$$

$$\lambda_{LT} = \frac{227.5/1.45}{1.88^{0.5} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{227.5}{1.45}}{\frac{12}{0.63}} \right)^2 \right)^{0.25}} = \frac{156.9}{1.985} = 79.04$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left(\frac{79.04}{93.9} \right) = 0.842 > 0.4 \dots \dots \dots \text{ il y a risque de déversement.}$$

Suivant la Courbe..... $\alpha = 0.21$

$\chi_{LT} = 0.7721$ (Tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a).

➤ Calcul des coefficients k_y :

- β_{My} : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{My} = 1.3$

$$\mu_y = \overline{\lambda}_y \times (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right) = 0.99 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{60.73 - 52.96}{52.96}$$

$$\mu_y = -1.24 < 0.9$$

$$K_y = 1 - (\mu_y \cdot N_{sd}) / (\chi_y \cdot A_{fy}) = 1 - \frac{-1.24 \times 18.89}{0.7339 \times 13.2 \times 2350} = 1$$

$$K_y = 1 < 1.5$$

➤ Calcul des coefficients k_{LT} :

CHAPITRE IV ETUDE DE CONTREVENTEMENT

- β_{MLT} Est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement
- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{MLT} = 1.3$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0.15$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.67 \times 1.3 - 0.15 = 0.176 < 0.9$$

$$K_{LT} = 1 - (0.176 \times 18.89) / (0.2866 \times 13.2 \times 2350) = 0.999 = 1$$

➤ Calcul des coefficients k_z :

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{Mz} = 1.3$

$$K_z = 1 - \mu_z \frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right) = 1.67 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{13.58 - 8.65}{8.65} = -1.76$$

$$\mu_z = -1.76 < 0.9$$

$$K_z = 1 - (-1.76) \frac{18.89}{0.2866 \times 13.2 \times 2350} = 1.003 = 1 < 1.5$$

a) **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{plrd}} + K_y \cdot \frac{M_{ysd}}{M_{plyrd}} + K_z \cdot \frac{M_{zsd}}{M_{plzrd}} \leq 1.00$$

$$\frac{18.89}{0.2866 \times 282} + 1 \cdot \frac{6.16}{12.97} + 1 \cdot \frac{0.067}{2.91} = 0.732 \leq 1.0$$

b) **Vérification au déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{plrd}} + K_{LT} \cdot \frac{M_{ysd}}{\chi_{LT} \cdot M_{plyrd}} + K_z \cdot \frac{M_{zsd}}{M_{plzrd}} \leq 1.00$$

$$\frac{18.89}{0.2866 \times 282} + 1 \cdot \frac{6.16}{0.7721 \times 12.97} + 1 \cdot \frac{0.067}{2.91} = 0.872 \leq 1.0$$

Remarque : Le profilé choisi **IPE 120** est adéquat comme panne de toiture.

IV.7 Calcul de la palée de stabilité en long pan :

CHAPITRE IV ETUDE DE CONTREVENTEMENT

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

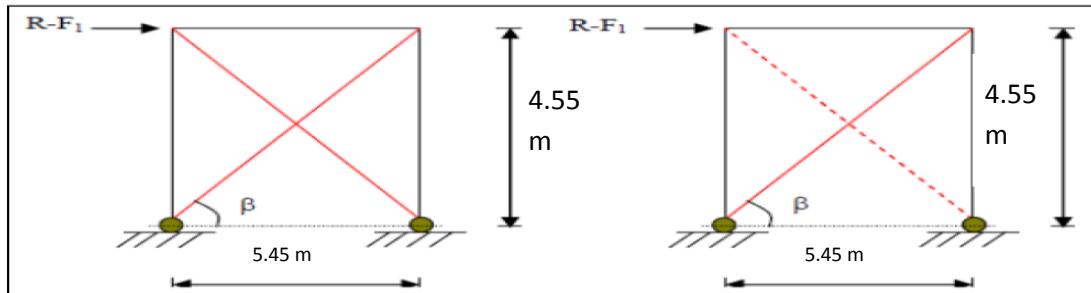


Figure IV.6 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.

➤ Par la méthode des coupures :

a) Effort de traction dans la diagonale tendue :

$$N \cdot \cos \beta = R - F_1$$

Avec :

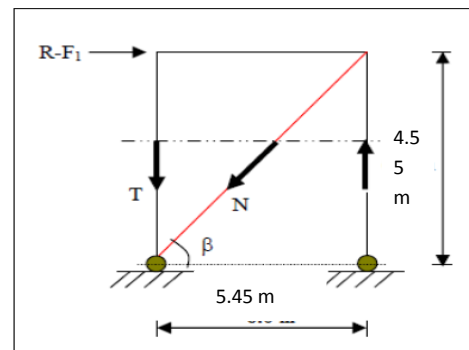
$$R = 25.18 \text{ KN}$$

$$\tan \beta = \frac{4.55}{5.45} = 0.84$$

$$\beta = 40^\circ$$

D'où :

$$N = \frac{R - F_1}{\cos \beta} = \frac{25.18 - 5.64}{\cos 40} = 5.83 \text{ KN}$$



❖ Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A

$$N_{sd} = 1.5 \times N$$

$$N_{sd} = 1.5 \times 5.83$$

$$N_{sd} = 8.745 \text{ KN} \quad N_{sd} \leq N_{plrd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{mo}}$$

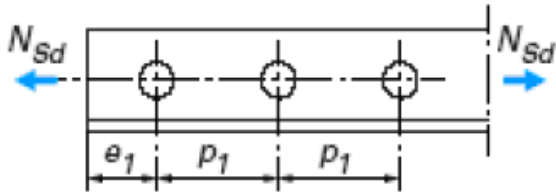
$$A \geq N_{sd} \cdot \frac{\gamma_{mo}}{f_y} = \frac{8.745 \times 1.1}{23.5} = 0.41 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE IV ETUDE DE CONTREVENTEMENT

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de $70 \times 70 \times 5$ avec des boulon HR de 12 mm et trous de 13 mm.

Soit $L70 \times 70 \times 5$ ($A = 6.84 \text{ cm}^2$)

Section nette : $A_{\text{nette}} = 6.84 - 0.5 \times 1.3 = 6.19 \text{ cm}^2$



IV.7.1 Vérification à la résistance ultime de la section nette :

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus :

$p_1 = 100 \text{ mm} > 5 \times d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm}$; $e_1 = 25 \text{ mm}$ donc :

$$\beta = \beta_3 = 0.7$$

$$N_{urd} = \beta \cdot A_{\text{net}} \cdot \frac{f_u}{\gamma_{m1}} = \frac{0.7 \times 6.19 \times 3600}{1.25} = 12479.04 \text{ daN} = 124.79 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 8.745 \text{ KN} < N_{urd} = 124.79 \text{ KN}$$

Remarque : Une cornière isolée $L70 \times 70 \times 5$ avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la Palée de stabilité.

Conclusion :

- Une cornière isolée de $L70 \times 70 \times 5$ avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.
- Une cornière isolée $L70 \times 70 \times 5$ avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la Palée de stabilité.

IX.1 Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentaux utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

➤ Calcul des assemblages par boulons :

Il faut noter que parmi les plusieurs avantages de la construction métallique est que la majorité des éléments sont assemblés par boulonnage. Ainsi cet avantage permet d'usiner presque tous les éléments d'une structure dans l'atelier avant de les transporter sur site et de les assembler. Dans ce chapitre on va faire le calcul des connexions boulonnées HR.

Il existe deux types de boulons :

- Les boulons ordinaires : non précontraints, ce type d'assemblage, de moins en moins utilisé aujourd'hui, est pratiquement réservé aux constructions provisoires, donc démontables, ou aux constructions sommaires et secondaires.
- Les boulons HR : présente le même aspect qu'un boulon ordinaire, un boulon HR (Haute Résistance) est constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête. Donc le coefficient de frottement (μ) entre les éléments d'une connexion joue un rôle prépondérant.

➤ Avantages des boulons HR :

- Déformation très réduite par rapport aux autres types d'assemblages boulonnés (Grande raideur)
- Capacité à supporter des charges alternées

- Meilleur comportement en fatigue
- Le boulon HR peut travailler en pression diamétrale s'il perd sa précontrainte.

IX.2 Assemblage de rive:

Pour les assemblages de rive, les plus utilisés sont des assemblages boulonnés qui assurent la continuité avec la traverse, laquelle est dotée de platines d'about, comme le montre la figure suivante.

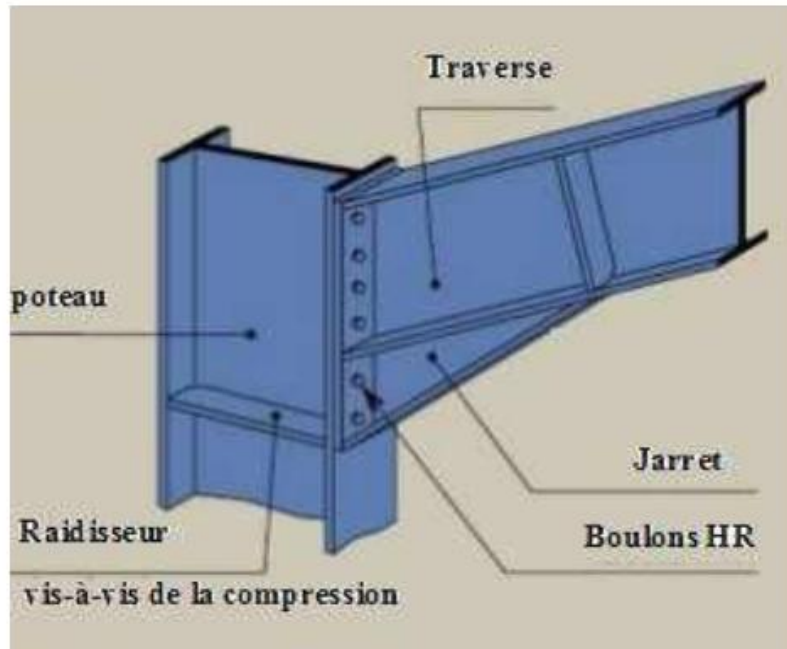


Figure. IX.1 : Assemblage poteau-travers.

Soit un assemblage constitué de 12 boulons d'un diamètre de 20mm, Une platine d'épaisseur $t = 20\text{mm}$ et un coefficient de frottement $\nu = 0,3$

Sachant que la traverse et le jarret sont en IPE360 et le poteau en HEB320, on va vérifier la résistance de cet assemblage (voir la figure ci-dessous) sous les sollicitations suivantes :

$$M_{y.sd} = -121.73 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = +43.05 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = +26.76 \text{ kN}$$

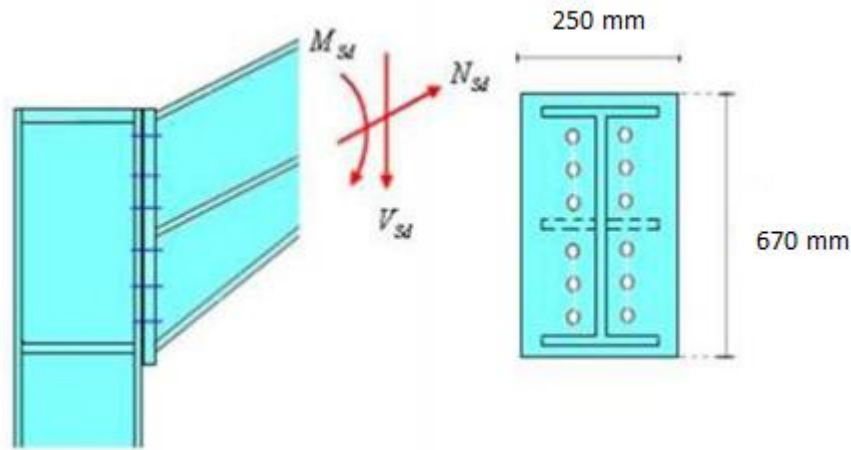


Figure. IX.2 : Détails d'assemblage.

- ✓ Platine : 670 x 260 x 20
- ✓ Boulons : HR 10.9

Le moment résistant M_{Rd} de l'assemblage est obtenu par la somme des produits des efforts de traction dans les rangées de boulons situées dans la zone tendue (qui sera définie par la distance x) par leurs distances respectives d_i au centre de résistance de la zone comprimée (axe neutre de la semelle comprimée).

IX.2.1 Calcul de la hauteur de la partie comprimée :

$$d_0 = d_1 + 2 \text{ mm} = 20 + 2 = 22 \text{ mm (diamètre des trous)}$$

❖ Traverse IPE 360

Profilé IPE	Dimensions				Caractéristiques de calcul									
	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	A cm ²	A _{vz} cm ²	W _{ply} cm ³	W _{pl,z} cm ³	W _{el,y} cm ³	W _{el,z} cm ³	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	i _y cm	i _z cm
360	360	170	8	12.7	72.7	35.14	1019	191.1	903.16	122.8	16270	1043	14.95	3.79

$$x = t f b \sqrt{\frac{b b}{t w b}} = 12.7 \times \sqrt{\frac{170}{8}} = 58.54 \text{ mm}$$

➤ **Condition de résistance des boulons :**

❖ **Distance entre axe des boulons :**

✓ **Entre axe des boulons :**

$$P1 \geq 2,2d_0 \quad ; \quad P2 \geq 3d_0 \text{ Avec : } d_0 = 22 \text{ mm (tableau 6.1 Eurocode 3)}$$

$$P1 \geq 2,2 \times 22 = 48,4 \text{ mm}$$

On prend : $P1 = 100 \text{ mm}$

$$P2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

On prend : $P2 = 100 \text{ mm}$

✓ **Pince longitudinale :**

$$e_1 > 1,5d_0$$

$$e_1 > 1,5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

On prend : $e_1 = 50 \text{ mm}$.

✓ **Pince transversale :**

$$e_2 > 1,5d_0$$

$$e_2 > 1,5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

On prend : $e_2 = 40 \text{ mm}$

$$d_1 = 550 \text{ mm}; d_2 = 450 \text{ mm}; d_3 = 350 \text{ mm}; d_4 = 250 \text{ mm}; d_5 = 150 \text{ mm}$$

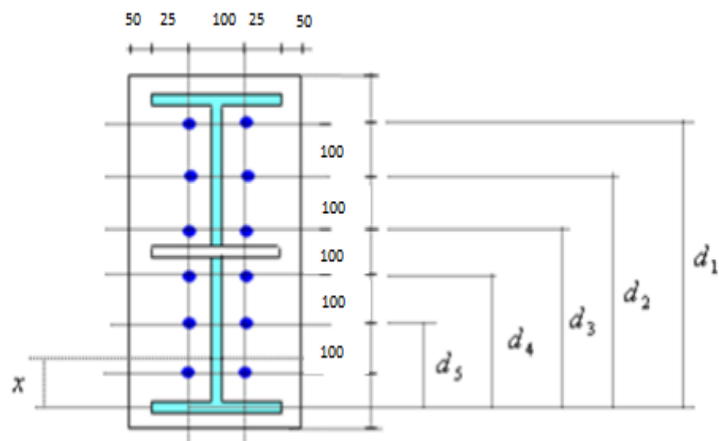


Figure. IX.3 : Détails d'assemblage.

IX.2.2 Calcul du moment résistant :

$$M_{Rd} = N_1 d_1 + N_2 d_2 + N_3 d_3 + \dots = \sum N_i d_i$$

$$\frac{N_1}{d_1} = \frac{N_2}{d_2} = \frac{N_3}{d_3} \dots$$

$$M_{rd} = \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots)$$

$$M_{rd} = \frac{N_1}{d_1} \sum d_i^2$$

D'où

- N_1 : L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.
- d_1 : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

IX.2.3 L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons :

Selon l'article 6-5-8-2 de l'Eurocode 03, on a :

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_c = 0,7 \times 1000 \times 245 = 171,5 \text{ kN (Par boulon)}$$

IX.2.4 Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

n : Nombre de boulons dans une rangée horizontale.

IX.2.5 Vérification de la résistance de l'assemblage :

$$\sum d_i^2 = (150^2 + 250^2 + 350^2 + 450^2 + 550^2) = 712500 \text{ mm}^2$$

$$M_{rd} = \frac{2 \times 171,5 \times 712500}{550} \times 10^{-3} = 444,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = 121,73 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 444,4 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

IX.2.6 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant:

$$V_{pb} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{26,76}{12} = 2,23 \text{ KN}$$

On doit vérifier :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{Rd} = \frac{K_s \cdot m \cdot U \cdot F_p}{\gamma_{M2}}$$

- ✓ $k_c=1$: Trou normal (Article 6-5-8-1 de l'Euro code 03).
- ✓ $m=1$: Plan de frottement.
- ✓ $u = 0,3$: Coefficient de frottement (Article 6-5-8-3 de l'Euro code 03).
- ✓ $F_p = 171,5$ kN: Précontrainte de calcul par boulon (Article 6-5-8-2 de l'Euro code 03)
- ✓ $\gamma_{m2} = 1,25$: Coefficient sécuritaire.

$$V_{rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 171,5}{1,25} = 41,16 \text{ KN}$$

$$V_{pb} = 2,23 \text{ KN} < V_{rd} = 41,16 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

IX.2.7 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone tondue:

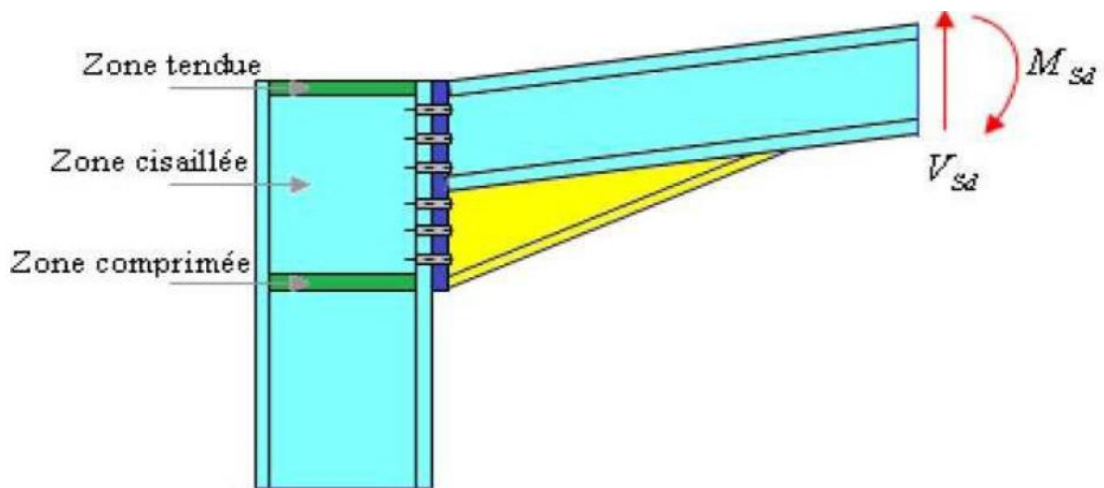


Figure. IX.4 : Résistance âme du poteau dans la zone tondue.

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$F_v \leq F_{t,rd}$$

$$F_{t,rd} = \frac{t_w \cdot b_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h \cdot t_f}$$

$F_{t,Rd}$: Résistance de l'âme du poteau a la traction.

$t_w = 11,5$ mm : Epaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff}(p) = 100$ mm: Entraxe rangées de boulons.

$M_{sd} = 121,73$ kN. m

$h = 640$ mm (320*2)

$t_f = 41$ mm (20,5*2)

$$f_{t,rd} = \frac{1.15 \times 10 \times 23.5}{1.1} = 245.68 \text{ KN}$$

$$f_v = \frac{121.73}{0.64 - 0.041} = 203.23 \text{ KN}$$

$F_v < f_{t,rd}$Vérifiée

D'où ne nécessite pas de raidissage

IX.2.8 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée:

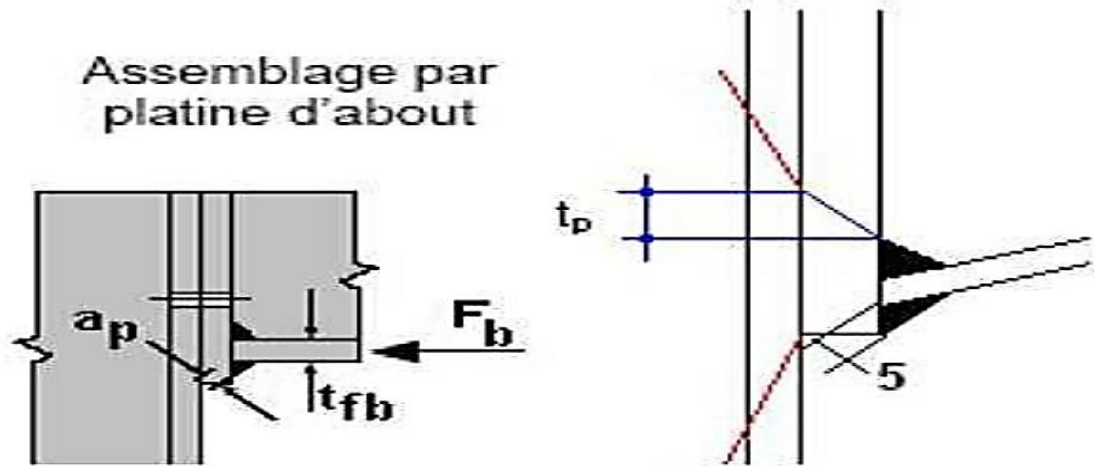


Figure. IX.5 : Résistance âme du poteau dans la zone comprimée.

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd}$$

$$F_{c,rd} = \frac{K_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot t_y}{\gamma_{m1} \cdot \sqrt{1 + 1.3 \left(\frac{b_{eff}}{h} \right)^2}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2 t_p$$

- ✓ $t_{fb} = 12.7 \text{ mm}$: Epaisseur de la semelle de la poutre.
- ✓ $t_{fc} = 20.5 \text{ mm}$: Epaisseur de la semelle du poteau.
- ✓ $r_c = 27 \text{ mm}$: Rayon de raccordement âme-semelle du poteau.
- ✓ $a_p = 5.0 \text{ mm}$: Epaisseur estimée pour la gorge de soudure.
- ✓ $h = 320 \text{ mm}$: Hauteur de la section du profilé.
- ✓ $t_{wc} = 11.5 \text{ mm}$: Epaisseur de l'âme du poteau.
- ✓ $d_{wc} = 225 \text{ mm}$
- ✓ $t_p = 20 \text{ mm}$: épaisseur de la platine d'extrémité
- ✓ $b_{eff} = 12.7 + 2 \times 5 \sqrt{2} + 5(20.5 + 27) + 2 \times 20 = 304.34 \text{ mm}$

$$\sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + M_{sd} \cdot \frac{Z_{sd}}{I_y} = \frac{26.76}{161.3} + \frac{121.73 \times 2.7 \times 10^2}{30820} = 1.23 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{c.sd} = 1.23 \text{ kN/cm}^2 < 0.7 f_y = 16.45 \text{ KN/cm}^2 \Rightarrow K_C = 1$$

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_w \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}}} = 0.932 \sqrt{\frac{30.434 \times 22.5 \times 23.5}{2.1 \times 10^4 \times 1.15^2}} = 0.71$$

$$\bar{\lambda}_p = 0.71 < 0.72 \rightarrow \rho = 1.0$$

$$F_{crd} = \frac{K_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{1 + 1.3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2}} = \frac{1 \times 1 \times 30.434 \times 1.15 \times 23.5}{1.1 \sqrt{1 + 1.3 \left(\frac{30.434}{32}\right)^2}} = 506.9 \text{ KN}$$

$N_{sd} = \sum N_i$ (la somme des effort dans les boulons tendus)

$$N_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{121.73 \times 550 \times 10^{-3}}{712500 \times 10^{-6}} = 93.97 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{121.73 \times 450 \times 10^{-3}}{712500 \times 10^{-6}} = 76.88 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{121.73 \times 350 \times 10^{-3}}{712500 \times 10^{-6}} = 59.80 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{121.73 \times 250 \times 10^{-3}}{712500 \times 10^{-6}} = 42.71 \text{ KN}$$

$$N_5 = \frac{121.73 \times 150 \times 10^{-3}}{712500 \times 10^{-6}} = 25.63 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 395.03 \text{ KN} < F_{crd} = 506.9 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

IX.2.9 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée:

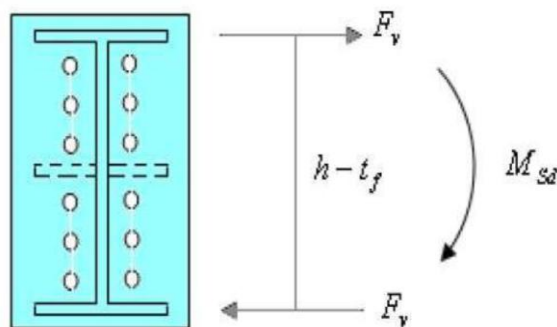


Figure. IX.6 : Résistance âme du poteau dans la zone cisillée.

L'inégalité suivante doit être vérifiée : $F_v \leq V_{rd}$

$$V_{rd} = 0.58 f_y \cdot h \cdot \frac{t_w}{\gamma_{mo}} = \frac{0.58 \times 23.5 \times 32 \times 1.15}{1.1} = 455.98 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut : $F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = 203.23 \text{ KN}$

$V_{rd} = 455.98 \text{ KN} > F_v = 203.23 \text{ KN}$vérifiée

IX.2.10 Vérification de la résistance de l'âme raidie du poteau :

Cette vérification n'est pas nécessaire car le raidisseur a une épaisseur égale à celle de la semelle de la traverse.

IX.3 Assemblage de faîtage:

L'assemblage du faîtage est souvent conçu de même manière que l'assemblage au niveau du jarret ; dans notre vu que la portée de notre portique est importante ce dernier se fera sur chantier et non a l'usine.

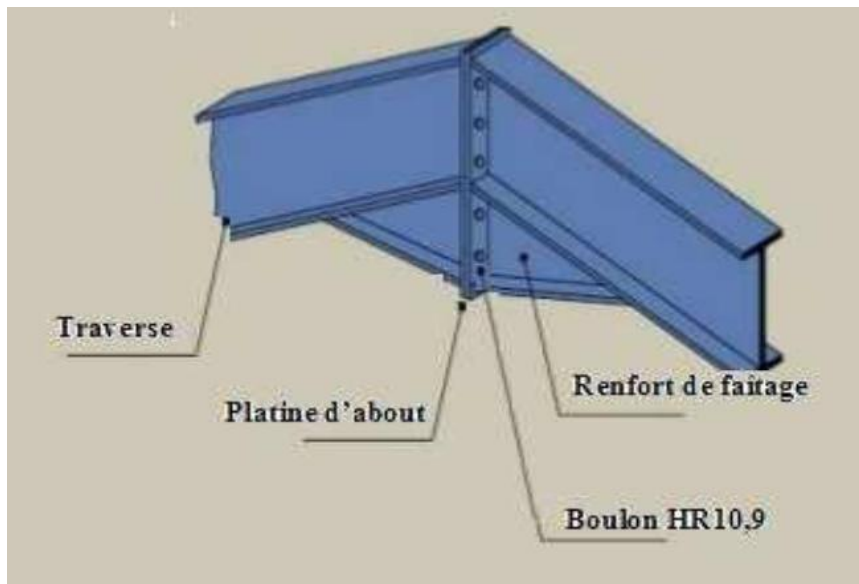


Figure. IX.7 : Assemblage traverse-travers

Soit un assemblage constitué de 12 boulons d'un diamètre de 20mm, Une platine d'épaisseur 20mm et un coefficient de frottement $u = 0,3$

Sachant que les traverse et les jarrets sont en IPE360, on va tacher de vérifier la résistance de cet assemblage (voir la figure ci-dessous) sous les sollicitations suivantes :

$M_{y.sd} = 122.31 \text{ kN.m}$

$N_{sd} = 32.59 \text{ kN}$

$V_{z.sd} = 38.84 \text{ kN}$

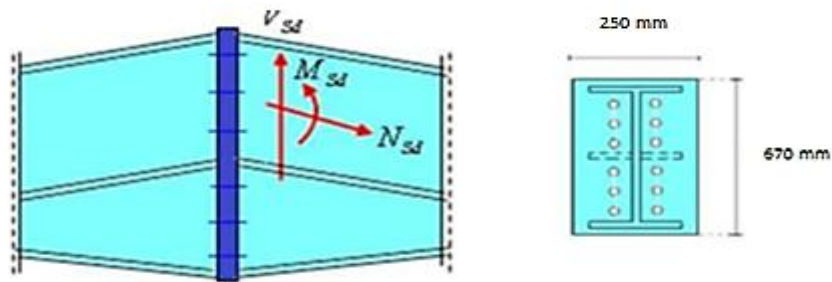


Figure.IX.8 : Détails sur l'assemblage.

IX.3.1 Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{rd} = \frac{N_i \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_c = 0,7 \times 1000 \times 245 = 171,5 \text{ kN (Par boulon)}$$

$$\sum d_i^2 = 712500 \text{ mm}^2$$

$$M_{rd} = \frac{2 \times 171,5 \times 712500}{550} \times 10^{-3} = 444,4 \text{ KNm}$$

$$M_{sd} = 122,31 \text{ KNm} < M_{rd} = 444,4 \text{ KNm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

IX.3.3 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$\text{Par boulon : } \frac{V_{sd}}{n} = \frac{38,84}{12} = 3,24 \text{ KN}$$

$$\text{Il faut vérifier que : } \frac{V_{sd}}{n} < V_{rd} = K_s \cdot m \cdot \mu \cdot \frac{F_p}{\gamma_{m2}}$$

$K_s=1$: Trou normal (Article 6-5-8-1 de l'Eurocode 03).

$m=1$: Plan de frottement.

$\mu = 0,3$: Coefficient de frottement (Article 6-5-8-3 de l'Eurocode 03).

$F_p = 171,5 \text{ kN}$: Précontrainte de calcul par boulon (Article 6-5-8-2 de l'Eurocode 03)

$\gamma_{m2} = 1,1$: Coefficient sécuritaire.

$$V_{rd} = 1 \times 1 \times 0,3 \times 171,5 / 1,1 = 46,77 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = 3,24 \text{ KN} < V_{rd} = 46,77 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

IX.4 conclusion :

On constate que toutes les conditions sont vérifiées pour assurer la stabilité et la sécurité de notre ouvrage.

V.1 Introduction :

Dans le monde de la construction, l'association de l'acier et du béton est la combinaison la plus fréquemment utilisée. Bien que de nature différente, ces deux matériaux peuvent être complémentaires:

- ✓ Le béton résiste en compression et l'acier en traction.
- ✓ Les éléments métalliques sont relativement élancés et sujets au voilement; le béton peut empêcher ce voilement.
- ✓ Le béton assure à l'acier une protection contre la corrosion et une isolation thermique aux températures élevées (augmentation de la résistance au feu).

Sous réserve d'une disposition appropriée, l'acier permet de rendre la structure ductile. Pour que l'ensemble travaille de façon monolithique, il faut s'assurer que les efforts sont bien transmis entre la poutre et le béton de la dalle. C'est le rôle des connecteurs.

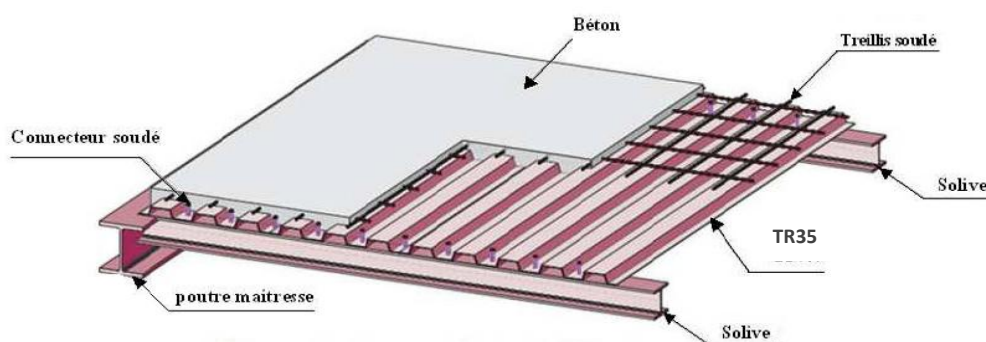


Figure V-1: éléments constructifs de plancher

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 $d=1.3$ m.
- ✓ la longueur de solives est $l=6.00$ m.



Figure V-2. Disposition des poutrelles

V.3. Etude de la dalle collaborant :

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. Evaluation des charges :

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

a) Les charges permanentes :

Tableau V.1: Evaluation des charges permanentes.

Nature de l'élément	Matériau	Epaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m ²)	Valeur de la charge totale (KN/m ²)
Plancher	Revêtement en carrelage	2	0.5	4.03
	Mortier de pose	2	0.2	
	Lit de sable	3	0.54	
	Enduit en plâtre	2	0.2	
	Tôle type TR35		0.094	
	Dalle en béton armé	10	2.5	

b) Les surcharges d'exploitation(Q) :

Plancher courant : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- ✓ **Phase de construction**
- ✓ **Phase finale**
- **Méthode de calcul**

a) Phase de construction:

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

- ✓ Poids propre du profilé
- ✓ Poids propre du béton frais
- ✓ Surcharge de construction (ouvrier)

b) 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 du béton (sec).
- ✓ Surcharge d'exploitation finition.

V.5 :Vérification des solives :

a) Phase de construction :

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

- Poids propre du béton frais..... $G_b = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la tôle..... $G_t = 0,094 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction(ouvrier)..... $Q_c = 1,00 \text{ KN/m}^2$

❖ Combinaison de charge

L'entraxe entre les solives est de 1.3 m

- A l'Etat Limite Ultime :

$$q_u = (1,35 \times G_b + 1,35 \times G_t + 1,5 \times Q) \times 1,3$$

$$q_u = (1,35 \times 2,5 + 1,35 \times 0,094 + 1,5 \times 1,00) \times 1,3$$

$$q_u = 6,5 \text{ KN/m.}$$

- A l'Etat Limite De Service :

$$q_s = (G_b + G_t + Q) \times 1,3$$

$$q_s = (2,5 + 0,094 + 1,00) \times 1,3$$

$$q_s = 4.67 \text{ KN/m.}$$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$f = 5q_s \cdot \frac{l^4}{384 \cdot EI_y} \leq \frac{l}{250} I_y \geq 5 \times 4.67 \times 4.65^3 \times \frac{250}{384 \times 21.10^7} = 7.27838 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4 = 727.838 \text{ cm}^4$$

soit un IPE 160 $I_y = 869.3 \text{ cm}^4$

➤ **Détermination de la classe de la section du profilé :**

Le choix de l'IPE nous a conduits à déterminer la classe du notre profilé à partir dutableau donné dans l'Eurocode 3. Et à partir de tableaux des profilésLa section est de classe 1.

Pour cela on adopte un calcule plastique.

Parmi les avantages d'un calcul plastique :

-Il est le plus économique par rapport au calcul élastique

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II à mi- travée doit satisfaire la condition suivante :

$$\text{En tenant compte du poids du profilé : } M_{sd} \leq M_{rd} = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}$$

$$q_u = 6.5 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = 4.67 \text{ KN/m.}$$

$$M_{max} = M_{sd} = q_u \cdot \frac{l^2}{8} = \frac{4.65 \times 5^2}{8} = 14.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = 220.6 \times 23.5 / 1.1 = 4712.8 \text{ KN.cm} = 47.128 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{rd} \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

(On n'aura pas besoin d'un étaiement à mi- travée)

❖ **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\text{On doit vérifier que : } V_{sd} \leq V_{rd} = f_y \cdot \frac{A_{vz}}{\sqrt{3} \gamma_{m0}}$$

Où :

V_{Rd} : effort tranchant résistant de la section.

A_{vz} : aire de cisaillement.

$A_{vz} = 9.66 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ (D'après le tableau des profilés).

$$V_{plrd} = 23.5 \cdot \frac{9.66}{\sqrt{3} \times 1.1} = 124.73 \text{ KN}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant Vsd:**

$$V_{sd\max} = \frac{ql}{2} = \frac{6,5 \times 4,65}{2} = 15,11 \text{ KN} \quad V_{sd\max} < V_{plrd} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc le moment résistant ne sera pas réduit.

b) Phase finale :

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

- ✓ Surcharge d'exploitation (usage de bureaux)..... $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.
- ✓ Poids propre du béton (sec)..... $G_b = 2,5 \text{ KN/m}^2$.
- ✓ Poids propre de la tôle..... $G_t = 0,094 \text{ KN/m}^2$.
- ✓ Carrelage, mortier de pose, + accessoires $G_c = 1,5 \text{ KN/m}^2$.

❖ **Combinaison de charge :**

L'entre axe entre les solives est de 1.3 m

➤ **A l'Etat Limite Ultime :**

$$q_u = (1,35 \cdot G_b + 1,35 \cdot G_t + 1,35 \cdot G_c + 1,5 \cdot Q) \times 1,3$$

$$q_u = (1,35 \cdot 2,5 + 1,35 \cdot 0,094 + 1,35 \cdot 1,5 + 1,5 \cdot 2,5) \times 1,3$$

$$q_u = 12,06 \text{ KN/m}$$

➤ **A l'Etat Limite De Service :**

$$q_s = (G_b + G_t + Q + G_c) \times 1,3$$

$$q_s = (2,5 + 0,094 + 2,5 + 1,5) \times 1,3$$

$$q_s = 8,57 \text{ KN/m}$$

➤ **Largeur de la dalle effective :**

$B_{eff} = \left\{ \frac{2l_0}{8}; b \right\}$ avec : l_0 : Longueur libre d'une poutre simplement appuie et b : Entraxe entre les poutres.

$$B_{eff} = \{ 2 \times 6,45 / 8 = 1,61 \text{ m}; 1,3 \text{ m} \}$$

$$B_{eff} = 1,3 \text{ m}$$

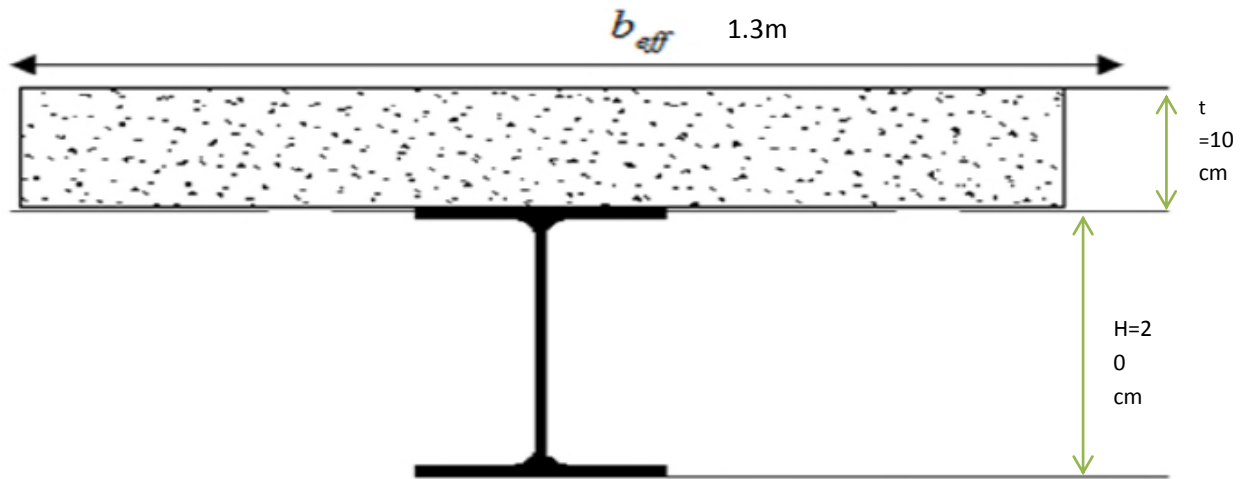


Figure V.3: Largeur de la dalle effective.

➤ **Vérification de la résistance à L'ELU :**

$$q_u = 12.06 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{plrd}^+$$

$$M_{sd} = q_u \cdot \frac{l}{2} = \frac{12.06 \times 6.45}{2} = 38.89 \text{ KN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre plastique :

$$F_a = A \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}} = 28.5 \times \frac{23.5}{1.1} = 608.86 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times 0.85 \frac{f_c}{\gamma_b} = 1300 \times 100 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 1841666.67 \text{ N}$$

$$F_c = 1841.67 \text{ KN}$$

$F_c > F_a \Rightarrow$ L'axe neutre plastique (ANP) est situé dans l'épaisseur de la dalle.

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0.85 \frac{f_c}{\gamma_b}} = \frac{608860}{\frac{1300 \times 0.85 \times 25}{1.5}} = 33.06 \text{ mm} = 3.3 \text{ cm}$$

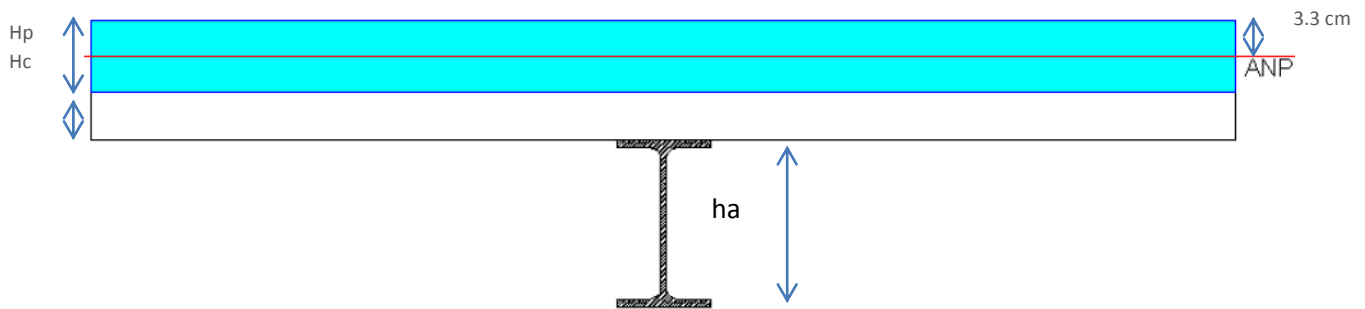


Figure V-4: position de l'axe neutre plastique qui passe par la dalle.

$$M^+_{plrd} = Fa \times \left(\frac{ha}{2} + hp + hc - \frac{z}{2} \right) = 608.86 \times \left(\frac{20}{2} + 3.5 + 6.5 + \frac{3.3}{2} \right) = 13181.82 \text{ KN.cm}$$

$$M^+_{plrd} = 131.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 38.89 \text{ KN.m} < M^+_{plrd} = 131.82 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{La section est vérifiée en résistance.}$$

➤ **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 :

$$d = beff \times \frac{t}{n} \times \frac{t+h}{2s} \text{ avec } n=15, t=e=10 \text{ cm, } beff=130 \text{ cm et } s = A + B/n \text{ avec } B = beff \times t$$

$$B = 130 \times 10 = 1300 \text{ cm}^2$$

$$S = 2.5 + 1300/15 = 89.17 \text{ cm}^2$$

$$d = 130 \times 10 / 15 \times (10+20) / 2 \times 89.17 = 14.58 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la flèche en service :**

$$q_s = 8.57 \text{ KN/m.}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $f_{adm} > f_{cal}$

$$\text{Avec : } f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{645}{250} = 2.58 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = 5 \times q_s \frac{l^4}{384 \times E_a \times I_m}$$

➤ **Calcul de I_m :**

$$I_m = I_a + A_a \times d^2 + beff \times \frac{(hc+hp)^3}{12.n} + beff \times \frac{hc+hp}{n} \times \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$A_a = 20.1 \text{ cm}^2 ; I_a = 869.3 \text{ cm}^4 ; d = 14.58 \text{ cm} ; beff = 130 \text{ cm} ; hc = 6.5 \text{ cm} ; hp = 3.5 \text{ cm}$$

$$N = 15 ; h = 16 \text{ cm}$$

$$I_m = 869.3 + 20.1 \times 14.58^2 + \frac{130 \times 10^3}{12 \times 15} + \frac{130 \times 10}{15} \times \left(\frac{10+16}{2} - 14.58 \right)^2 = 6080.66 \text{ cm}^4$$

$$f_{cal} = 5 \times 0.0857 \times \frac{645^4}{384 \times 21000 \times 6080.66} = 1.52 \text{ cm}$$

$f_{cal} < f_{adm} \Rightarrow \dots\dots\dots$ vérifiée.

➤ **Calcul des contraintes**

❖ **Contraintes dues au moment fléchissant :**

Contrainte dans la poutre acier :

➤ **Traction dans la fibre inférieure :**

$$\delta_{ai} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times v_i \text{ avec } v_i = \frac{h}{2} + d = \frac{16}{2} + 14.58 = 22.58 \text{ cm}$$

$$\delta_{ai} = \frac{3889}{6080.66} \times 22.58 = 14.45 \frac{KN}{cm^2} = 144.5 \text{ Mpa}$$

Compression dans la fibre supérieure :

$$\delta_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times (v_s - t) \text{ avec } v_s = \frac{h}{2} + t - d = \frac{16}{2} + 10 - 14.58 = 3.42 \text{ cm}$$

$$\delta_{as} = \frac{3889}{6080.66} \times (3.42 - 10) = -4.21 \frac{KN}{cm^2} = -42.1 \text{ Mpa}$$

❖ **Contrainte dans la dalle en béton :**

a) **Fibre supérieure : (Compression)**

$$\delta_{bs} = \frac{M_{sd}}{n \cdot I_m} \times (v_s) = \frac{3889}{15 \times 6080.66} \times 3.42 = 0.146 \frac{KN}{cm^2} = 1.46 \text{ MPa}$$

b) **Fibre inférieure : (Traction)**

$$\delta_{bi} = \frac{M_{sd}}{n \cdot I_m} \times (v_s - t) = \frac{3889}{15 \times 6080.66} \times (3.42 - 10) = -0.28 \frac{KN}{cm^2} = -2.8 \text{ MPa}$$

❖ **Contraintes finales**

$$\delta_{ai} = 144.5 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ PMa} \dots\dots\dots \text{verifiée}$$

$$\delta_{as} = -42.1 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ PMa} \dots\dots\dots \text{verifiée}$$

$$\delta_{bi} = -2.8 \text{ MPa} < F_{bu} = \frac{0.85 \times f_c \times 28}{\gamma_b} = 14.2 \text{ PMa} \dots\dots\dots \text{verifiée}$$

$$\delta_{bs} = 1.46 \text{ MPa} < F_{bu} = \frac{0.85 \times f_c \times 28}{\gamma_b} = 14.2 \text{ PMa} \dots\dots\dots \text{verifiée}$$

V.6 Calcul des goujons connecteurs :

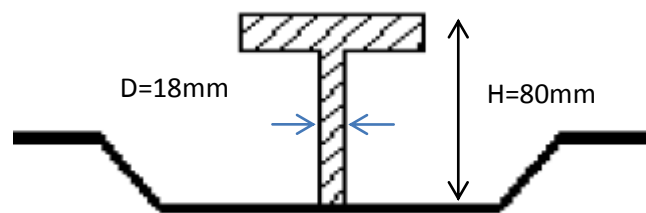
Lorsque la poutre mixte est soumise aux actions extérieures. Un glissement apparaît entre le béton et l'acier. Pour éviter cela et rendre solidaire le béton et l'acier on utilise des connecteurs et ce sont des éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure de la solive.

On choisit des connecteurs de diamètre $\varnothing 18$.

$f_u = 400 \text{ MPa}$

$$\frac{h}{d} > 4 \quad \rightarrow \quad h > 4d = 4 \times 18 = 72 \text{ mm}$$

On prend $h = 80 \text{ mm}$



FigV.5 : Caractéristique de connecteur.

$$\frac{h}{d} > 4 \quad \rightarrow \quad \frac{80}{18} = 4.44 > 4 \rightarrow \alpha = 1$$

Béton de classe C 25/30 \longrightarrow $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ et $E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

V.6.1 : Effort de cisaillement V_{lf} :

$$V_{lf} = \min \left\{ A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}} ; 0.85 \cdot A_c \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_c} \right\}$$

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

A_c : Hauteur de la dalle x beff

$$Vlf = \min \left\{ 20 \times 1 \times \frac{23.5}{1} ; 0.85 \times 130 \times 10 \times \frac{2.5}{1.5} \right\}$$

$$Vlf = \min \{ 472.35 ; 1841.67 \} \quad Vlf = 472.35 \text{ KN}$$

V.6.2 : Résistance de calcul des connecteurs :

- Goujons à tête utilisée avec des tôles profilées en acier.
- Tôles dont les nervures sont perpendiculaires aux poutres porteuses.

$$Prd = \min \{ Prd1 ; Prd2 \}$$

$$Prd1 = 0.8 \frac{Fu}{\gamma_r} \pi \frac{d^2}{4} = \frac{0.8 \times 400}{1.25} \times 3.14 \times \frac{18^2}{4} \times 10^{-3} = 65.11 \text{ KN}$$

$$Prd2 = \frac{0.29 \alpha d^2}{\gamma_r} \times \sqrt{F_{ck} E_{cm}} = \frac{0.29 \times 1 \times 18^2}{1.25} \times \sqrt{2.5 \times 30.5 \times 100} = 65.6376 \text{ KN}$$

Prd = 65.11 KN (Résistance d'un goujon)

- **Nombre des goujons :**

$$N = \frac{Vlf}{Prd} = \frac{472.35}{65.11} = 7.25 ; \text{ On prend } \mathbf{8 \text{ goujons}}$$

Soit 8 goujons sur une longueur L/2 ; donc 16 goujons sur L

- **Espacement e :**

$$e = L/N = 645 / 16 = 40 \text{ cm}$$

- **Vérification des soudures :**

α : La gorge

$$\alpha < \min(d ; t_f) = \min(127.2 ; 7.5)$$

$$\alpha = 7 \text{ mm}$$

L : Longueur du cordon de soudure circulaire

$$L = \pi \times d = 3.14 \times 18 = 56.52 \text{ mm}$$

Acier S235 = $\beta_w = 0.8$; $\gamma_{mw} = 1.25$; $f_u = 400 \text{ MPa}$

- **L'effort résistant de cisaillement :**

$$F_{wrd} = \alpha \times l \times \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{mw} \cdot \sqrt{3}} = \frac{7 \times 56.52 \times 400 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} = 91.37 \text{ KN}$$

- ❖ **L'effort sollicitant est donné par :**

$$F_{sd} = \frac{Vlf}{N_f} = \frac{472.35}{8} = 59.05 \text{ KN}$$

Quelle que soit la direction de l'effort sollicitant par rapport au cordon, on a :

$$F_{sd} \leq F_{wr} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

V.7 : Calcul de la poutre maîtresse:

Les poutres porteuses (sommiers) 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.

V.7.1 : Caractéristiques du plancher :

Portée du sommier : $L = 4.5 \text{ m}$

Entre axe des sommiers : $e_{\text{sommier}} = 4.5 \text{ m}$

Entre axe des solives : $e_{\text{solive}} = 1.3 \text{ m}$

Charges permanentes du plancher : $G = 6.59 \text{ KN/m}^2$

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 :

$$P_{\text{solive}} = G_{\text{solive}} \cdot e_{\text{sommier}} = 0,158 \times 4.5 = 0.711 \text{ KN}$$

V.7.2 : Vérification des poutres maitresses (sommiers) :

a) Phase finale :

L'entre axe des sommiers est : 4.5 m

$$G = 6.59 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 6.59 \times 4.5 = 29.66 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2,5 \times 4.5 = 11.25 \text{ KN/ml}$$

❖ Combinaison de charge :

L'entraxe entre les solives est de 1.3 m

➤ à l'Etat Limite Ultime :

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$$

$$q_u = (1.35 \times 29.66 + 1.5 \times 11.25)$$

$$q_u = 56.92 \text{ KN/ml}$$

➤ l'Etat Limite De Service :

$$q_s = (G + Q)$$

$$q_s = (29.66 + 11.25) = 40.91 \text{ KN/ml}$$

CHAPITRE V Études du plancher mixte

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$f = 5qs \cdot \frac{l^4}{384.EI_y} \leq \frac{l}{250} \Rightarrow I_y \geq 5 \times 40.91 \times 4.5^3 \times \frac{250}{384 \times 21.10^7} = 5.77866 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4 = 5778.66 \text{ cm}^4$$

soit un IPE 270 \longrightarrow $I_y = 5790 \text{ cm}^4 \Rightarrow$ la section est de classe 1.

2) Vérification en tenant compte du poids du profilé

➤ La flèche :

$$Qs' = Qs + G_{\text{profilé}} = 40.91 + 0.361 = 41.271 \text{ KN/ml}$$

$$f_{cal} = 5qs' \cdot \frac{l^4}{384.EI_y} = \frac{5 \times 41.271 \times 4.5^4}{384 \times 21.10^7 \times 5.779 \cdot 10^{-5}} = 2.048 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{adm} = l/250 = 450/250 = 1.8 \text{ cm}$$

$$f_{cal} < f_{adm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ La résistance

$$q_u = 56.92 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{12} = \frac{56.92 \times 4.5^2}{12} = 96.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = 484 \times 23.5 / 1.1 = 10340 \text{ KN.cm} = 103.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{rd} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Cisaillement

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{56.92 \times 4.5}{2} = 128.07 \text{ KN.}$$

$$V_{plrd} = 23.5 \cdot \frac{22.14}{\sqrt{3} \times 1.1} = 286.41 \text{ KN}$$

$$0.5V_{plrd} > V_{sd} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \longrightarrow \text{On adopte un IPE270}$$

V.8 Conclusion :

D'après notre étude du plancher mixte de notre structure et les vérifications effectuées nous avons obtenues les résultats suivant :

Solive : **IPE160**

Des goujons connecteurs de diamètre **18mm**

Poutre maitresse : **IPE270**

VI.1 Introduction :

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

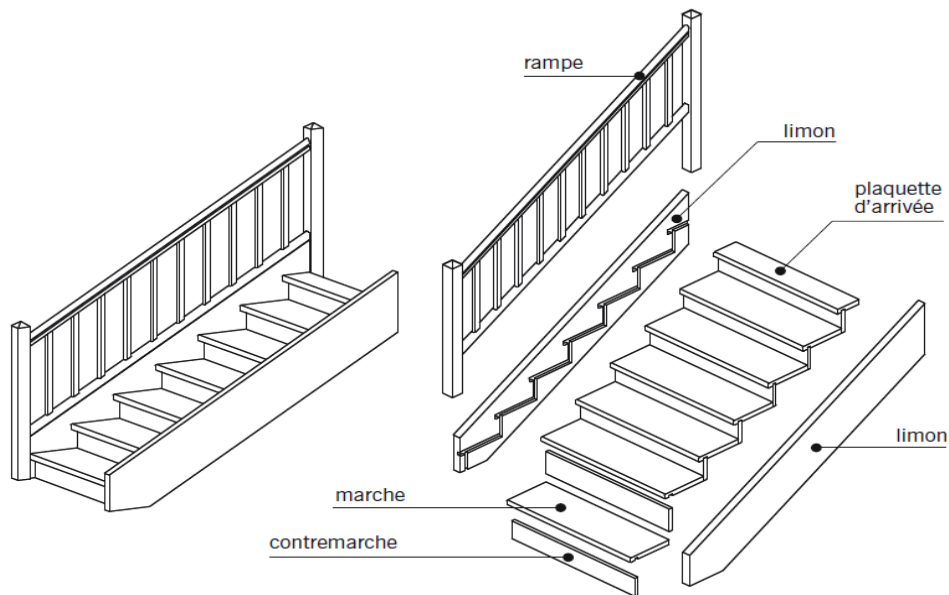


Figure VI.1: *Vue de l'escalier*

VI.1.1 Définitions :

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

VI.1.2 Avantage des escaliers métalliques :

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

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

Economie de mains d'œuvres et temps de travail.

VI.1.3 Inconvénients des escaliers métalliques :

L'entretien et protection contre la corrosion.

VI.1.4 Choix des dimensions :

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

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

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

VI.2 Pré dimensionnement de l'escalier :

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

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

n : Nombre de contremarche.

H : Hauteur à franchir avec une volée $H = 2.35 \text{ m}$

a=1,35 m : longueur de marche.

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

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

Si on prend $h=18 \text{ cm}$ $\longrightarrow n = \frac{235}{18} = 13$ contremarches

$$n - 1 = 13 - 1 = 12 \text{ marches}$$

Application de la règle de BLONDEL :

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

$$60 - 2h \leq g \leq 64 - 2h \quad \longrightarrow \quad 24 \leq g \leq 28$$

On prend : $g = 27.5 \text{ cm}$

Angle d'inclinaison : $\alpha = \arctang \frac{2.35}{3.3} = 35^\circ = \alpha$

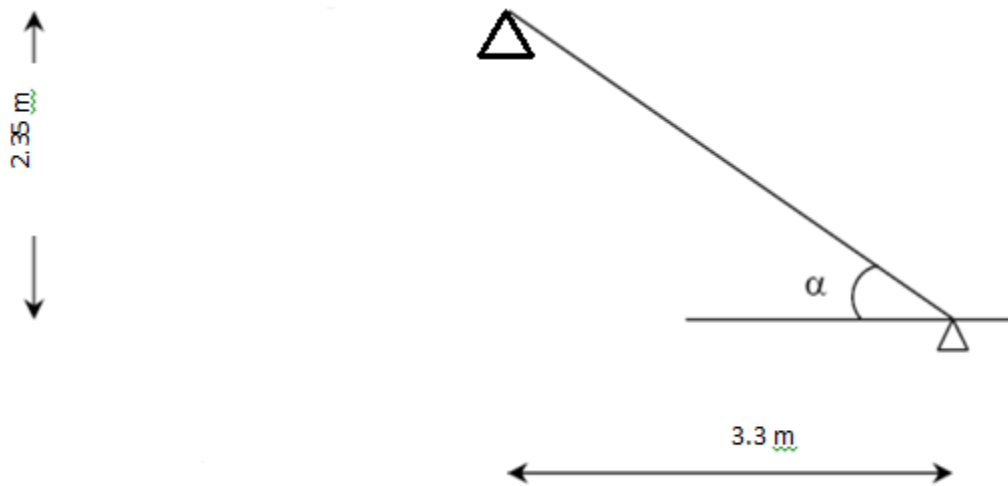


Figure VI. 2: Schéma statique d'escaliers

VI.3 Dimensionnement de cornière de support :(Cornière de marche)

VI.3.1 Evaluation des charges:

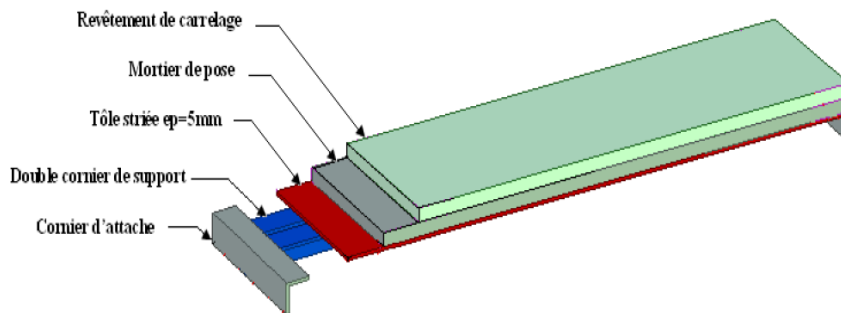


Figure VI-3: Les constituants de marche

a) Charges permanentes :

- Tôle striée ep=5mm $G_1=45\text{daN/m}^2$
- Mortier de pose + accessoire $G_2=45\text{daN/m}^2$
- Revêtement de carrelage $G_3=60\text{daN/m}^2$
- Cornier L 35×35×4 $G_4=4.18\text{daN/m}$

$$G = (G_1+G_2+G_3).g + G_4 = (45+45+60).0,275 + 4.18 = 45.43 \text{ daN/m}$$

$$G = 0.46 \text{ KN/m}$$

b) Charges d'exploitation

$$Q = 0.688 \text{ KN/m}$$

VI.3.2 Pré dimensionnement de la Cornière :

Les cornières sont sollicitées par :

$$G = 0.46 \text{ KN/m.}$$

$$Q = 0.688 \text{ KN/m.}$$

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

VI.3.2.1 Combinaison de charge :

➤ **ELU :**

$$q_u = (1.35 G + 1.5 Q) / 2$$

$$q_u = (1.35 \times 0.46 + 1.5 \times 0.688) / 2$$

$$q_u = 0.827 \text{ KN/m.}$$

➤ **ELS:**

$$q_s = (G+Q) / 2$$

$$q_s = (0.46 + 0.688) / 2 = 0.574 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 0.574 \text{ KN/m}$$

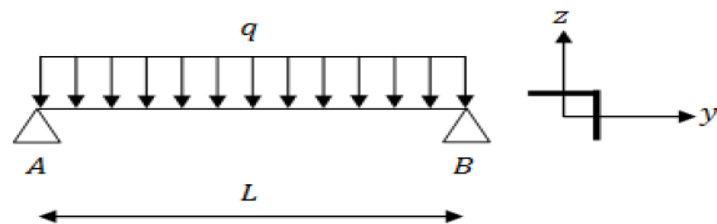


Figure VI.4: Schémas statique de la cornière

VI.3.2.2 Condition de flèche :

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

Avec :

$$f_{cal} = 5q_s \cdot \frac{l^4}{384E \cdot I_y}$$

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

CHAPITRE VI escaliers

$$I_y > 300.5. q_s. \frac{l^3}{384E} = \frac{300 \times 5 \times 0.574 \times 10^{-2} \times 135^3}{384 \times 21000} = 2.627 \text{ cm}^4$$

On adoptera une cornière à aile égale dos à dos L35x35x4

$$\text{Telle que : } I_y = I_z = 2 \times 2.95 = 5.9 \text{ cm}^4$$

$$\text{Et : } G = 2 \times 2.09 = 4.18 \text{ daN/ml}$$

VI.3.2.3 : Vérification en tenant compte du poids du profilé :

➤ La flèche :

$$f_{cal} = 5q_s. \frac{l^4}{384E. I_y} = \frac{5 \times 0.574 \times 10^{-2} \times 135^4}{384 \times 21000 \times 5.9} = 0.2 \text{ cm}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300} = \frac{135}{300} = 0.45 \text{ cm}$$

$$f_{cal} < f_{ad}$$

→ La flèche est vérifiée

VI.3.2.4 Vérification à la résistance: (ELU)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

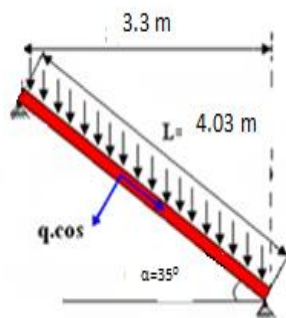
$$\text{Avec : } M_{y, rd} = \frac{w_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{M_o}} = \frac{1.18 \cdot 2350}{1.1} = 5041.82 \text{ daN.cm}$$

$$M_{y, rd} = 50.42 \text{ daN.m}$$

$$M_{y, sd} = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{0.574 \cdot 1.35^2}{8} = 13.08 \text{ daN.m} \quad \Leftrightarrow M_{y, sd} < M_{y, rd}$$

Donc : la condition de résistance est vérifiée.

VI.4 Dimensionnement de limon :



VI.5 Dimensionnement de limon

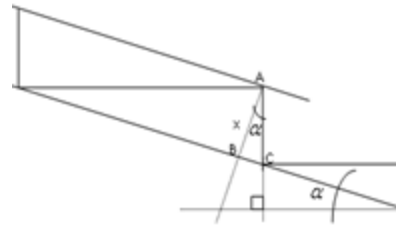
Remarque :

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 :

$$\cos\alpha = \frac{AB}{AC} = \frac{x}{h}$$

$$x = h \cdot \cos\alpha = 18 \cdot \cos 35 = 14.74 \text{ cm}$$



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

VI.5 Evaluation des charges :

VI.5.1 Les charges permanentes :

- ❖ Tôle striée ep=5mm $G_1=45 \text{ daN/m}^2$
- ❖ Mortier de pose + accessoire $G_2=45 \text{ daN/m}^2$
- ❖ Revêtement de carrelage $G_3=60 \text{ daN/m}^2$
- ❖ Cornier L35×35×4 $G_4=4.18 \text{ daN/m}$
- ❖ Cornier de support $\gamma 35 \times 35 \times 4$ $G_5=2.09 \text{ daN/m}$
- ❖ Garde de corps $G_6=15 \text{ daN/m}^2$

$$G=(G_1+G_2+G_3+G_6).a + 2.G_5 + G_4.N.a/L$$

$$G=(45+45+60+15).1,35 + 2 \times 2,09+4.18 \times 12 \times 1.35/4,03 \rightarrow G=73.12 \text{ daN/m}$$

VI.5.2. Charge d'exploitation :

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

$$Q=P \cdot g=250 \cdot 1,35=337.5 \text{ daN/m} \rightarrow Q=337.5 \text{ daN/m}$$

VI.6 Combinaison des charges :

➤ à l'ELU :

$$qu=1,35 \times 73.12 + 1,5 \times 337.5 = 604.96 \text{ daN/m}$$

➤ à L'ELS:

$$qs = G + Q = 73.12 + 337.5 = 410.62 \text{ daN/m}$$

VI.7 Vérification de la flèche:(ELS)

$$f_y = \frac{5q_s \cdot \cos\alpha \cdot l^4}{384EI_y} \leq f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$f_y = \frac{5 \cdot 410.62 \cdot 10^{-2} \cdot \cos 35 \cdot 4.03^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 925} = 0.63 \text{ cm}$$

$$f_{ad} = \frac{403}{300} = 1.34 \text{ cm}$$

donc : $f_y < f_{ad}$ Vérifiée.

VI.8 Vérification à la résistance: (ELU)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{qu \cdot \cos\alpha \cdot l^2}{8} = \frac{604.96 \cdot \cos 35 \cdot 4.03^2}{8} = 1006.03 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_o}} = \frac{138 \cdot 2350}{1.1} = 2948.18 \text{ daN.m}$$

Donc : $M_{sd} < M_{ply,rd}$ vérifiée.

VI.9 Vérification à l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{qu \cdot \cos\alpha \cdot l}{2} = \frac{604.96 \cdot \cos 35 \cdot 4.03}{2} = 998.54 \text{ daN.}$$

$$V_{ply,rd} = \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\gamma_{M_o} \cdot \sqrt{3}} = \frac{11,4 \cdot 2350}{1,1 \cdot \sqrt{3}} = 14061.10 \text{ daN.}$$

Avec : $A_{vy} = A - A_{vz} = 24 - 12.6 = 11.4 \text{ cm}^2$

Donc : $V_{sd} < V_{ply,rd}$ vérifiée .

VI.10 Vérification à la compression :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $N_{sd} \leq N_{rd}$

Avec : $N_{sd} = qu \cdot \sin\alpha \cdot l = 604.96 \times \sin 35 \times 4.03 = 1398.37 \text{ daN}$

CHAPITRE VI escaliers

$$N_{plrd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{24 \cdot 2350}{1.1} = 51272.73 \text{ daN}$$

Donc : $N_{sd} < N_{plrd}$ vérifiée.

Remarque :

Selon l'EUROCODE -3- il faut vérifier le limon sous la condition d'un élément comprimé et fléchi (flexion composée), la formule suivante place au critère de toute sécurité :

$$\frac{N_{sd}}{N_{plrd}} + \frac{M_{ysd}}{M_{ply,rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{1398.37}{51272.73} + \frac{1006.03}{2948.18} = 0.37 < 1.0$$

Donc : la condition est vérifiée, le limon en UPN 160 est vérifié à la sécurité.

VI.11 Conclusion :

Dans notre étude (étude d'un escalier à une seule volée), on a justifié les choix des dimensions que nous avons prévues en fonction des dimensions de la cage d'escalier ; ainsi nous avons établis les calculs des marches, les calculs de limon, pour le limon nous avons utilisé des poutres UPN. Et dans ce qu'il concerne les marches nous avons adopté la conception la plus utilisée, qui se constitue d'une tôle striée rigidifiée par des cornières.

CHAPITRE VII Etude du portique

VII.1. Introduction

Les portiques, qui constituent l'ossature principale des bâtiments, sont composées de traverses (Ou fermes), qui supportent les pannes, et de poteaux, qui supportent les traverses.

Leur conception varie en fonction :

- De leur portée : on utilise les profils laminés à sections constantes pour des petites portées (Jusqu'à 40 m), des PRS à sections variables pour des longues portées (entre 40 et 80m), et des portiques à treillis pour les très longues portées (par exemple: hangars aéronautiques entre 80 et 140 m).

- Du schéma statique de la structure en général et du portique en particulier. Ce schéma statique dépend aussi de la nature du sol, de l'existence ou non de ponts roulants, de la nature des équipements utilisés (machines vibrantes ou non, ...etc.)

- Du procédé technologique utilisé par le constructeur.

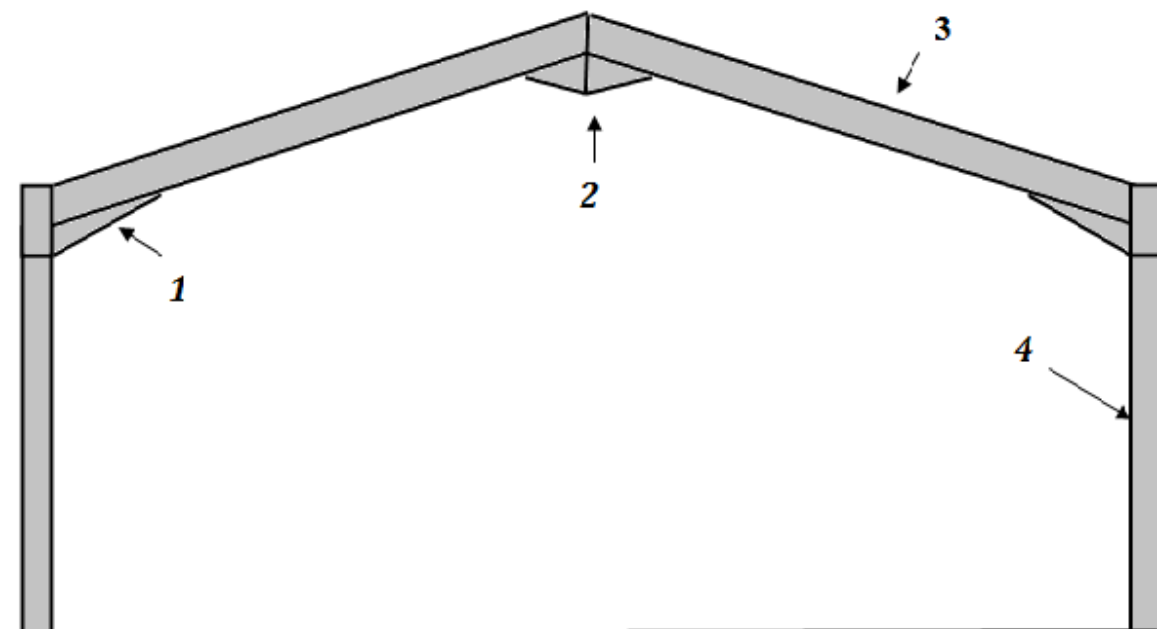


Figure. VII.1 : Eléments constituant le portique.

Avec :

1 : Renfort de jarret.

2 : Renfort de faitage.

3 ; Traverse.

4 : Poteau.

CHAPITRE VII Etude du portique

VII.2. Caractéristiques du portique étudié

Le portique de notre projet présente les dimensions suivantes :

- La hauteur des poteaux : $h = 4.55\text{m}$
- La hauteur de faitage : $H = 6.1\text{m}$
- La portée entre les poteaux : $b = 21.3\text{m}$
- La longueur des traverses : $s = 10.75\text{m}$
- L'entraxe des portiques : $L = 5.55\text{m}$

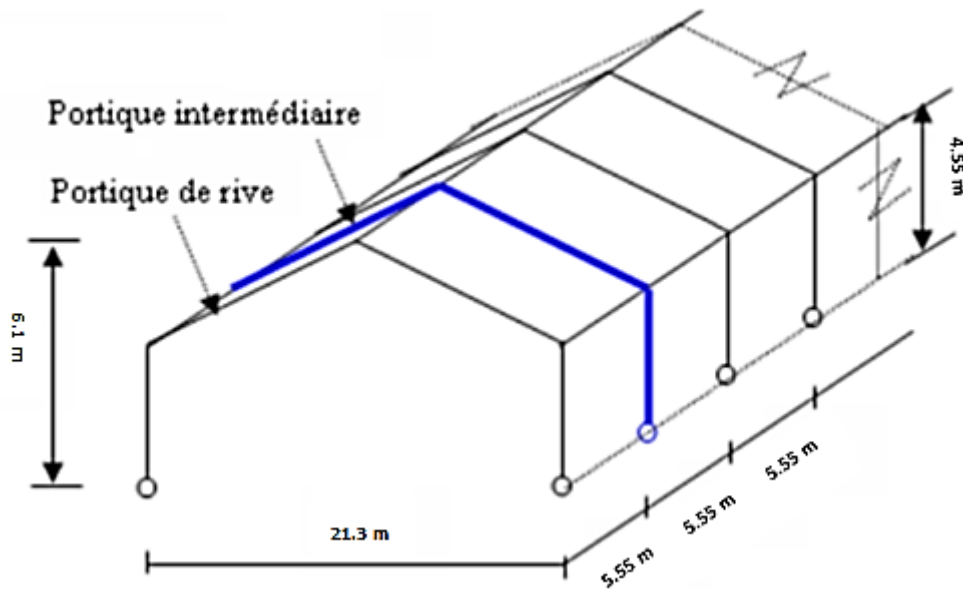


Figure VII.2 : Vue du portique en 3D

VII.3. Efforts sollicitant le portique

Pour les bâtiments à un seul niveau, les principales charges, outre le poids de la structure, sont la neige et le vent, bien que dans certains cas l'effort sismique est envisageable.

a) Charges permanentes

Poids propre du panneau sandwich T75 (annexe p263).....	14.20Kg/m ²
Poids propre d'accessoires d'attaches	4Kg/m ²
Poids propre des pannes	6.93Kg/m ²
Traverse (estimée).....	12 kg/m ²

➤ Poids total :

$$G = P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Accessoires}} + P_{\text{Panne}} + P_{\text{Traverse}}$$

$$G = 14.2 + 4 + 6.93 + 12$$

$$G = 37.13 \text{ kg/m}^2$$

CHAPITRE VII Etude du portique

Entraxe des portiques est de : $L = 5.55 \text{ m}$

$$G = 37.13 \times 5.55 = 206.07 \text{ Kg/ml} \quad \mathbf{G = 206.07 \text{ Kg/ml}}$$

b) Effet de la neige : (voir CH.2)

$$N = 15.136 \text{ kg/m}^2 \text{ (par projection horizontale)}$$

$$N = 15.136 \times 5.55$$

$$\mathbf{N = 84 \text{ Kg/ml}}$$

c) Effet du vent : (voir CH.2)

- Vent avant-arrière (le plus défavorable)

$$\text{- ph[kg/ml]} = \text{ph[kg/m}^2\text{]} \times \text{entraxe}$$

Tableau VII.1 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et latoiture, cas de vent le plus défavorable.

ZONE	Cd	Qh	Cpe	Cpi	ph(N/m ²)
A	0.95	612.37	-1	+0.8	-1047.15
B	0.95	612.37	-0.8	+0.8	-930.8
C	0.95	612.37	-0.5	+0.8	-756.275
D	0.95	612.37	0.8	-0.5	581.75
E	0.95	612.37	-0.3	+0.8	-639.92
F	0.95	612.37	-1.75	+0.8	-1501.5
G	0.95	612.37	-1.83	+0.8	-1535.82
H	0.95	612.37	-0.644	+0.8	-848.77
I	0.95	612.37	-0.33	+0.8	-808.051

VII.3.1 Représentation du portique intermédiaire :

Le portique intermédiaire est le plus chargé vis-à-vis de la charge du vent car la surfacétributaire du portique intermédiaire est le double de celle du portique de rive.

Pour simplifier les calculs, on transforme la charge du vent sur la toiture en une chargeéquivalente uniformément réparti.

- ✓ (+) pression ; action du vent vers la paroi
- ✓ (-) dépression ; action du vent hors de la paroi

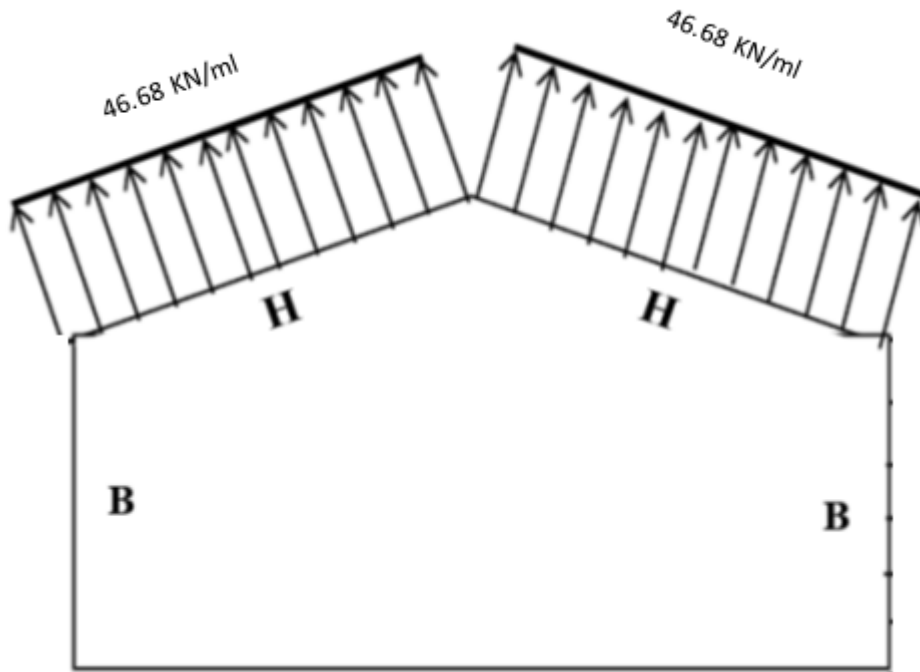


Figure VII.3 : La répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en kN/ml (Dépression).

Remarque :

Etant donné que les actions du vent sur les deux versants sont identiques, on retiendra directement la charge agissant sur la zone H comme charge équivalente sur les deux versants de toiture.

VII.3.1.1 Calcul des efforts internes :

Le calcul des efforts internes de notre portique, se fera avec la méthode des forces et déplacements de la RDM.

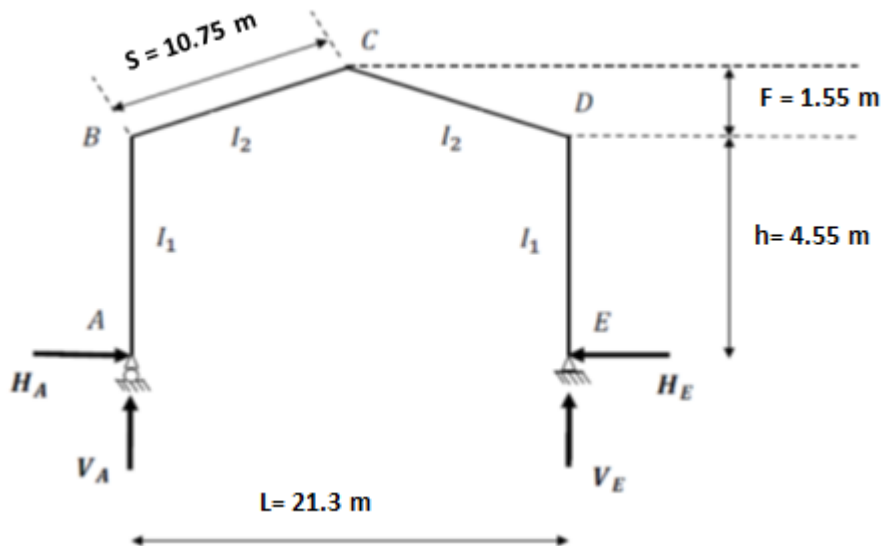


Figure VII.4 : Efforts internes.

CHAPITRE VII Etude du portique

On assume $I_2 \approx I_1$

$$\bullet k = \frac{\text{raideur -rampant}}{\text{raideur -bequille}} = \frac{12 h}{11 S} = \frac{h}{S} = \frac{4.55}{10.5} = 0.433$$

$$\varphi = \frac{f}{h} = \frac{1.55}{4.55} = 0.34$$

$$\Delta = K + 3 + 3\varphi + \varphi^2 = 0.433 + 3 + 3 \times 0.34 + 0.34^2 = 4.57$$

VII.3.1.2 charges verticales vers le bas : (charges permanentes et surcharge de neige)

- Calcul sous la charge unitaire : $q = 1.0 \text{ kg/ml}$

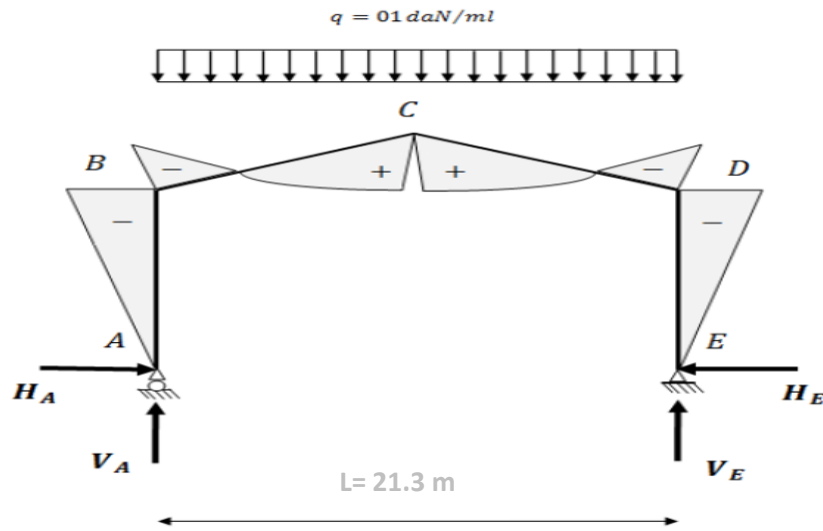


Figure VII.5 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le bas.

$$\beta = \frac{8+5\varphi}{4\Delta} = 0.531$$

$$\gamma = 1 - (1 + \varphi) = 1 - 0.531 \times (1 + 0.34) = 0.289$$

- On trouve les efforts internes suivants

$$H_A = -H_E = \beta \times \frac{ql^2}{8h} = 0.531 \times \frac{1 \times 21.3^2}{8 \times 4.55} = 6.62 \text{ Kg}$$

$$V_A = V_E = \frac{ql}{2} = \frac{1 \times 21.3}{2} = 10.65 \text{ Kg}$$

$$M_B = M_D = -\beta \frac{ql^2}{8} = -\frac{0.531 \times 1 \times 21.3 \times 21.3}{8} = -30.114 \text{ Kg.m}$$

$$M_C = \gamma \frac{ql^2}{8} = \frac{0.289 \times 1 \times 21.3 \times 21.3}{8} = 16.389 \text{ Kg.m}$$

CHAPITRE VII Etude du portique

VII.3.1.3 Charges verticales vers le haut : (vent de soulèvement)

- Calcul sous la charge unitaire : $q = 1.0 \text{ kg/ml}$

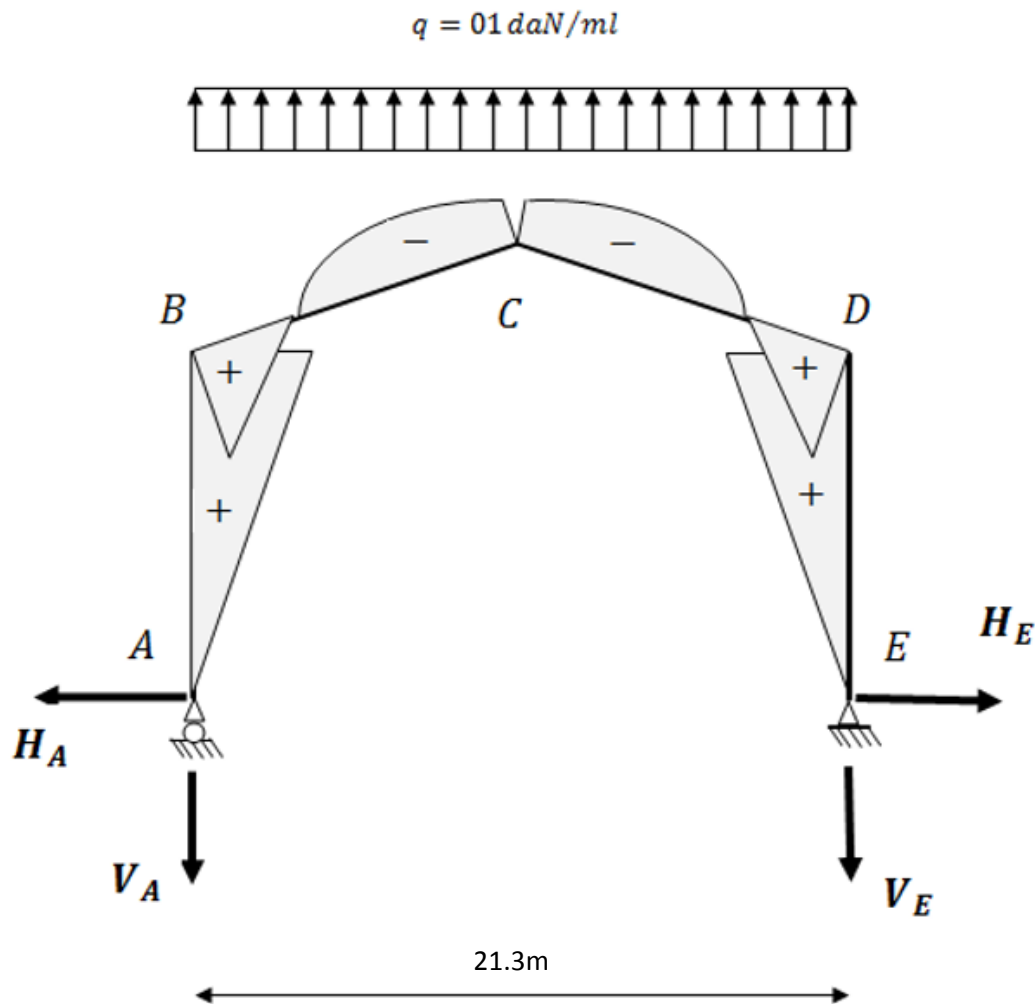


Figure VII.6 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le haut.

- On trouve les efforts internes suivants

$$-H_A = H_E = \beta \times \frac{ql^2}{8h} = 0.531 \times \frac{1 \times 21.3^2}{8 \times 4.55} = 6.62 \text{ Kg}$$

$$V_A = V_E = \frac{ql}{2} = \frac{1 \times 21.3}{2} = 10.65 \text{ Kg}$$

$$M_B = M_D = \beta \frac{ql^2}{8} = \frac{0.531 \times 1 \times 21.3^2}{8} = +30.114 \text{ Kg. m}$$

$$M_C = -\gamma \frac{ql^2}{8} = \frac{-0.289 \times 1 \times 21.3 \times 21.3}{8} = -16.389 \text{ Kg. m}$$

CHAPITRE VII Etude du portique

VII.3.1.4 Vent horizontal :(dépression)

- Calcul sous la charge unitaire : $q = 1.0 \text{ kg/ml}$

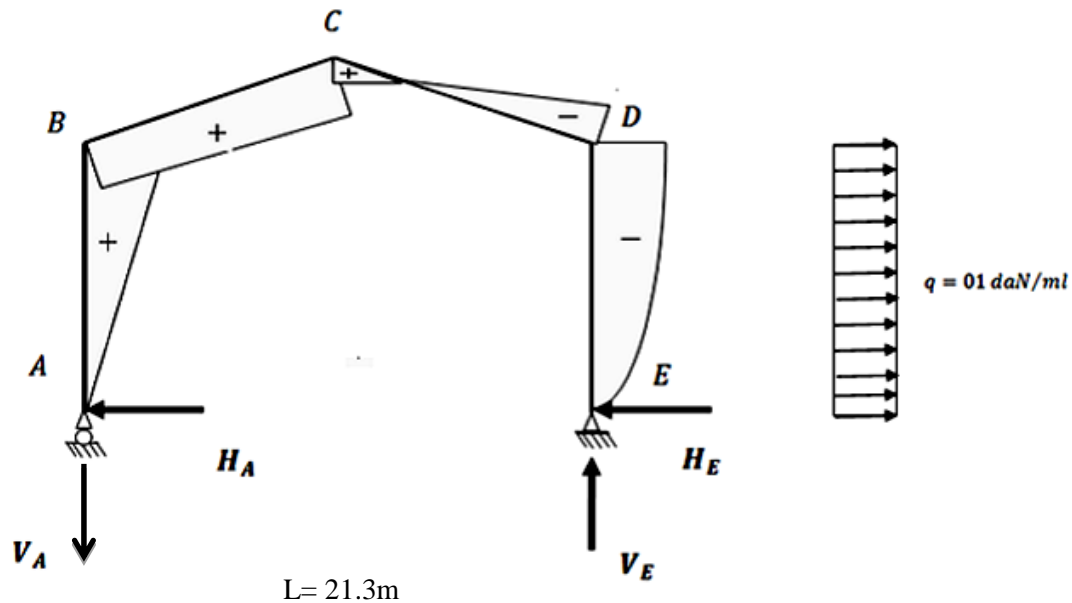


Figure VII.7 : Représentation des efforts internes, cas de vent horizontal (dépression).

$$\delta = \frac{5K+12+6\varphi}{8\Delta} = 0.443$$

$$\beta = (1 - \delta) = 0.557$$

$$\gamma = (1 + \varphi) - 1/2 = 0.094$$

$$H_A = \delta \frac{qh}{2} = \frac{0.443 \times 1 \times 4.55}{2} = 1.008 \text{ Kg}$$

$$H_E = qh - H_A = 1 \times 4.55 - 1.008 = 3.542 \text{ Kg}$$

$$V_E = -V_A = -\frac{qh^2}{2l} = -\frac{1 \times 4.55^2}{2 \times 21.3} = -0.486 \text{ Kg}$$

$$M_D = -\beta \frac{qh^2}{2} = -\frac{0.557 \times 1 \times 4.55^2}{2} = 5.76 \text{ Kg.m}$$

$$M_B = \delta \frac{qh^2}{2} = -\frac{0.443 \times 1 \times 4.55^2}{2} = 4.586 \text{ Kg.m}$$

$$M_C = \gamma \frac{qh^2}{2} = -\frac{0.094 \times 1 \times 4.55^2}{2} = 0.973 \text{ Kg.m}$$

CHAPITRE VII Etude du portique

VII.4 Tableaux récapitulatifs :

a) Efforts internes sous la charge unitaire

Tableau VII.2 : Réactions d'appuis et moments sous une charge unitaire.

Actions	Q (kg/ml)	Réactions d'appuis (kg)				Moments (kg.m)		
		H _A	H _E	V _A	V _E	M _B	M _C	M _D
G	1	6.62	-6.62	10.65	10.65	-30.114	+16.389	-30.114
N	1	6.62	-6.62	10.65	10.65	-30.114	+16.389	-30.114
V ₁ (horizontale)	1	-1.008	-3.54	-0.48	0.486	5.76	4.586	-0.973
V ₂ (soulèvement)	1	-6.62	+6.62	-10.65	-10.65	+30.114	-16.389	+30.114

b) Efforts internes sous les charges actuelles

Tableau VII.3 : Réactions d'appuis et moments sous les charges actuelles.

Actions	Q (kg/ml)	Réactions d'appuis (kg)				Moments (kg.m)		
		H _A	H _E	V _A	V _E	M _B	M _C	M _D
G	206.07	1364.18	-1364.18	2194.64	2194.64	-6205.59	3377.28	-6205.59
N	84	556.08	-556.08	894.6	894.6	-2529.57	1376.67	-2529.57
V ₁ (horizontale)	516.594	-521.76	-1828.74	-247.96	247.96	2975.58	2369.1	-2895.24
V ₂ (soulèvement)	471.067	-3118.46	3118.46	-5016.86	-5016.86	14185.71	-7720.32	14185.71
V ₃ =V ₁ + V ₂	987.661	-3640.22	1289.72	-5264.82	-4768.9	17161.29	-5351.22	11290.47

c) Combinaisons à l'ELU

Tableau VII.4 : Combinaisons à l'ELU pour les réactions d'appuis et les moments.

Combinaisons	Réactions d'appuis (kg)				Moments (kg.m)		
	H _A	H _E	V _A	V _E	M _B	M _C	M _D
1.35G+1.5N	2675.76	-2675.76	4304.66	4304.66	-12171.9	6624.33	-12171.9
1.35G+1.35N+1.35V ₃	-2321.95	-851.23	-2937.03	-2267.54	11375.27	-806.31	3449.67
G+1.5V ₃	-4096.15	570.4	-5702.59	-4958.71	19536.354	-4649.55	10730.12

VII.5 Calcul de l'imperfection géométrique globale :(défaut d'aplomb)

Elles sont prises en compte lorsque la somme des efforts horizontaux est inférieure à 15% de la somme des efforts verticaux. Elles peuvent être remplacées par un système de forces équivalentes calculées pour chaque poteau.

CHAPITRE VII Etude du portique

Nous avons :

H_{eq}	ϕ	ϕ_0	α_h	α_m
ϕN_{sd}	$\phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$	1/200	$2/\sqrt{h}$	$\sqrt{0,5[1 + (1/m)]}$

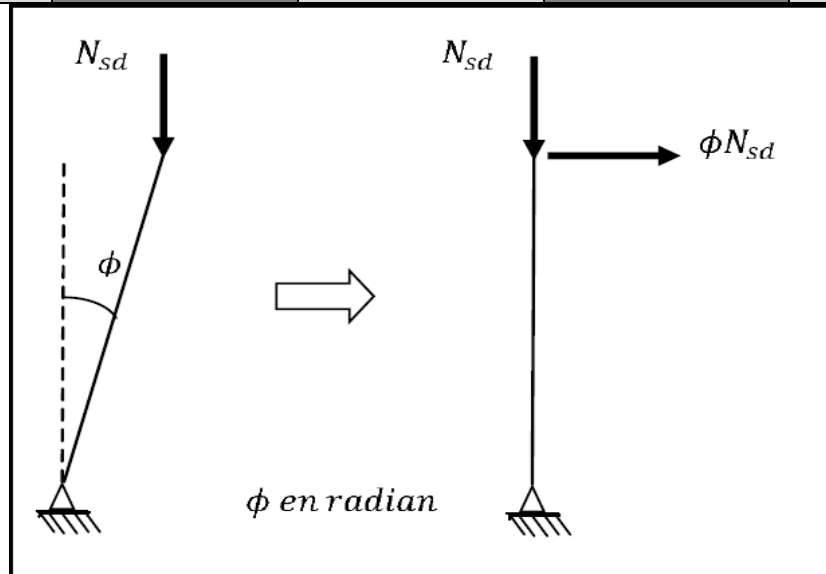


Figure VII.8 : Imperfection géométrique.

Avec :

- H_{eq} : Effort horizontal équivalent appliqué en tête de chaque poteau.
- N_{sd} : Effort normal de compression dans le poteau.
- ϕ : Défaut initial d'aplomb.
- ϕ_0 : Valeur de base.
- α_h : Coefficient de réduction qui tient compte de la hauteur h applicable au poteau.
- α_m : Coefficient de réduction qui tient compte du nombre de poteaux dans une rangée.

On trouve :

- $h = 6.1m$: hauteur de la structure.
- $m = 2$: nombre de poteaux dans une file.
- $\alpha_m = \sqrt{0,5[1 + (1/2)]} = 0.866$
- $\alpha_h = 2/\sqrt{6.1} = 0.81$
- $\phi_0 = 1/200 = 0.005$
- $\phi = 0.005 \times 0.81 \times 0.866 = 0.0035$

CHAPITRE VII Etude du portique

VII.5.1 Modélisation avec les imperfections :

➤ Efforts en pieds de poteaux à l' ELU

Tableau VII.5 : Efforts en pieds des poteaux à l'ELU.

Combinaisons ELU	Poteau 1		Poteau 2		Somme	
	H _A	V _A	H _E	V _E	H (kN)	V(kN)
Comb 1	26.7576	43.0466	-26.7576	43.0466	0	86.0932
Comb 2	-23.2195	-29.3703	-8.5123	-49.5871	-31.7318	-78.9574
Comb 3	-40.9615	-57.0259	5.704	-49.5871	-35.2575	-106.613

- Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer si : $|H| \geq 0,15 |V|$

Tableau VII.6 : Efforts en pieds des poteaux avec Prise en compte des défauts d'aplomb.

Combinaisons ELU	0.15 V	$ H \geq 0.15 V $
Comb 1	12.91	NON
Comb 2	-11.84	OUI
Comb 3	-15.99	OUI

Remarque :

Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer pour les combinaisons 02 et 03 car la condition $|H| \geq 0,15 |V|$ est vérifiée.

➤ Efforts équivalents en tête des poteaux

Tableau VII.7 : Efforts équivalent en tête des poteaux.

Combinaison	Poteau 1		Poteau 2	
	N _{sd} (kN)	H _{eq} = ϕ N _{sd} (kN)	N _{sd} (kN)	H _{eq} = ϕ N _{sd} (kN)
Comb 1 : 1.35G+1.5N	43.07	0.15	43.07	0.15

VII.5.2 Calcul des efforts internes additionnels :

a) Effort horizontal en tête du poteau

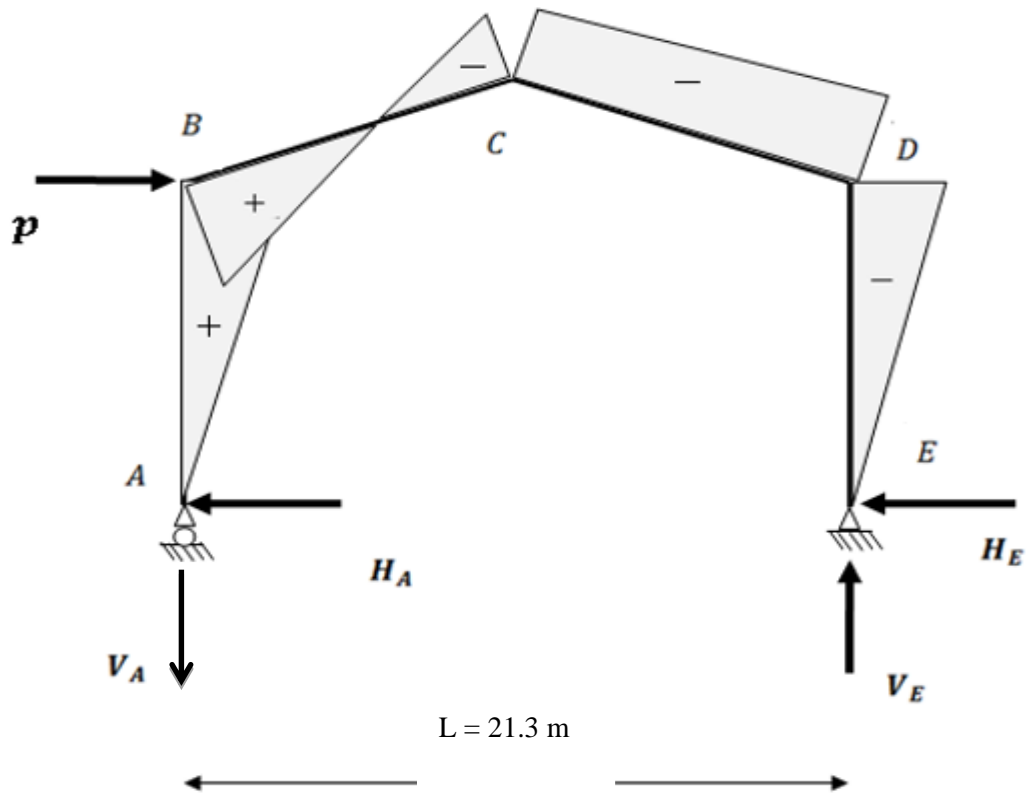


Figure VII.9 : Effort horizontal en tête du poteau.

$$P = 2 \times 0.15 = 0.30 \text{ KN}$$

$$\beta = \frac{1}{2} \times \left(1 + \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right) = \frac{1}{2} \times \left(1 + \frac{0.34(3+2 \times 0.34)}{2 \times 4.57} \right) = 0.568$$

$$\delta = \frac{1}{2} \times \left(1 - \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right) = \frac{1}{2} \times \left(1 - \frac{0.34(3+2 \times 0.34)}{2 \times 4.57} \right) = 0.432$$

$$\gamma = \frac{\varphi}{2} \times \left(1 - \frac{(1+\varphi)(3+2\varphi)}{2\Delta} \right) = \frac{0.34}{2} \times \left(1 - \frac{(1+0.34)(3+2 \times 0.34)}{2 \times 4.57} \right) = 0.078$$

$$H_A = \frac{P}{2} \times \left(1 + \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right) = \frac{0.3}{2} \times \left(1 + \frac{0.34(3+2 \times 0.34)}{2 \times 4.57} \right) = 0.17 \text{ KN}$$

$$H_E = P - H_A = 0.3 - 0.17 = 0.13 \text{ KN}$$

$$V_A = -V_E = -\frac{Ph}{L} = -0.3 \times \frac{4.55}{21.3} = -0.064 \text{ KN}$$

$$M_B = \beta Ph = 0.568 \times 0.3 \times 4.55 = 0.775 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\delta Ph = -0.432 \times 0.3 \times 4.55 = -0.59 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\gamma Ph = -0.078 \times 0.3 \times 4.55 = -0.106 \text{ KN.m}$$

VII.5.3 Combinaisons à l' ELU avec prise en compte de H_{eq} :

CHAPITRE VII Etude du portique

Tableau VII.8 : Combinaisons à l'ELU pour les réactions d'appuis et les moments avec prise en compte de H_{eq} .

Combinaisons	Réactions d'appuis (kN)				Moments (kN.m)		
	H _A	H _E	V _A	V _E	M _B	M _C	M _D
1.35G+1.5N	26.7576	-26.7576	43.0466	43.0466	-121.719	66.2433	-121.719
P	-0.17	-0.13	-0.064	0.064	0.775	-0.106	-0.59
1.35G+1.35N+1.35V₃	-23.2195	-8.5123	-29.3703	-22.6754	113.7527	-8.0631	34.4967
1.35G+1.5N+P	26.7559	-26.7589	43.0459	43.0472	-121.7112	66.2422	-121.7249
G+1.5V₃	-40.9615	5.704	-57.0259	-49.5871	195.36354	-46.4955	107.3012

VII.6. Choix de la méthode d'analyse :

Le choix de la méthode d'analyse est conditionné par la valeur du coefficient d'éloignement critique α_{cr}

- Si $\alpha_{cr} \geq 10$ **Structure rigide:** analyse élastique au 1er ordre.
- Si $\alpha_{cr} < 10$ **Structure souple:** analyse élastique avec prise en compte des effets du 2^{ème} ordre.
- Si $\alpha_{cr} \geq 15$ **Structure rigide:** analyse plastique.

VII.6.1 Détermination du facteur d'éloignement critique α_{cr} :

L'importance des effets du second ordre sur une ossature est mesurée par sa déformabilité latérale à travers le coefficient d'amplification critique α_{cr} ; Dans le cas de portique à faible pente, ce dernier peut être calculé avec la formule approchée suivante pour la combinaison d'action considérée.

Avec :

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \left[\frac{N_{sd,t}}{N_{cr,t}} + (4 + 3.3R) \left(\frac{N_{sd,p}}{N_{cr,p}} \right) \right]$$

$N_{sd,p}$: effort axial de compression dans le poteau

$N_{cr,p}$: effort critique d'Euler dans le poteau

$N_{sd,t}$: effort axial de compression dans la traverse

$N_{cr,t}$: effort critique d'Euler dans la traverse

I : le moment d'inertie de l'IPE 360 suivant l'axe yy (estimé)

$$R = \frac{I1S}{I2H} = \frac{S}{H} = 10.75 / 4.55 = 2.31$$

CHAPITRE VII Etude du portique

$$N_{cr.p} = \frac{\pi^2 EI}{h^2} = \pi^2 \times 2.1 \frac{10^4 \times 16270}{455^2} = 16272.09 \text{ KN}$$

$$N_{cr.p} = 16272.09 \text{ KN}$$

$$N_{cr.t} = \frac{\pi^2 EI}{S^2} = \pi^2 \times 2.1 \frac{10^4 \times 16270}{1075^2} = 3055.54 \text{ KN}$$

$$N_{cr.t} = 3055.54 \text{ KN}$$

Sous la combinaison 1.35G + 1.5N :

$$N_{sd.t} = 43.05 \sin 7.97 + 26.76 \cos 7.97 = 32.47 \text{ KN}$$

$$N_{sd.t} = 32.47 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \frac{32.47}{3055.54} + (4 + 3.3 \times 2.31) \left(\frac{43.05}{16272.09} \right) = 0.041 < 0.1$$

- ✓ Structure rigide
- ✓ On opte pour la méthode élastique au 1^{er} ordre.

VII.7. Pré-dimensionnement de la traverse :

a) Moments sous la combinaison : 1.35G + 1.5N

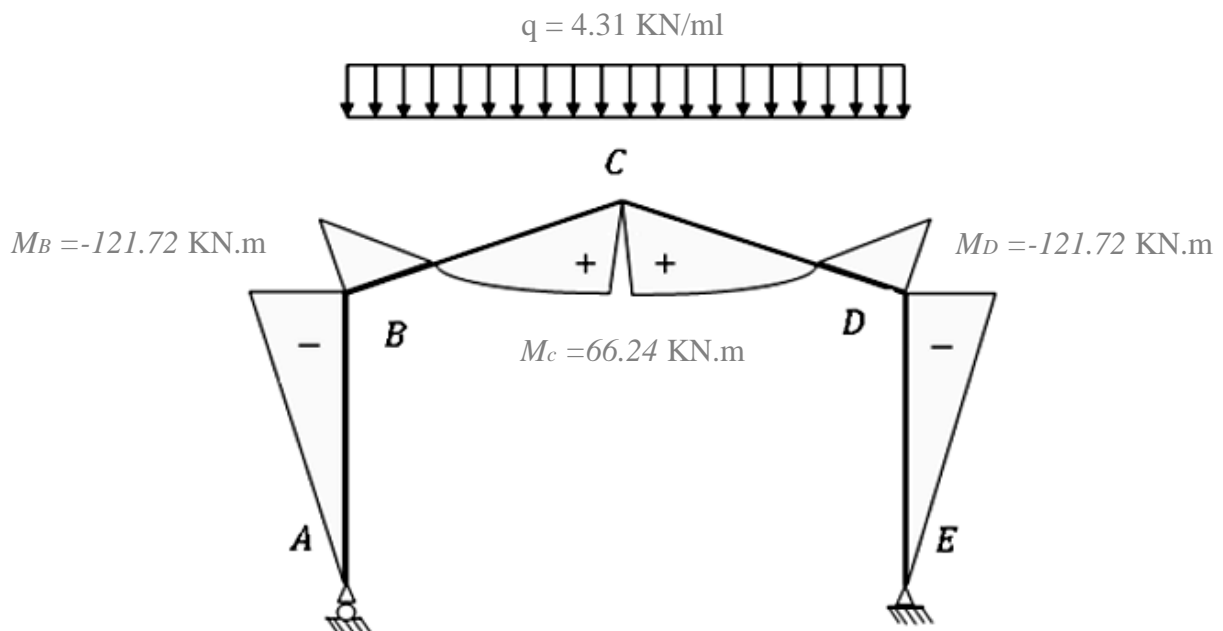


Figure VII.10 : Moments sous la combinaison 1.35G + 1.5N.

b) Moments sous la charge équivalente totale H_{eq} :

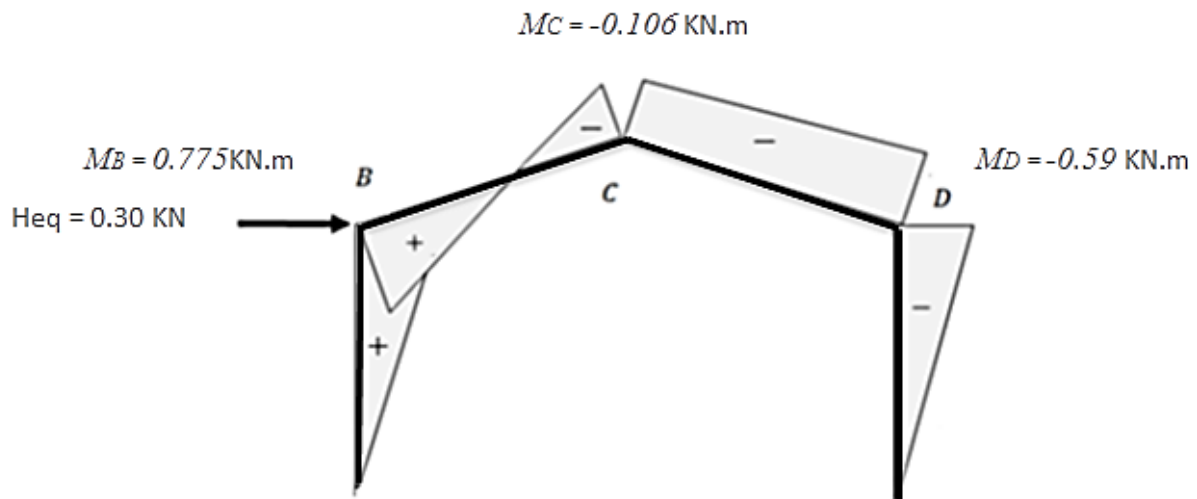


Figure VII.11 : Moments sous la charge équivalente totale.

c) Moments maximaux sollicitant la traverse

- **Action vers le bas :** (charges de gravités)

Sous la combinaison : $1.35G + 1.5N + P$

- Aux appuis : $M_D = -121.72 - 0.59 = -122.31 \text{ KN.m}$

- Au faitage : $M_C = 66.24 - 0.106 = +66.134 \text{ KN.m}$

- **Action vers le haut :** (vent de soulèvement)

Sous la combinaison : $G + 1.5V_3$

- Aux appuis : $M_B = +195.36$

- Au faitage : $M_C = -46.49 \text{ KN.m}$

d) Calcul préliminaire :

$$M_{y.sd} \leq M_{ply.Rd} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow M_{y.sd} \cdot \gamma_{M0} / f_y$$

$$W_{ply} \geq 122.31 \times 1,1 \times \frac{10^2}{23.5} = 572.52 \text{ cm}^3$$

Soit un IPE 360 $\rightarrow W_{ply} = 1019 \text{ cm}^3$

Remarque :

Les profilés choisis sont surestimés pour tenir compte des effets de flambement, de déversement et de la flèche.

CHAPITRE VII Etude du portique

VII.7.1 Vérification de la traverse à l'ELS :

VII.7.1.1 Vérification de la flèche :

- Le calcul de la flèche est réalisé au faîtage de la traverse, en C, sous l'action combiné non pondérée de : $G + N$

- La flèche maximale au faîtage est donnée par la formule suivante :

$$y_{max} = \frac{1}{384 E I_y} (5ql^4 - 48M_B \cdot l^2) \leq \delta_{max} = \frac{l}{200}$$

$$q = G + N = 2.61 + 0.84 = 2.901 \text{ kN/ml} = 2.901 \times 10^{-2} \text{ KN/cml}$$

$$E = 2.1 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_y = 16270 \text{ cm}^4$$

$$l = 21.3\text{m} = 2130 \text{ cm}$$

$$M_B = -121.719 \text{ kN} \cdot \text{m} = -12171.9 \text{ KN} \cdot \text{cm} \text{ (Sous la combinaison } G + N)$$

$$y_{max} = \frac{1}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 16270} (5 \times 2.901 \times 10^{-2} \times 2130^4 - 48 \times 12171.9 \times 2130^2) = 4.52$$

$$\delta_{max} = \frac{2130}{200} = 10.65$$

Donc : $y_{max} = 4.52 < 10.65$ vérifiée

VII.7.2 Vérification de la traverse à l'ELU :

➤ Bilan des efforts :(sous la combinaison $1.35G + 1.5N + P$)

$$M_{y.sd} = 122.31 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{sd} = 42.986 \sin 7.97 + 26.89 \cos 7.97 = 32.59 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = 42.986 \cos 7.97 - 26.89 \sin 7.97 = 38.84 \text{ kN}$$

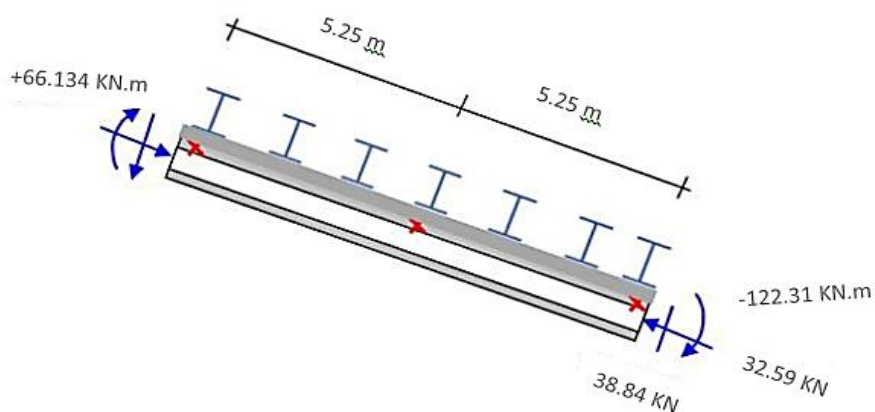


Figure VII.12 : Efforts appliqués sur chaque extrémité d'une traverse à l'ELU.

CHAPITRE VII Etude du portique

➤ Données concernant l'IPE 360 :

Tableau VII.9 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 360.

Profilé IPE 360	Dimensions				Caractéristiques de calcul									
	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	A cm ²	A _{vz} cm ²	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³	W _{el,y} cm ³	W _{el,z} cm ³	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	i _y cm	i _z cm
360	360	170	8	12.7	72.7	35.14	1019	191.1	903.16	122.8	16270	1043	14.95	3.79

❖ Classe de la section :

– Classe de la semelle (semelle comprimée) :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{\frac{170}{2}}{12.7} = 6.69 < 10\epsilon \text{ Avec : } \epsilon = \sqrt{(235/f_y)} = \sqrt{(235/235)} = 1$$

⇒ semelle est de classe 01

– Classe de l'âme (flexion composée) :

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d+dc}{2} \right) \leq 1 \text{ et } dc = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{32.59}{0.8 \times 23.5} = 1.73 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{29.86} \left(\frac{29.86+1.73}{2} \right) = 0.53 > 0.5 \frac{d}{t_w} = 396 \frac{\epsilon}{13 \alpha - 1} \text{ Avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \quad \frac{d}{t_w} = \frac{298.6}{8} =$$

$$37.32 \leq \frac{396}{13 \times 0.53 - 1} = 67.23 \Rightarrow \text{l'âme est de classe 01}$$

Donc la section est de classe 1

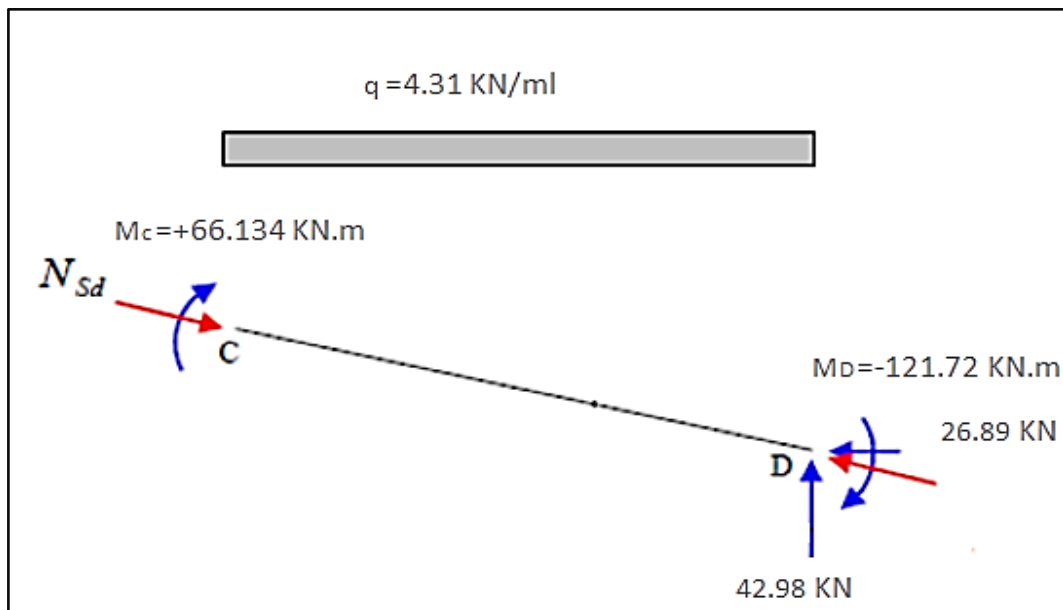


Figure VII.13 : Efforts appliqués sur chaque extrémité d'une traverse à l'ELU avec prise en compte de H_{eq}.

CHAPITRE VII Etude du portique

VII.7.2.1 Vérification de la section à la résistance :

Dans la condition de résistance à l'ELU, il faut faire les vérifications suivantes :

a) Incidence de l'effort tranchant :

Si : $V_{z,sd} \leq 0.5V_{pl,Rd}$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

$$V_{z,sd} = 38.84 \text{ KN}$$

$$A_{vz} = 35.14 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{35.14 \times (23.50/\sqrt{3})}{1.1} = 433.42 \text{ kN.} \quad V_{z,sd} = 38.84 < 0.5V_{pl,Rd} = 216.71$$

kN vérifiée

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

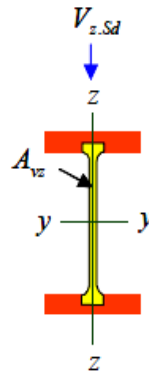


Figure VII.14 : Effort tranchant dans le plan de l'âme et la section cisailée.

b) Incidence de l'effort normal :

Si : $N_{sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} ; 0.5A_w.f_y/\gamma_{M0})$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 32.59 \text{ KN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{72.7 \times 23.50}{1.1} = 1553.13 \text{ KN} \quad 0.25N_{pl,Rd} = 0.25 \times 1553.13 = 388.28 \text{ KN}$$

$$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 72.7 - 2 \times 17 \times 1.27 = 29.52 \text{ cm}^2$$

$$0.5A_w.f_y/\gamma_{M0} = 0.5 \times 29.52 \times 23.50/1.1 = 315.32 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 32.59 \text{ KN} < \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} = 388.28 \text{ KN}; 0.5A_w.f_y/\gamma_{M0} = 315.32 \text{ KN})$$

$$N_{sd} = 32.59 \text{ KN} < 0.5A_w.f_y/\gamma_{M0} = 315.32 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

CHAPITRE VII Etude du portique

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

c) Vérification de la section à la résistance :

On doit vérifier que : $M_{y.sd} \leq M_{c.Rd}$

Section de classe 1 : $M_{c.Rd} = M_{pl.Rd}$

$$M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{Ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{(1019) \times (23.50)}{1,1} = 21769.5 \text{ kN.cm}$$

$$M_{y.sd} = 122.31 \text{ kN.m}$$

$$= 12231 \text{ kN.cm}$$

$M_{y.sd} = 12231 \text{ kN.cm} < M_{c.Rd} = 21769.5 \text{ kN.cm} \dots\dots\dots$ vérifiée

VII.7.2.2 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

a) Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \times N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \times M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} \leq 1$$

b) Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \times N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y.sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl.y.Rd}} \leq 1$$

❖ action vers le bas :

a) Vérification vis-à-vis du flambement :

➤ Calcul des coefficients de réduction pour le flambement χ_y et χ_z :

✓ Flambement par rapport à l'axe yy (dans le plan du portique) :

Longueur de flambement :

$$l_y = \frac{1065}{\cos 7.97} = 1050 \text{ cm (longueur de la traverse).}$$

➤ Calcul de l'élanement:

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1050}{14.94} = 71.28$$

➤ Calcul d'élanement réduit:

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{71.28}{93.9} = 0.77$$

CHAPITRE VII Etude du portique

- Choix de la courbe de flambement: Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2.11 > 1.2 \text{ et } t_f = 12.7 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Suivant y-y : courbe **a** $\alpha = 0.21$ →

- Facteur de réduction

$\chi_y = 0.8124$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

- Flambement par rapport à l'axe zz (hors du plan du portique) :

Longueur de flambement : $l_z = \frac{532.5}{\cos 7.97} = 537.46 \text{ cm}$ (maintien par les pannes reliées à la poutre au vent).

- Calcul de l'élancement:

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{537.46}{3.79} = 141.81$$

- Calcul d'élancement réduit:

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{141.81}{93.9} = 1.51$$

- Choix de la courbe de flambement: Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section.

$$\frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2.11 > 1.2 \text{ et } t_f = 12.7 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Suivant z-z: courbe **b** $\alpha = 0.34$ →

- Facteur de réduction $\chi_z = 0.3366$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe b)

$$\chi_{min} = \min(0.8124; 0.3366)$$

$$\chi_{min} = 0.3366$$

- Calcul du coefficient k_y :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5$$

CHAPITRE VII Etude du portique

Avec :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0.9$$

Où : Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode 03).

$$\beta_{My} = \beta_{M\varphi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{MQ} - \beta_{M\varphi})$$

$$\beta_{M\varphi} = 1.8 - 0.7\varphi$$

$$\varphi = \frac{Ma}{Mb} = -\frac{66.134}{122.31} = -0.541$$

$$\beta_{M\varphi} = 1.8 - [0.7(-0.541)] = 2.179$$

$$M_Q = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.31 \times 10.65^2}{8} = 61.12 \text{ KN.m}$$

$$\Delta M = 122.31 + 66.134 = 188.444 \text{ KN.m}$$

$\beta_{MQ} = 1.3$ Cas de charge uniformément répartie.

$$\beta_{My} = 2.179 + \frac{61.12}{188.444} (1.3 - 2.179) = 1.89$$

$$\mu_y = 0.77 (2 \times 1.89 - 4) + (1019 - 903.6) / 903.6 = -0.042 < 0.9$$

On aura donc : $k_y = 1 - (-0.042 \times 32.59) / (0.8124 \times 72.7 \times 23.5) = 1$

$$K_y = 1$$

➤ **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}}$$

$$\frac{32.59}{0.3366 \times 1553.13} + \frac{1 \times 12231}{21769.5} = 0.624 < 1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b) Vérification vis-à-vis du déversement :

Déversement = Flambement latéral de la partie comprimée + Rotation de la section transversale.

➤ **Semelle supérieure :**

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser entre les points de maintiens latéraux.

Les formules de vérification de l'élément aux instabilités sont les suivantes :

❖ **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :**

- Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis du déversement

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

CHAPITRE VII Etude du portique

➤ Calcul d'élanement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

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

$$C_1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad -1 \leq \psi \leq 1$$

[$M_{a<}$] : Moments aux extrémités du tronçon

$$M_b = -121.72 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul du moment au point quelconque P :

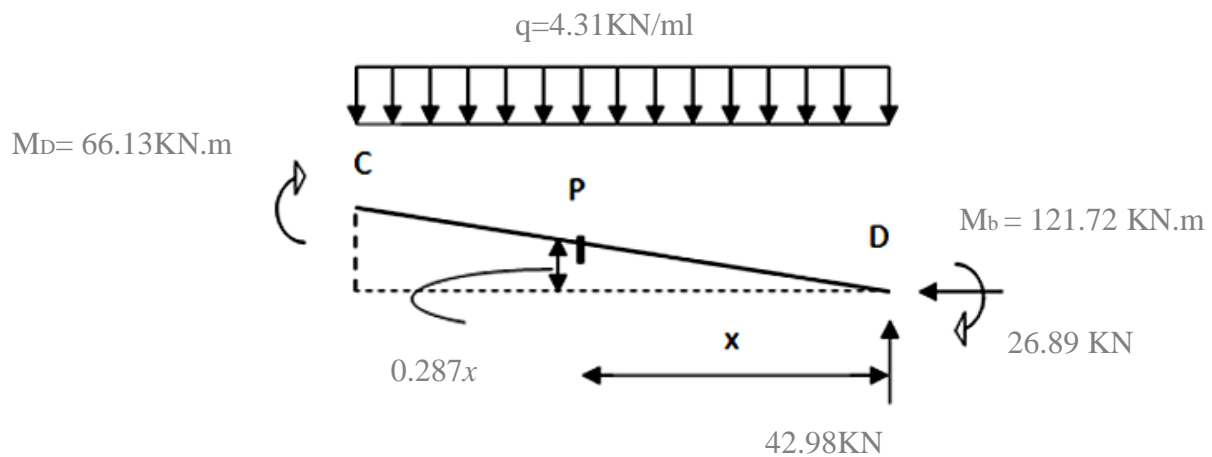


Figure VII.15 : Calcul du moment au point quelconque P.

$$\begin{aligned} M_p &= (42.98x) - (121.72) - [(26.89)(0.287x)] - \left(\frac{4.31x^2}{2} \right) M_p \\ &= 35.26x - 2.15x^2 - 121.72 \end{aligned}$$

$$M_a = (x = 5.25\text{m}) = 35.26 \times 5.25 - 121.72 - 2.15 \times 5.37^2 = 5.04 \text{ KN.m}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = -\frac{5.04}{122.31} = -0.04$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4(-0.04) + 0.52(-0.04)^2 = 1.94 < 2.7$$

➤ $l = 525 \text{ cm}$: longueur de flambement latérale.

➤ $i_z = 3.79 \text{ cm}$

➤ $h = 36 \text{ cm}$

➤ $t_f = 1.27 \text{ cm}$

CHAPITRE VII Etude du portique

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

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{525}{3.79}}{1.94^{0.5} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{525}{\frac{3.79}{1.27}} \right)^2 \right)^{0.25}} = \frac{138.52}{1.695} = 81.72$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{81.72}{93.9} = 0.87$$

Axe de flambement Y-Y :

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

$\alpha_{LT} = 0.21$: pour les sections laminées

$\alpha_{LT} = 0.49$: pour les sections soudées

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

section laminée: $\alpha_{LT} = 0.21$ **—————>** *courbe de flambement a*

$\chi_{LT} = 0.7534$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

➤ Calcul du coefficient k_{LT} :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_Z \cdot A f_y} \leq 1.5$$

Avec : $\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_Z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 \leq 0.9$

• $\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi = 1.8 - 0.7 \times (-0.04) = 1.828$

• $\mu_{LT} = 0.15 \times 0.87 \times 1.828 - 0.15 = 0.088$

• $k_{LT} = 1 - \frac{0.088 \times 32.59}{0.3366 \times 72.7 \times 23.50} = 0.99$

➤ Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl,Rd}} + K_{LT} \cdot \frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}} = \frac{32.59}{0.3366 \times 1553.13} + \frac{0.99 \times 12231}{0.7534 \times 21769.5} = 0.8 < 1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ action vers le haut :

• Bilan des efforts : (sous la combinaison G + 1.5V₃)

$$M_{y,sd} = 192.65 \text{ kN.m} \quad mN_{sd} = -56.24 \sin 7.97 - 24.91 \cos 7.97 = -32.47 \text{ kN} \quad V_{z,sd} = -56.24 \cos 7.97 + 24.91 \sin 7.97 = -52.24 \text{ kN}$$

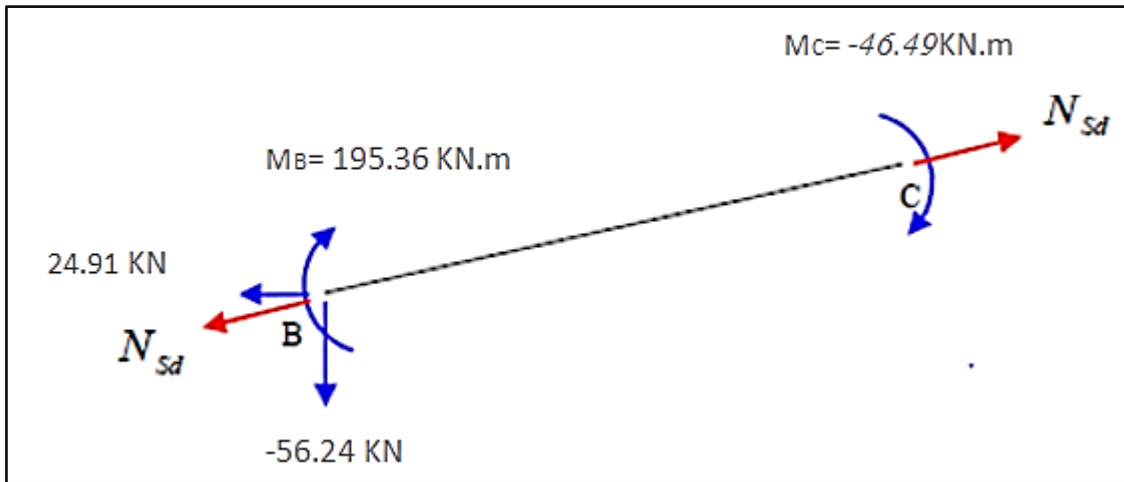


Figure VII.16 : Sollicitations sur la traverse, cas de charges ascendantes

a) Vérification au déversement :

➤ Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre sur toute sa longueur. L'effort N_{sd} est un effort de traction sous l'action du vent de soulèvement. Le déversement est plus contraint quand l'effort de traction est négligeable. La formule de vérification au déversement devient :

$$\frac{M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

➤ Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

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

la section est de classe 01 :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w}) \text{ Avec } \beta_w = 1$$

Où :

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon \sqrt{E t} \quad \varepsilon = \sqrt{(235 / f_y)} = 1$$

$$\text{Avec } i_z = 3.79 \text{ cm} ; h = 36 \text{ cm} ; t_f = 1.27 \text{ cm.}$$

$$\text{Avec } \eta = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad -1 \leq \psi \leq 1$$

[$M_a < M_b$] : Moments aux extrémités du tronçon

$$M_a = -45.65 \text{ kN.m} < M_b = 192.65 \text{ kN.m}$$

$$\psi = \frac{-45.65}{192.65} = -0.24$$

CHAPITRE VII Etude du portique

$$C_1 = 1.88 - 1.4x - 0.24 + 0.52(-0.24)^2 = 2.25 \leq 2.7$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{537}{3.79}}{2.25^{0.5} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{537}{\frac{36}{1.27}} \right)^2 \right)^{0.25}} = \frac{141.69}{1.84} = 77$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{77}{93.9} = 0.82 > 0.4 \rightarrow \text{ilya un risque de déversement}$$

Axe de flambement Y-Y :

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

$\alpha_{LT} = 0.21$: pour les sections laminées

$\alpha_{LT} = 0.49$: pour les sections soudées

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{36}{17} = 2.11 \geq 1.2 \Rightarrow \text{courbe de flambement a}$$

$\chi_{LT} = 0.7841$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

➤ **Vérification au déversement :**

$$\frac{M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{20.75}{0.7841 \times 217.695} = 0.12 < 1 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

L'élément est vérifiée au flambement et au déversement dans le cas de charges ascendantes et descendantes, on conclut que le profilé laminé choisi (l'IPE360) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié a la sécurité et convient comme Traversedu portique.

VII.8 Pré-dimensionnement du poteau :

Poids du plancher mixte:.....30.17 KN/ml

Les pannes : IPE 120.....0.104 KN/ml

Les Traverse : IPE 360.....0.571 KN/ml

$$M_{y.sd} = -121.73 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = +43.05 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = +26.76 \text{ kN}$$

CHAPITRE VII Etude du portique

On a jugé bon de ne pas révéifier la résistance en section vu la marge de sécurité qu'on a constaté lors de la vérification de la section de traverse.

On choisit un profile HEB320 pour les poteaux.

VII.8.1 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

a) Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \times N_{pl;Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

b) Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \times N_{pl;Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

a) Vérification vis-à-vis du flambement :

- **Calcul des coefficients de réduction pour le flambement χ_y et χ_z :**

Flambement par rapport à l'axe yy (dans le plan du portique) :

➤ Longueur de flambement:

$$l_y = 4.55 \times 100 = 455 \text{ cm}$$

➤ Calcul de l'élanement:

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{455}{13.82} = 32.92$$

➤ Calcul d'élanement réduit:

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \left[\beta_A \right]^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (section 1 ,2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{32.92}{93.9} = 0.351$$

➤ **Choix de la courbe de flambement :**

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section :

$$\frac{h}{b} = \frac{320}{300} = 1.07 < 1.2 \text{ et } t_f = 20.5 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Suivant y-y: courbe **a** $\longrightarrow \alpha = 0.21$

CHAPITRE VII Etude du portique

➤ Facteur de réduction

$\chi_y = 0.9855$ (tableau du coefficient de Flambement χ de la courbe a)

➤ Flambement par rapport à l'axe zz :

zz (hors du plan du portique) :

➤ Longueur de flambement:

$l_z = 155$ cm (entraxe des lisses).

➤ Calcul de l'élanement :

$$\lambda_y = \frac{l_z}{i_z} = \frac{155}{7.57} = 20.48$$

➤ Calcul d'élanement réduit:

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \left[\beta_A \right]^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (section 1,2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{20.48}{93.9} = 0.22$$

➤ Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section :

$$\frac{h}{b} = \frac{320}{300} = 1.07 < 1.2 \text{ et } t_f = 20.5 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

. Suivant zz: courbe **a** \longrightarrow $\alpha = 0.21$

Facteur de réduction

$\chi_y = 0.9956$ (tableau du coefficient de Flambement χ de la courbe a)

➤ Calcul du coefficient k:

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A f_y} \leq 1.5$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0.9$$

CHAPITRE VII Etude du portique

❖ Calcul du facteur de moment uniforme équivalent β_{My} :

➤ Cas de moment d'extrémité :

Ou : $\beta_{My} = 1,8 - 0,7\varphi$: Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode 03)

Le facteur β_{My} doit être calculé en considérant le diagramme des moments fléchissant sur la longueur du tronçon entre points de maintien de flambement dans le plan considéré.

Dans notre cas le tronçon de barre pour le calcul β_{Mz} peut être le même que β_{My} .

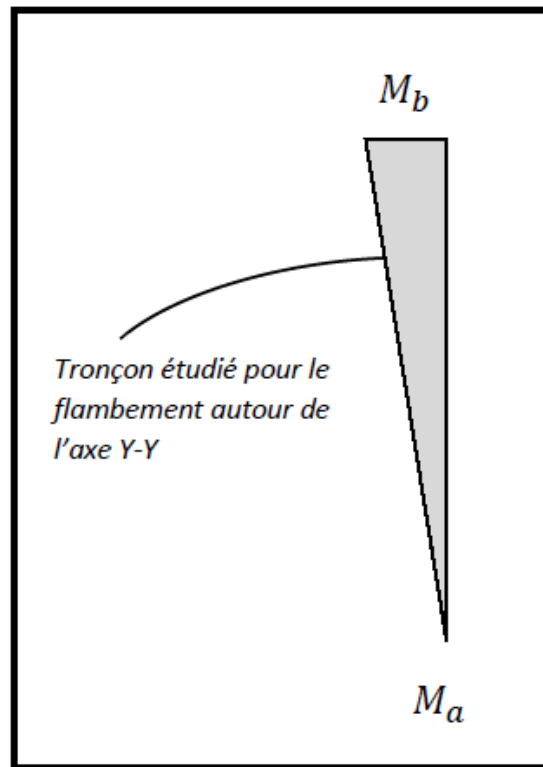


Figure VII.17: Moments en tête et en pied du poteau.

$$\varphi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{122.31} = 0$$

$$\beta_{My} = \beta_{M\varphi} = 1,8$$

$$\mu_y = 0.324([2 \times 1.8] - 4) + \frac{1019 - 903.6}{903.6} = -0.002 \leq 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{-0.002 \times 42.986}{0.9855 \times 72.7 \times 23.5} = 1 < 1.5$$

❖ Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{161.3}{1.1} \times 23.5 = 3445.95 \text{ KN}$$

CHAPITRE VII Etude du portique

$$M_{plyrd} = \frac{2149}{1.1} \times 23.5 = 459.1045 \text{ KN/cm}$$

$$M_{y.sd} = -121.73 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = +43.05 \text{ kN}$$

$$\frac{43.05}{0.9855 \times 3445.95} + \frac{1 \times 121.73}{459.11} = 0.28 < 1 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

b) Vérification vis-à-vis du déversement :

➤ Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_L :

- Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

• Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

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

$$C_1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad \text{et} \quad -1 \leq \psi \leq 1$$

$$[M_a < M_b]$$

$$M_b = -121.72 \text{ kN.m}$$

$$\bullet M_a = M_{y.sd}(h = 3.04 \text{ m}) = \frac{121.72 \times 3.04}{4.55} = 81.72 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_a}{M_b} = \frac{81.72}{121.72} = 0.67$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4(0.67) + 0.52(0.67)^2 = 1.175 < 2.7$$

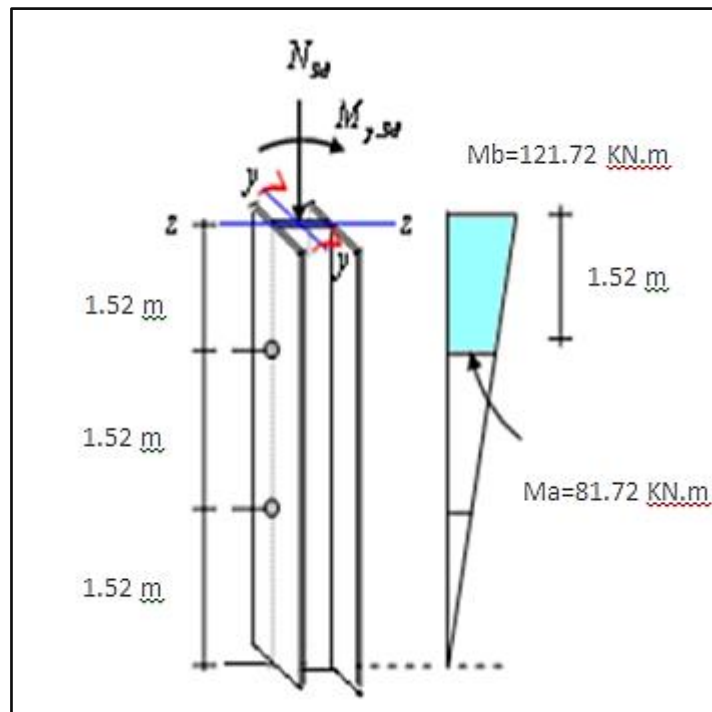


Figure VII.18 : Moments aux extrémités du tronçon le plus chargé.

➤ $l = 152 \text{ cm}$

➤ $i_z = 7.57 \text{ cm}$

➤ $h = 32 \text{ cm}$

➤ $t_f = 2.05 \text{ cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{152}{7.57}}{1.175^{0.5} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{152}{\frac{32}{2.05}} \right)^2 \right)^{0.25}} = \frac{20.08}{1.11} = 18.09$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{18.09}{93.9} = 0.19 < 0.4 \rightarrow \text{il n'y a pas unrisquededéversement}$$

➤ **Axe de flambement Y-Y :**

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

$\alpha_{LT} = 0.21$: pour les sections laminées

$\alpha_{LT} = 0.49$: pour les sections soudées

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section.

$$\frac{h}{b} = \frac{320}{300} = 1.06 < 1.2 \text{ et } t_f = 20.5 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Suivant y-y: courbe **a** $\longrightarrow \alpha = 0.21$

CHAPITRE VII Etude du portique

➤ Coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT}

$\chi_{LT} = 1$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

✓ Calcul du coefficient k_L :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 \leq 0,9$$

$$\bullet \beta_{MLT} = \beta_{M\varphi} = 1,8 - 0,7\psi = 1,8 - 0,7 \times (0,67) = 1,331$$

$$\bullet \mu_{LT} = 0,15 \times 0,42 \times 1,331 - 0,15 = -0,066$$

$$\bullet k_{LT} = 1 - \frac{-0,66 \times 42,986}{0,9181 \times 72,7 \times 23,50} = 1,02 < 1,5 \Rightarrow k_{LT} = 1,02$$

❖ Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{43,05}{0,9956 \times 3445,95} + \frac{1,02 \times 121,73}{217,69} = 0,583 < 1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

L'élément est vérifié au flambement et au déversement, on conclut que le profilé laminé choisi (HEB320) est adéquat et convient comme poteau du portique.

VII.9 Conclusion :

- ❖ *le profilé laminé (HEB320) est adéquat et convient comme poteau du portique.*
- ❖ *le profilé laminé (IPE 360) est adéquat et convient comme traverse du portique.*

VIII.1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre. Produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent les vies humaines. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humains et aux biens matériels.

Pour cela l'application de règles parasismiques actuelles "RPA99 version 2003" concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sismiques sauf pour la zone 0 (sismicité négligeable).

C'est en général l'ingénieur du bureau d'étude qui est chargé d'appliquer ces règles et de dimensionner les éléments en béton armé, aciers, bois ou bien mixtes.

D'après le RPA99 la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

Les deux dernières méthodes sont utilisées dans tous les cas, mais la première méthode, nommée méthode statique équivalente, pour qu'elle soit appliquée, il faut que la structure vérifie un certain nombre de conditions.

VIII.2 Méthode statique équivalente :

VIII.2.1 Principe

Pour notre étude nous avons opté pour la méthode statique équivalente ; Le choix de cette méthode est particulièrement dicté par la simplicité de l'ouvrage (sensiblement symétrique), sa hauteur limitée ($H=6.1\text{ m} < 65\text{ m}$) et sa régularité en plan ($27.35/21.3 = 1.3 < 4$) et en élévation.

D'une manière générale notre structure satisfait l'intégralité des conditions énumérées dans l'article (4.1.2) du RPA 99 version 2003. Le principe de cette méthode est le remplacement des forces réelles dynamique qui se développe dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

➤ Caractéristiques du hangar étudié :

- Wilaya d'implantation : Tizi-Ouzou .
- Zone IIa : sismicité moyenne.
- Groupe d'usage 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne (bâtiments industriels).

- Catégorie du site : Site 3 (sol meuble).

VIII.3 Calcul de la force sismique totale :(art 4.2.3 RPA99/03)

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculéesuccessivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W$$

A : Coefficient d'accélération de zone donné par le Tableau 4-1 du RPA99.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen donné par la formule 4-2 du RPA99.

R : Coefficient de comportement global de la structure donné par le tableau 4-3 du RPA99.

Q : Facteur de qualité donné par la formule 4-4 du RPA99.

W : Poids total de la structure donné par la formule 4-5 du RPA99.

VIII.3.1 Coefficient d'accélération de zone (A) :

Donné par un tableau (4.1 du RPA99/03), le coefficient d'accélération A est tiré en fonctionde la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas :

✓ Zone IIa

✓ Groupe d'usage 2

$$A = 0.15$$

VIII.3.2 Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Il est en fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement (η) et de lapériode fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / 3)^{2/3} \cdot (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s. \end{cases}$$

➤ Calcul du facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

- Le pourcentage d'amortissement critique ξ :

CHAPITRE VIII études sismique

ξ (%) : le pourcentage d'amortissement critique, il est en fonction du matériau constitutif, de type de structure et de l'importance des remplissages.

Dans notre cas :

Nous avons un portique en acier avec remplissage léger.

D'après le tableau (4.2) $\xi = 4\%$

D'où : $\eta = \sqrt{\left(\frac{7}{2+4}\right)} = 1.08 > 0.7$ vérifiée

VIII.3.3 Estimation de la période fondamentale de la structure T :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t \cdot h_n^{3/4}$$

h_n : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $h_n = 6.1\text{m}$.

✓ C_t : coefficient en fonction de système de contreventement et du type de remplissage.

Donné par le tableau (4.6) de RPA99/03.

On a : Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie :

$$C_t = 0.085$$

$$\text{Donc : } T = 0.085 \times (6.1)^{3/4}$$

$$T = 0.33 \text{ s}$$

Calcul du T_2 :

T_2 est la période caractéristique, associée à la catégorie du site, donnée par le tableau 4.7 de RPA99/03.

On a un sol de catégorie (S3)

$$\text{➤ } T_2 = 0.5 \text{ s}$$

- Sens longitudinal : $0 < T = 0.33 \text{ s} < T_2$ donc : $D_x = 2.5 \eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7$.

- Sens transversal : $0 < T = 0.33 \text{ s} < T_2$ donc : $D_y = 2.5 \eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7$.

$D_x = D_y$ donc on va faire un seul calcul pour V, mais dans les deux directions (sens longitudinal et sens transversal).

VIII.3.4 Coefficient de comportement global de la structure (R) : (tableau 4.3 du RPA99/03)

Pour le sens longitudinal (sens X) la structure est contreventée par portiques auto stables ductiles.

$$R = 6$$

CHAPITRE VIII études sismique

Pour le sens transversal (sens Y) la structure est contreventée par palées triangulées en X

$$R = 4$$

VIII.3.5 Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité de la structure il est en fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments.
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q " satisfait ou non". Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 (RPA99/Version2003).- Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité P_q .

Tableau VIII.1 : valeurs des pénalités P_q .

Critère q	P_q	
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	Non observé
2. Redondance en plan	0.05	Non observé
3. Régularité en plan	0	Observé
4. Régularité en élévation	0	Observé
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	Observé
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	Observé
$\sum P_q$	0.1	

On aura :

$$Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0 + 0 \longrightarrow \mathbf{Q=1.10}$$

VIII.3.6 Calcul de poids de la structure (W) :

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W : poids total de la structure.

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes

W_{Qi} : charges d'exploitation.

$-\beta$: Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

❖ Valeurs du coefficient de pondération β :

$\beta = 0.5$ (Entrepôts, hangars)

VIII.4. Calcul des charges permanente W_{Gi} de tous les éléments qui constituent notre hangar :

Tableau VIII.2 : Charges permanentes W_{Gi} de toute la structure.

Élément	IPE utilisé	Poids propre (Kg/m)	Nombre de chaque élément	La longueur de l'élément (m)	La charge W (kN)
Panne	IPE120	10.4	14	27.35	39.82
Lisse du long pan	IPE120	10.4	6	27.35	17.07
Lisse du pignon	IPE120	10.4	6	21.30	13.30
Poteau	HEB320	127	12	4.55	69.34
Traverse	IPE360	57.1	12	10.5	71.95
Potelet du milieu	IPE180	18.8	2	6.1	2.3
Potelet	IPE180	18.8	4	5.33	40.08
Palé de stabilité	L70×70×5	5.37		55.28	2.97
Poutre au Vent	L70×70×5	5.37		118.23	6.35
Élément		Poids Propre (Kg/m ²)	Nombre	Surfaces (m ²)	La charge W (kN)
Couverture du versant de toiture	Panneau (14.2+4)	18.2	2	294.01	107.02
Couverture du long pan	Panneau (17+5)	22	2	124.44	54.75
Couverture du pignon	Panneau (17+5)	22	2	113.42	49.9
Plancher		1461.5		138.45	912.39
ΣW_{Gi}					1461.5

VIII.5 Calcul des charges permanente W_{Qi} de tous les éléments qui constituent notre hangar :

$$W_{Qi} = (P_{neige} + P_{vent}) \times S_{toiture}$$

$$W_{Qi} = (0.152 + 0.84) \times 588.025$$

$$W_{Qi} = 583.32 \text{ KN.}$$

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$W = 1461.5 + 0.5 \times 583.32$$

W = 1753.16 KN.

VIII.5.1 Détermination de la force sismique totale :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} \times W$$

$$V_x = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.1 \times 1753.16}{6} = 130.17 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.1 \times 1753.16}{4} = 195.26 \text{ KN}$$

VIII.5.2 Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times Wh}{Wh}$$

F_i : force horizontale appliquée au niveau i

F_t : la force concentrée au sommet de la structure ($F_t = 0.33 \times W = 0.33 \times 1753.16 = 578.24 \text{ KN}$)

W : poids total de la structure (**728.37 KN**).

V : la force sismique totale

h : la hauteur de chaque niveau

➤ **Sens longitudinal sens X :**

$$F_{tx} = 0$$

$$F_{ix} = (V_x - F_{tx})$$

$$F_{ix} = V_x$$

$$F_{ix} = 130.17 \text{ KN}$$

➤ **Sens transversal sens Y :**

$$F_{ty} = 0$$

$$F_{iy} = (V_y - F_{ty})$$

$$F_{iy} = V_y$$

$$F_{iy} = 195.26 \text{ KN}$$

VIII.5.3 Les sollicitations dues au vent plus défavorable

$$V = 0.84 \text{ KN/m}^2 \text{ (chapitre 02)}$$

$$V = 0.84 \times S_{\text{toiture}}$$

$$V = 0.84 \times 588.025$$

$$V = 493.94 \text{ kN} > V_x \text{ et } V > V_y$$

VIII.6 Conclusion

Les sollicitations dues au vent sont plus importantes que celles dues au séisme, ainsi nous retiendrons uniquement l'action du vent pour le dimensionnement des portiques et du contreventement de l'ouvrage.

X.1. Calcul des bases des poteaux :

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de la fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau (Comme le montre la figure suivante 04-9.). Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau, elle peut être renforcée par des raidisseurs.

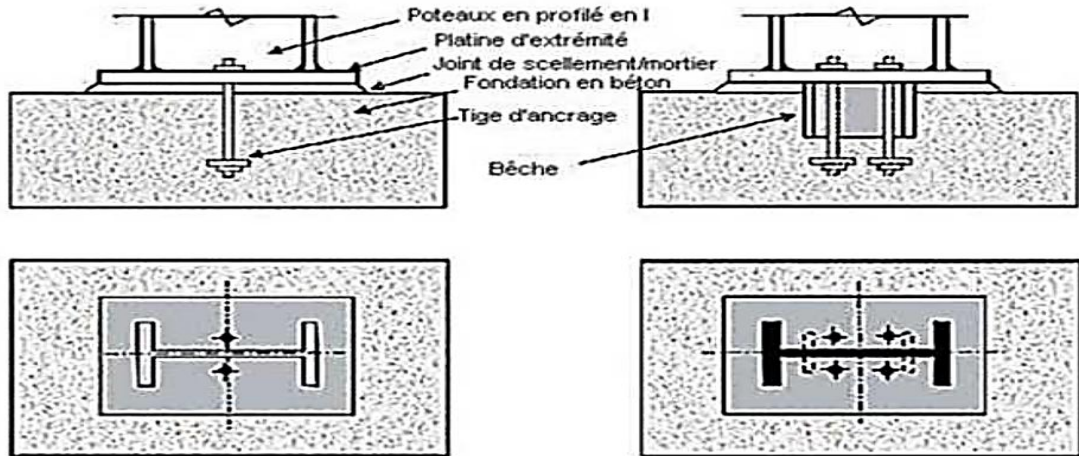


Figure X.1 : Base de poteau.

L'assemblage de base du poteau est généralement conçu comme une articulation afin de réduire les dimensions des fondations (comme le montre la figure suivante 04-10.); il est possible d'utiliser des pieds de poteau encastrés (comme le montre la figure suivante 04-11.), si le sol présente des caractéristiques fiables.

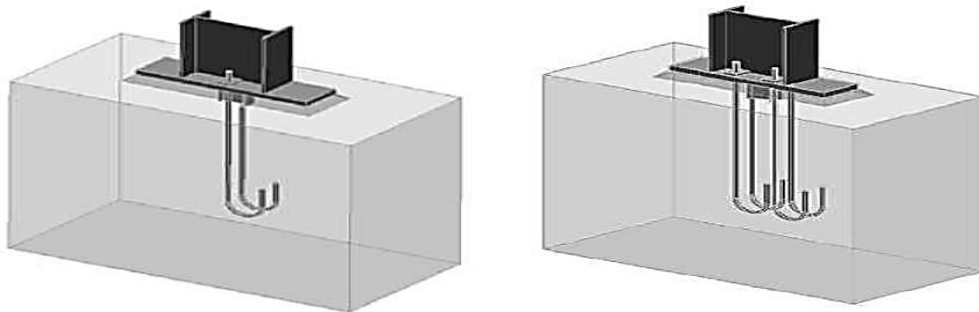


Figure X.2 Pieds de poteau articulés

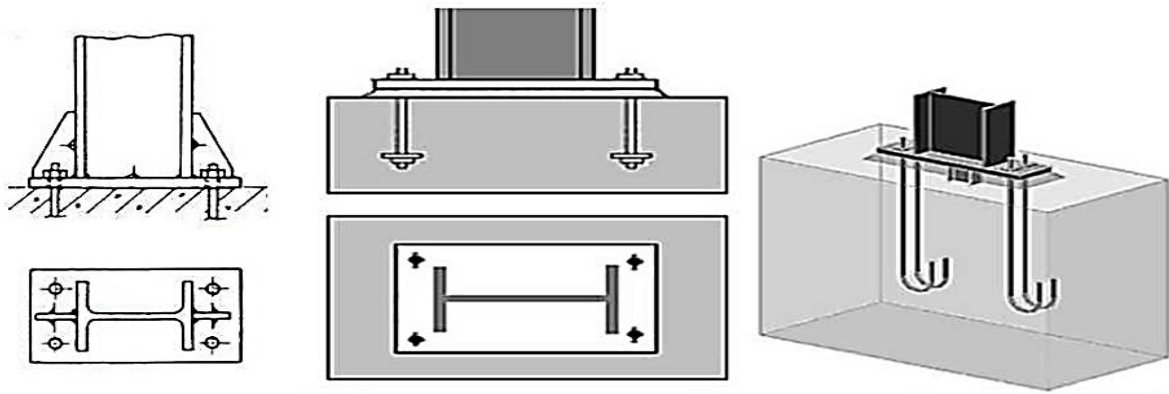


Figure X.3 : Pieds de poteau encastrés.

Charge axiale de compression : $N_{sd} = +43.05 \text{ kN}$

Effort tranchant correspondant : $V_{z.sd} = +26.76 \text{ kN}$

Effort de soulèvement : $N_{sd} = 57 \text{ kN}(\text{compression})$

Effort tranchant correspondant : $V_{z.sd} = 41 \text{ kN}$

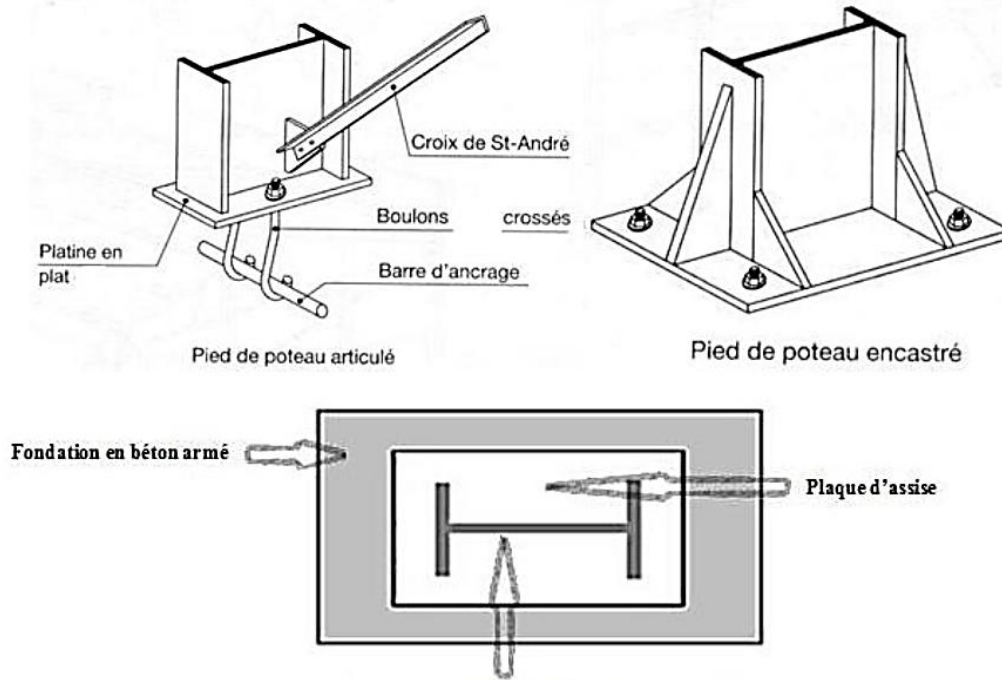


Figure X.4 : Détails sur l'assemblage.

- ✓ Plaque d'assise en acier de nuance S235: $f_y = 235 \text{ N.mm}^2$
- ✓ Fondation en béton de classe C25: $f_{ck} = 25 \text{ N.mm}^2$
- ✓ Coefficients de sécurité : $\gamma_{M0} = 1,1$ (pour la platine et les poteaux);
- ✓ Béton : $\gamma_c = 1.5$ (pour le béton)

X.1.1 Résistance du béton à la compression : (béton de classe C25/30)

$$F_{cd} = \frac{F_{cr}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.5} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

X.1.2 Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement:

La valeur du coefficient du matériau de scellement est $\beta_j = 2/3$

Du moment que les dimensions de la fondation sont inconnues, on admettra que :

$$\left(\frac{Ac1}{Ac2}\right)^{0.5} = \alpha = 1.5$$

Ainsi la résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement sera :

$$\Rightarrow f_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd} = f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

X.1.2.1 Détermination de la valeur de la largeur d'appuis additionnelle :

Dans le cas d'assemblage articulé, le débord de la plaque d'assise est généralement pris égal à 15 mm ($t = 15 \text{ mm}$ comme épaisseur de la plaque d'assise.)

Elle est donnée par :

$$C = t_p \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{mo}}} = 15 \sqrt{\frac{235}{3 \times 16.7 \times 1.1}} = 30.97 = 31 \text{ mm}$$

$$C = 31 \text{ mm} \leq (h_c - 2t_{fc}) / 2 = (320 - 2 \times 20.5) / 2 = 139.5 \text{ mm}$$

Il n'y a pas de recouvrement des aires en compression pour les tronçons des deux semelles.

X.1.2.2 Calcul de la section efficace A_{eff} :

La plaque d'assise est à projection courte : $\beta_c = 15 \text{ mm}$

$$A_{eff} = [2(b_{fc} + 2\beta_c)(c + \beta_c + t_{fc})] + [(h_c - 2c - 2t_{fc})(2c + t_{wc})]$$

$$A_{eff} = [2(300 + 2 \times 15)(31 + 15 + 20.5)] + [(320 - 2 \times 31 - 2 \times 20.5)(2 \times 31 + 11.5)]$$

$$A_{eff} = 59839.5 \text{ mm}^2$$

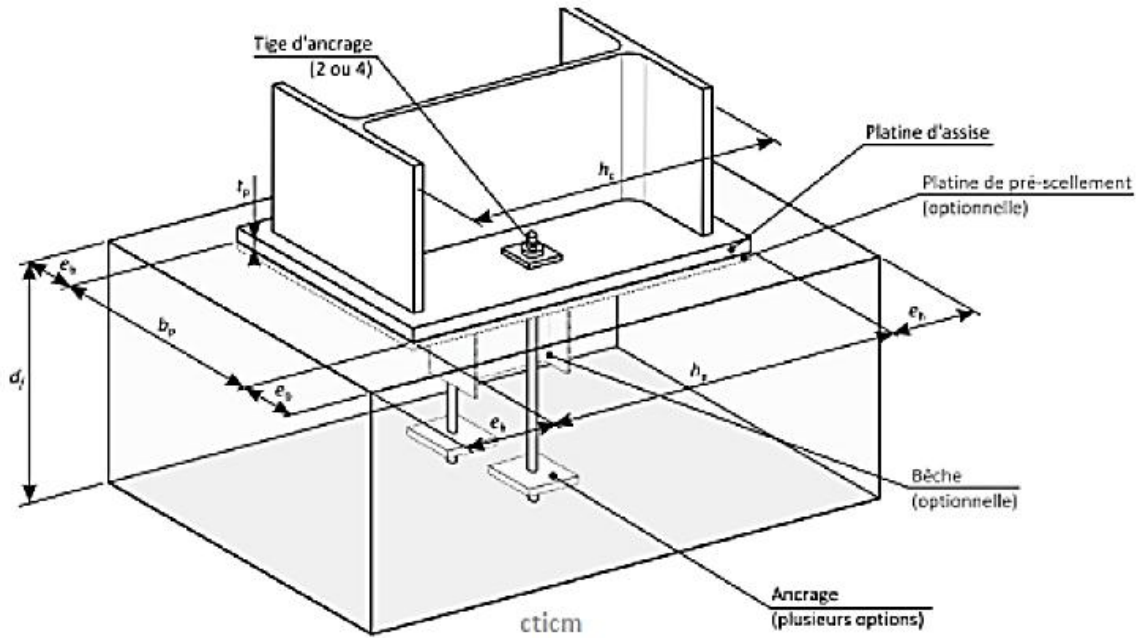


Figure. X.5 : Dimensions de la plaque d'assise.

X1.2.3 Calcul de la résistance à l'effort axial N_{sd} :

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$N_{sd} \leq N_{Rd} = A_{eff} \cdot f_{jd}$$

Avec :

$A_{eff} = 59839.5 \text{ mm}^2$: Section efficace.

$f_{jd} = 16,67 \text{ N/mm}^2$: Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement

$$N_{Rd} = A_{eff} \cdot f_{jd} = 59839.5 \times 16,67 \times 10^{-3} = 997.53 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 43.05 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 43.05 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 997.53 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

X.1.3 Vérification de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

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

$$M_{rd} = \frac{t^2 \cdot f_y}{6 \gamma_{mo}} = \frac{15^2 \times 235}{6 \times 1.1} = 8011.36 \text{ N} \cdot \text{mm} = 8.011 \text{ KN} \cdot \text{mm} \text{ (chaque 1 mm)}$$

X.1.3.1 Calcul du moment de flexion Msd:

$$M_{sd} = \frac{c^2}{2} \frac{N_{sd}}{A_{eff}} = (31^2/2)43.05/59839.5 = 0.35 \text{ KN.mm (chaque 1 mm)}$$

$M_{sd} = 0,35 \text{ kN.mm} \leq M_{Rd} = 8 \text{ kN.mm} \dots \dots \dots$ vérifiée

X.1.4 Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de plaqué'assise :

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$V_{sd} \leq F_v.R_d = F_f.R_d = C_{fd}.N_{sd} = 0.2 \times 43.05 = 8.61 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 43.05 \text{ kN}$: Effort de calcul de compression du poteau.

$C_{fd} = 0,2$: Coefficient de frottement entre plaque d'assise et couche scellement (spécifiée pour le mortier de calage de ciment et de sable).

$$F_v.R_d = 8.61 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 26.76 \text{ KN} > F_v R_d = 8.61 \text{ KN} \dots \dots \dots$ Non vérifiée

La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée, c'est les tiges d'ancrages qui vont reprendre l'effort de cisaillement.

X.1.5 Tiges d'ancrages :

Les tiges d'ancrage doivent être mises en place afin de résister aux effets des actions de calcul, on doit les dimensionner de sorte à supporter convenablement l'effort de traction ainsi que les forces de soulèvement et les moments de flexion.

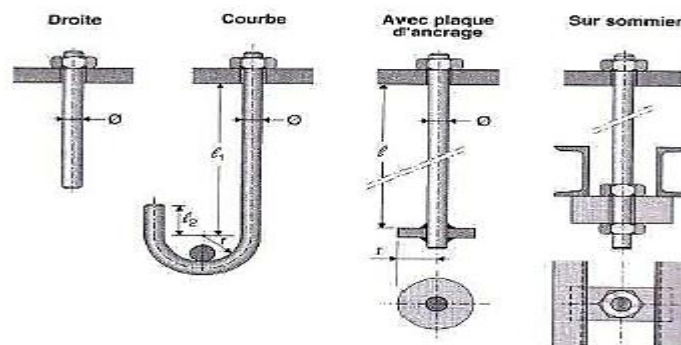


Figure.X.6 : tiges d'ancrage

X1.5.1 résistance des tiges d'ancrage au cisaillement :

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$V_{sd} \leq F_v.R_d$$

$$F_v.R_d = F_f.R_d + n_b. F_{vb}.R_d$$

$$F_f.R_d = 0,2N_{sd} = 0,2 \times 43.05 = 8.61 \text{ kN}$$

$$F_{vb.rd} = \alpha_{cb} \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_m} \cdot n_b$$

➤ Calcul de α_{cb}

On a : $\alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003 \cdot f_{yb}$

Avec:

$$235 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$$

n_b = nombre de tige dans l'assemblage

Donc

$$\alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003 \times 240 = 0.368$$

On constate que cette règle permet d'ajouter la résistance de calcul au cisaillement des tiges d'ancrage à celle issue frottement, cette dernière n'existant que pour un effort axial de compression dans le poteau.

Pour quatre tiges M20 en classe 4.6 :

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 ; f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2 ; f_{yb} = 240 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{vb.rd} = \frac{0.368 \times 400 \times 245}{1.25} \times 10^{-3} = 29 \text{ KN}$$

$$F_{vrd} = 8.61 + 2 \times 29 = 66.61 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 26.76 \text{ KN} < F_{v.rd} = 66.61 \text{ KN}$$

➤ On choisit une bêche ayant des dimensions satisfaisant les conditions suivantes :

- Hauteur de la bêche : $h_{bêche} \leq 0,4 h_c$
- Profondeur efficace : $60 \text{ mm} \leq l_{eff} \leq 1,5 h_{bêche}$
- Elancement maximal des ailes : $b_{bêche} / t_{bêche} \leq 20$

$$0,4 \cdot h_c = 0,4 \times 320 = 128 \text{ mm}$$

On part sur un IPE 100 rempli les conditions

- Profondeur totale : $d_o = 100 \text{ mm}$
- Longueur efficace : $l_{eff} = 100 - 30 = 70 \text{ mm}$
- épaisseur de salement de 30 mm

X.1.5.2 Résistance des tiges d'ancrage à l'effort de soulèvement :

Dans le cas où l'effort au pied du poteau est un effort de soulèvement, les tiges d'ancrage doivent transmettre ce dernier ainsi que l'effort tranchant commettant aux fondations.

➤ **Combinaison**

- G+1.5V₃

N_{SD} = 57 KN = V_A↑ et V_{z.sd} = H_A = 41 kN → (Efforts en pieds de poteaux aux ELU)

X.1.5.3 Résistance des tiges d'ancrage :

L'inégalité suivante doit être vérifiée

$$\frac{\frac{V_{sd}}{nb}}{F_{vb.rd}} + \frac{\frac{N_{SD}}{nb}}{N_{t.rd}} \leq 1$$

Avec : $N_{t,rd} = \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{m2}} = \frac{0.9 \times 400 \times 245}{1.25} = 70.6 \text{ KN}$

$$\frac{\frac{V_{sd}}{nb}}{F_{vb.rd}} + \frac{\frac{N_{sd}}{nb}}{N_{t.rd}} = \frac{41}{29} + \frac{57}{70.6} = 0.36 + 0.21 = 0.57 < 1 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

X.1.5.4 Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence :

Pour un boulon d'ancrage :

$$N_{sd}/4 \leq F_{anc.rd}$$

$$F_{anc.Rd} = \pi \cdot d \cdot f_{bd}(11 + 6,4 r + 3,5 l_2)$$

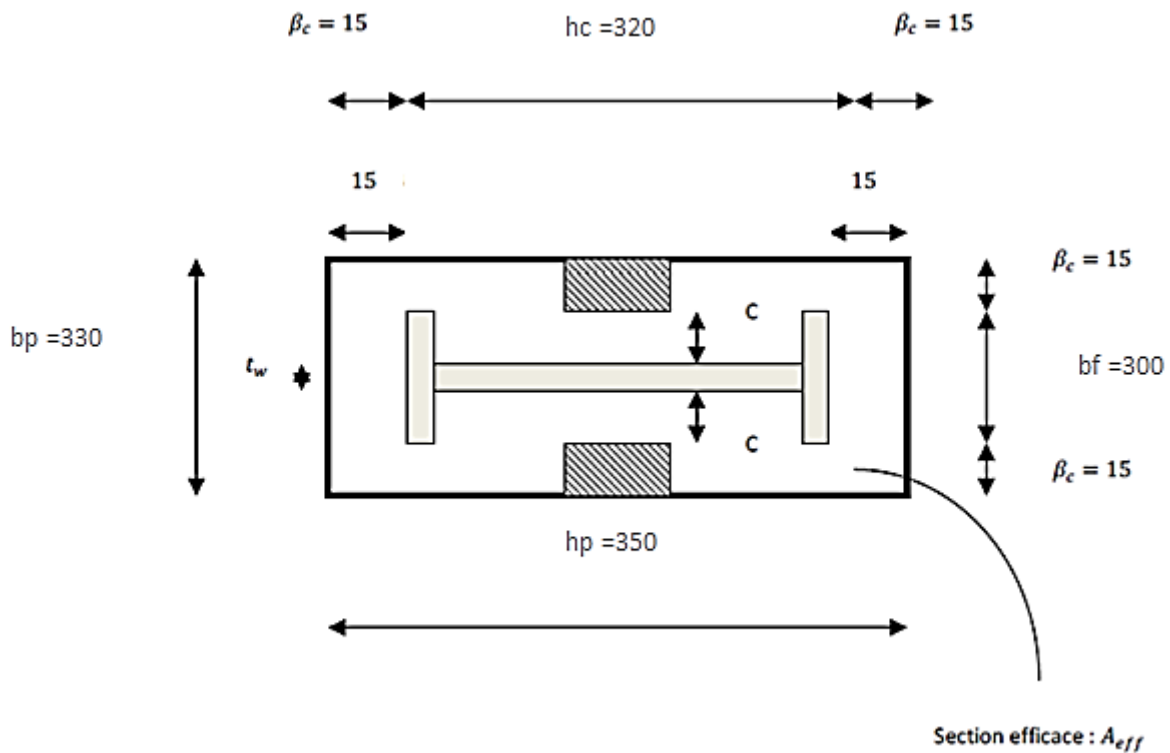


Figure X.7 : assemblage de la platine

Avec :

- ✓ Fanc.Rd: Résistance d'ancrage en traction.

Les valeurs courantes sont données comme suit :

- ❖ $r = 3\varnothing = 3 \times 20 = 60 \text{ mm}$
- ❖ $l_1 = 20 \varnothing = 20 \times 20 = 400 \text{ mm}$
- ❖ $l_2 = 2 \varnothing = 2 \times 20 = 40 \text{ mm}$

- La longueur totale de la tige :

$$l_b = l_1 + 6,4r + 3,5l_2 = 400 + (6,4 \times 60) + (3,5 \times 40) = 924 \text{ mm}$$

En utilisant la formule suivante donnée dans le guide de l'Eurocode

Calcul de la contrainte d'adhérence :

Classe de béton c25/30

$$\gamma_c = 1.15 \text{ coefficient de sécurité ; } f_{tk} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{bd} = \frac{0.36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.36 \times \sqrt{25}}{1.5} = 1.2 \text{ N/mm}^2$$

$$L_{b,rd} = 0.144 \times d \times f_{ub} / f_{bd}$$

$$L_{b,rd} = 0.144 \times 20 \times 400 / 1.2 = 960 \text{ mm}$$

X.1.5.4 Calcul de la résistance d'ancrage en traction Fanc.Rd:

$$F_{anc.Rd} = \pi \cdot d \cdot l_{b,rd} \cdot f_{bd} = 3.14 \times 20 \times 960 \times 1.2 = 72.35 \text{ KN}$$

$$N_{sd}/4 = 57/4 = 14.25 \text{ KN} < F_{anc,rd} = 104.18 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Bien que normalement le pied soit de type articulé, il est préférable de prévoir quatre boulons d'ancrage pour des raisons de sécurité, car ils empêchent les poteaux de se renverser en phase provisoire de montage.

X.2 Les fondations

X.2.1 Généralité :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dans leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

X.2.2 Les type des fondations :

- ✓ Fondation superficielle:
- ✓ Semelle isolée sous Poteau
- ✓ Semelle filante continue sous mur
- ✓ Semelle filante sous plusieurs poteaux
- ✓ Radiers généraux ou nervurés
- ✓ Fondation profonde (semelle sous pieux)

X.2.3 Choix des fondations :

- Un certain nombre des problèmes se pose, lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.
- Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :
- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges.
- Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du sol = 0.2MPa)

X.2.4 Etude des semelles :

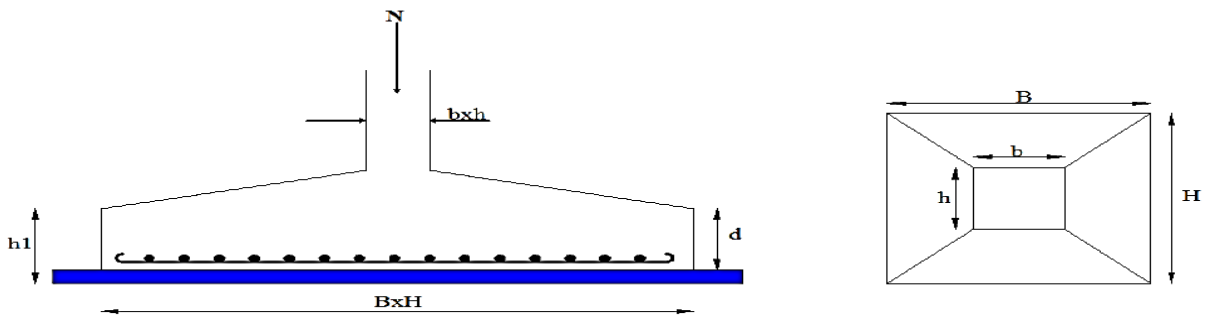


Figure X.8: Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

$a=h$; $A=H$

X.2.4.1 Charges à prendre en considération :

$$N_{sdf} = N_{sd} + \rho_{\text{Béton}} \times V + G_{\text{solive}} \times L \times N_{br} + G_{tr35} \times S + G_{\text{Poteau}} \times H + Q \times S$$

$$N_{sdf} = 43.05 + 29 + 2.5 + 1.2 + 5.78 + 31 = 112.53 \text{ KN (ELU)}$$

$$N_{sdf} = 30.89 + 29 + 2.5 + 1.2 + 5.78 + 31 = 100.37 \text{ KN (ELS)}$$

Tab X.1tableaux de l'effort normal.

	Effort	ELU	ELS
Semelle	Nsd(KN)	112.53	100.37
$\overline{\sigma}_{sol}$	2 bar = 0.2 Mpa = 20000 daN/m ²		

X.2.4.2 Dimensionnement de la semelle :

➤ **Détermination de A et B :**

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = \frac{a}{b} * B \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} * \frac{Ns}{\sigma_{sol}}} \\ B = \frac{b}{a} * A \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a}{b} * \frac{Ns}{\sigma_{sol}}} \end{cases}$$

on a : b = 620 mm et a = 600 mm

$$\frac{b}{h} = \frac{620}{600} = 1.04 = \frac{B}{A} \rightarrow A = \frac{B}{1.04}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{Ns}{Ax B} \rightarrow Ax B = \frac{Ns}{\sigma_{sol}}$$

$$B^2 * \frac{a}{b} = \frac{Ns}{\sigma_{sol}} \rightarrow \frac{600}{620} * B^2 = 0.97 B^2 = \frac{112.53}{200} = 0.56$$

$$B = \sqrt{\frac{0.56}{0.97}} = 0.76 \text{ m}$$

$$A = \frac{0.76}{1.04} = 0.73 \text{ m}$$

Donc on prend une semelle de démenions (1.00 x 1.00) m².

X 2.4.3 Détermination de d et h :

$$h = d + 5\text{cm}$$

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a \rightarrow \frac{1.00 - 0.62}{4} = 0.095 \leq d \leq 1.2 - 0.6 = 0.4$$

$$\Rightarrow 0.096\text{m} \leq d \leq 0.4 \text{ m} \Rightarrow 9.6 \text{ cm} \leq d \leq 40 \text{ cm}$$

$$\text{On } d_{\min} = 40 \text{ cm} \Rightarrow d = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Alors } h = 40 + 5 = 45 \text{ cm}$$

➤ **Sous l'effort de soulèvement :**

$$N_{sd} = 57 \text{ kN}$$

- Le poids de notre fondation :

$$P = 1.00 \times 1.00 \times 0.45 \times 25 = 11.25 \text{ KN}$$

X.2.4.4 Calcul du ferrailage :

a) À ELU :

$$A_u = \frac{N_u * (A - a)}{8 * d * \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ Mpa}$$

$$A_u = \frac{57x(1 - 0.6)}{8x0.4x347.83x10^3} = 2.05x10^{-5}m^2 = 0.205 \text{ cm}^2$$

b) À ELS :

$$\sigma_{sol} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{n * f_{c28}}\right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{N_s * (A - a)}{8 * d * \sigma_{sol}} = \frac{100.37x(1 - 0.6)}{8x0.4x201.63 * 10^3} = 6.22x10^{-5}m^2 = 0.622 \text{ cm}^2$$

➤ condition de non fragilité :

$$A_x > A_{xmin}$$

$$A_y > A_{ymin}$$

$$A_{xmin} = 0.23 \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right) A.d$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa} ; f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_{ymin} = 0.23 \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right) B.d$$

On a A=B donc $A_{xmin} = A_{ymin} = A_{min}$

$$A_{min} = 0.23 \left(\frac{2.1}{400}\right) 1 \times 0.4 = 4.83x10^{-4}m^2 = 5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend un ferrailage de 6T12

➤ **Détermination de l'espacement :**

$$e \geq \max(6\phi + 6 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$$\rightarrow e \geq \max(13.2 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) \text{ donc } e = 15 \text{ cm}$$

L'espacement est de 15cm entre deux barres.

X.3 Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton. Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

X.3.1 Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : **25 cm x 30 cm.**

X.3.2 Calcul du ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max\left[\frac{N}{\alpha}; 20kN\right]$$

Avec :

N : Egale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les Points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3.

À L'ELU :

$$\frac{N}{\alpha} = \frac{112.53}{12} = 9.4kN$$

À L'ELS :

$$\frac{N}{\alpha} = \frac{30.89}{12} = 2.6 kN$$

$$F = \max[9.4kN ; 2.6kN ; 20kN] = 20kN$$

$$A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{20}{200} = 0.1 m^2$$

Le RPA99 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0.6\%B = 0.6\%(25 \times 30) = 4.5 cm^2$$

$$\Rightarrow \text{Donc on prend } A_{st} = 6T12 = 6.78 cm^2$$

X.3.3 Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{st} \leq 0.23b * d * \frac{f_{c28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 30 \times 25}{400} = 10.78 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{verifiée}$$

X.3.4 Calcul d'armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; 10; \frac{b}{10}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(8.5; 10; 25)$$

Alors on prend : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

X.3.5 Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20 \text{ cm}; 15\varphi_t)$$

$$\Rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm}; 15\varphi_t)$$

$$S_t < (20 \text{ cm}, 12 \text{ cm})$$

\Rightarrow Alors on adopte un espacement $S_t = 10 \text{ cm}$

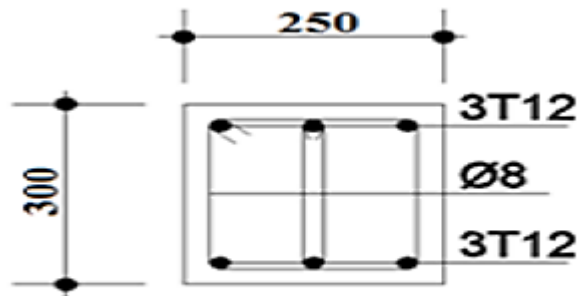


Figure X.9 : ferrailage des longrines

X.4 Conclusion :

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de déterminer :

- ✓ Quatre tiges M20 en classe 4.6
- ✓ Une bêche de profile IPE 100
- ✓ Une semelle de démenions (1.00 x 1.00) m²
- ✓ Un ferrailage de 6T12
- ✓ L'espacement est de 15cm entre deux barres
- ✓ La section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm

CONCLUSION GENERALE

Ce modeste travail m'a donné une occasion pour appliquer et approfondir toutes mais connaissances acquises durant le cursus de ma formation de master en génie civil.

La conception d'une structure métallique repose sur le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tel que les surcharges d'exploitation, la neige, le vent et le séisme.

Ce travail consiste à étudier une unité industrielle, conçue sous forme régulière. Après avoir défini les charges agissantes sur la structure, les poteaux, contreventements, stabilités, pannes, potelets et lisses de bardage comme éléments de la structure ont été dimensionnés.

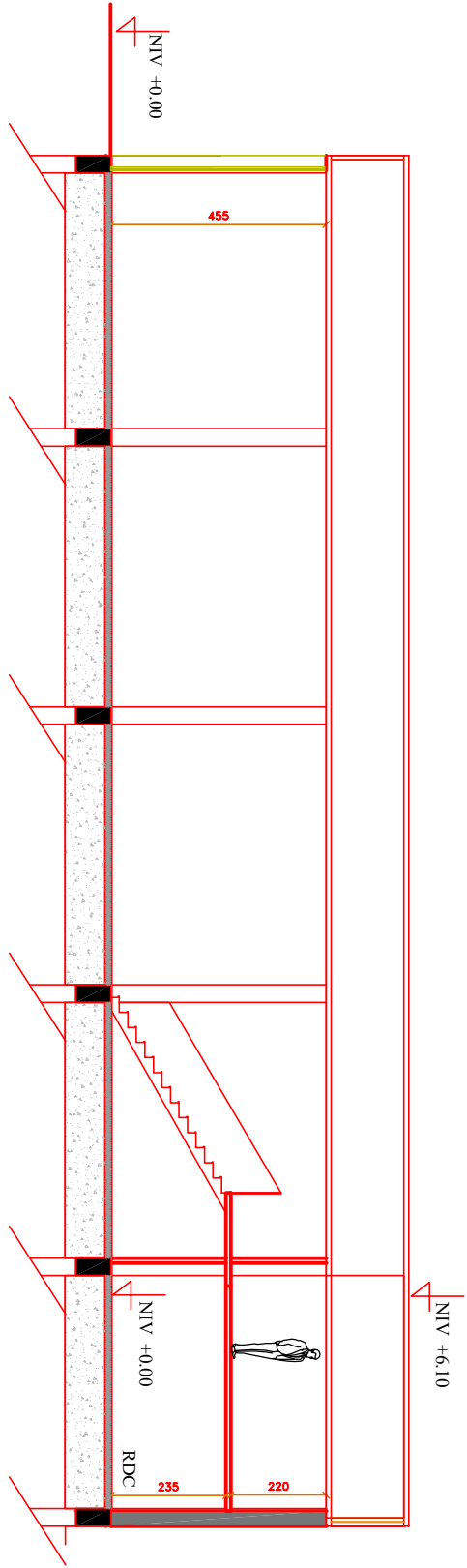
Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion ou partie sensible de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs et vérification d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction sont requises.

A la fin de ce projet qui constitue pour moi une première expérience dans ce vaste domaine, il m'acquies des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans ma vie professionnelle.

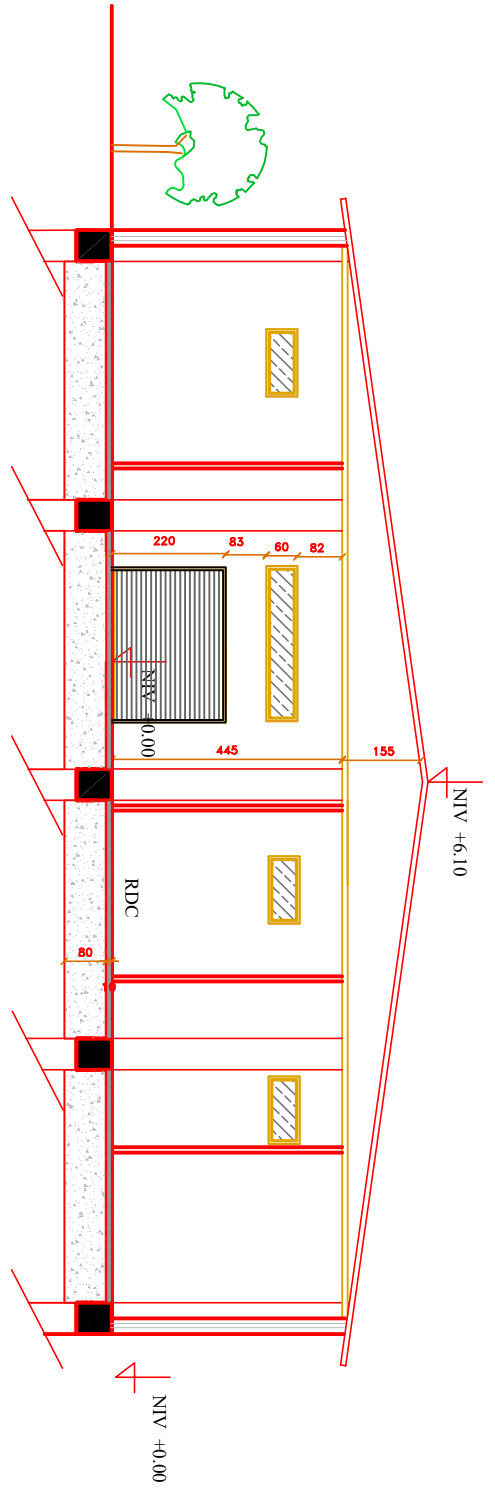
Bibliographie

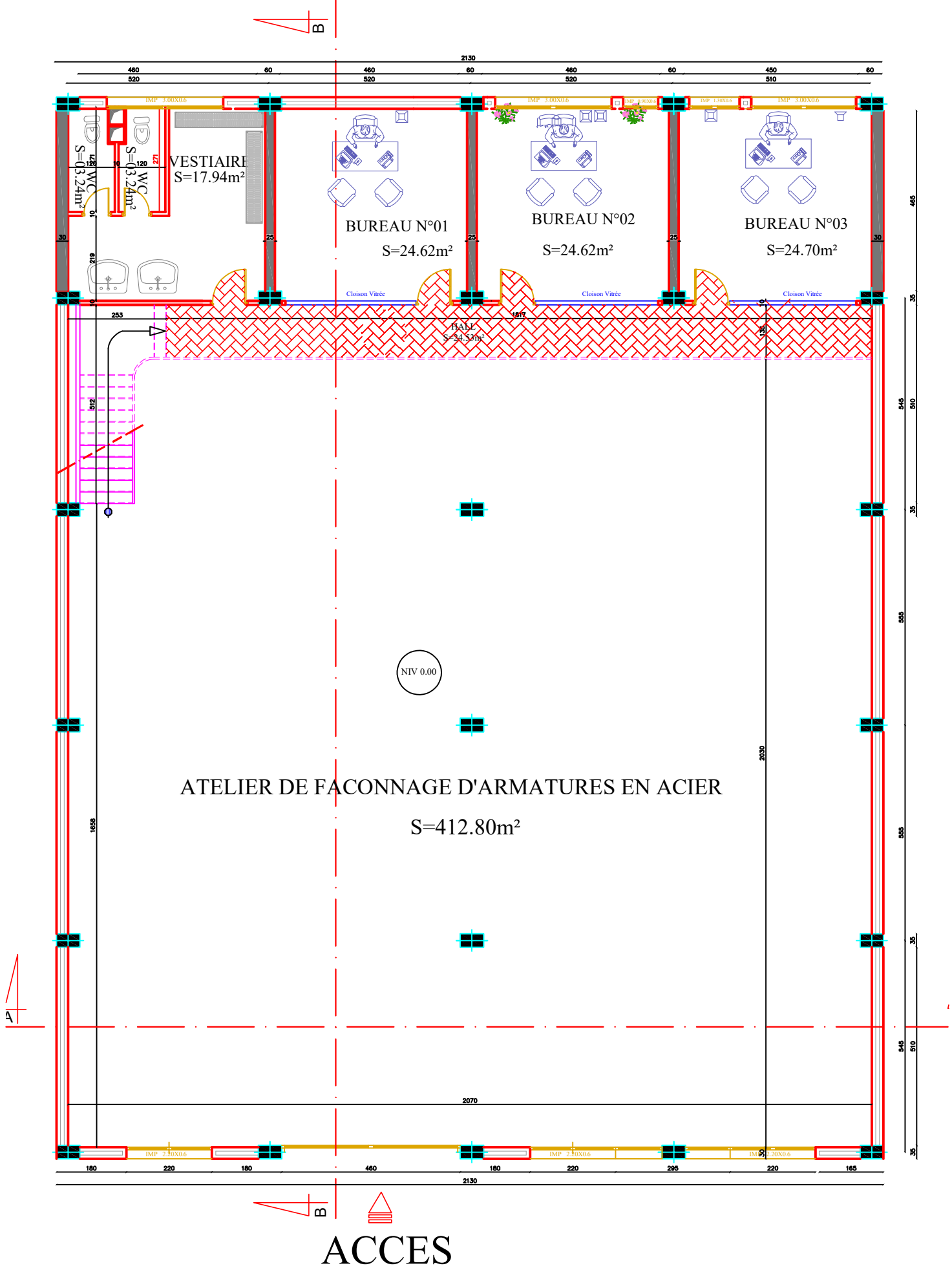
- *Calcul des Eléments de construction Métallique de **Lahlou DAHMANI**. Selon l'Eurocode 3, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2012.*
- *Règlement neige et vent RNV99*
- *Eurocode3, les normes Européennes de conception, de dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil.*
- *Document technique réglementaire DTRB.C. 2.2*
- *Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003.*

COUPE B-B



COUPE A-A





ACCES

coffrage des fondations

