

TABLE DES MATIERES

Dédicaces

Remerciements

Résumé, Abstract, ملخص

Liste des figures

Liste des tableaux

INTRODUCTION18

I. Présentation de l'ouvrage.....20

I.1. Présentation du projet.....20

I.2. Données géométriques de l'ouvrage.....20

I.3. Localisation et données concernant le site.....21

I.4. Règlements utilisés.....22

I.5. Matériaux utilisés.....22

I.5.1. Acier.....22

I.5.2. Boulons d'assemblage.....22

I.5.3. Béton armé.....22

I.5.4. Les aciers d'armatures.....23

I.6. Conception structurelle.....23

I.7. Le dimensionnement des différents éléments.....23

I.8. Conception architecturale.....24

I.9. Conception structurelle.....24

II.9.1. Partie horizontale.....24

II.9.2 Partie verticale (les façades).....	25
II.DESCENTES DES CHARGES.....	26
II.1. Introduction.....	26
II.2. Les charges permanentes.....	26
II.3. Les surcharges d'exploitations	26
II.3.1. Charge de la neige.....	26
II.3.2. Action du vent sur la construction.....	28
II.3.3. Force de frottement du vent	38
III. ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES.....	40
III.1. Calcul des pannes de couverture.....	40
III.2. Espacement entre pannes.....	40
III.2.1.Charges à prendre en considération.....	40
III.2.2. Combinaisons des charges et action.....	40
III.2.3. Moment maximum pour une poutre continue sur 4 appuis simples.....	41
III.2.4. Calcul de l'espacement.....	41
III.2.5. Dimensionnement des pannes.....	42
III.2.5.1. Combinaisons des charges.....	42
III.2.5.2 Calcul des moments sollicitants (ELU).....	43
III.2.6. Condition de flèche (ELS).....	43
III.2.7. Condition de flèche avec poids propre inclus.....	44
III.2.8. Classe du profilé IPE 140.....	45
III.2.8.1. Classe de l'âme fléchie.....	45
III.2.8.2. Classe de la semelle comprimée.....	45
III.2.9. Vérification des contraintes.....	45
III.2.10. Résistance de la panne au déversement.....	47
III.2.11. Résistance au voilement par cisaillement.....	48
III.2.12. Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme.....	48

III.3. Calcul des liernes.....	49
III.3.1. Dimensionnement des liernes.....	50
III.4. Calcul des lisses.....	51
III.4.1. Introduction.....	51
III.4.2. Détermination des sollicitations.....	51
III.4.2.1. Evaluation des charges et surcharges.....	51
III.4.2.2. Vérification des lisses de long-pan.....	51
III.4.2.3. Vérification à la résistance.....	52
III.4.2.4. Vérification au déversement.....	53
III.4.2.5. Vérification à l'état limite de service (la flèche).....	53
III.5. Calcul des potelets.....	54
III.5.1. Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé.....	54
III.5.2. Dimensionnement du potelet.....	54
III.5.2.1. Incidence de l'effort normal.....	55
III.5.2.2. Vérification des contraintes.....	55
III.5.2.3. Résistance au flambement.....	56
III.5.2.4. Résistance du potelet au déversement.....	57
IV. ETUDE SISMIQUE.....	59
IV.1. Introduction.....	59
IV.2. Principe de la méthode.....	59
IV.3. Spectre de réponse de calcul.....	59
IV.4. Analyse dynamique de la structure.....	60
IV.5. Modélisation de la structure.....	61
IV.5.1. Etapes de la modélisation de la structure.....	61
IV.6. Analyse modale.....	62
IV.7. Vérification de la structure.....	63
IV.7.1. Vérification de la période fondamentale de la structure.....	63

IV.7.2. Vérification de la force sismique à la base.....	64
IV.7.3. Vérification des déplacements.....	66
V. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	67
V.1. Introduction.....	67
V.2. Justification des traverses des lanterneaux	67
V.2.1. Charges réparties sur la traverse.....	67
V.2.2. Caractéristiques du profilé pour les traverses.....	67
V.2.3. Efforts sollicitants.....	67
V.2.4. Classe de la section transversale.....	68
V.2.5. Résistance de la traverse au déversement	69
V.3. Justification des poteaux des lanterneaux	70
V.3.1. Efforts sollicitants.....	70
V.3.2. Caractéristiques du profilé du poteau.....	70
V.3.3. Classe de la section transversale.....	70
V.3.4. Condition de résistance (moment fléchissant +effort normal).....	71
V.3.5. Résistance au flambement.....	71
V.4. Justification des traverses de la toiture	72
V.4.1. Efforts sollicitants.....	72
V.4.2. Les caractéristiques de la traverse.....	72
V.4.3. Résistance de la traverse au déversement	74
V.5. Justification des montants et des diagonales des poutres en treillis.....	75
V.5.1. Introduction.....	75
V.5.2. Les éléments comprimés, les montants.....	75
V.5.2.1. Résistance plastique de calcul de la section brute.....	77
V.5.3. Les éléments comprimés, les diagonales.....	77
V.5.3.1. Résistance plastique de calcul de la section brute.....	78
V.5.4. Les éléments tendus, les diagonales.....	78

V.5.4.1. Résistance plastique de calcul de la section brute.....	78
V.5.4.2. Résistance ultime de calcul la section nette au droit des trous de fixations.....	78
V.5.4.3. Résistance plastique de calcul de section nette.....	78
V.6. Justification de la membrure supérieur et inférieur.....	79
V.6.1. Caractéristiques de la membrure	79
V.6.2. Efforts sollicitants.....	79
V.6.3. Classe de la section transversale.....	79
V.6.3.1. Classe de l'âme fléchie.....	79
V.6.3.2. Classe de la semelle comprimée.....	79
V.6.3.3. Vérification de la flèche.....	80
V.6.3.4. Condition de résistance.....	80
V.6.4. Résistance de la poutre au déversement.....	80
V.7. Justification des poteaux	81
V.7.1. Efforts sollicitants.....	82
V.7.2. Classe de la section transversale.....	82
V.7.2.1. Classe de l'âme comprimée.....	82
V.7.2.2. Classe de la semelle comprimée.....	82
V.7.3. Condition de résistance « moment fléchissant+effort normal ».....	82
V.7.3.1. Résistance au flambement.....	83
V.8. Justification des poteaux	84
V.8.1. Caractéristiques de la section.....	84
V.8.2. Effort sollicitants.....	84
V.8.3. Classe de la section transversale.....	84
V.8.3.1. Classe de l'âme comprimée.....	84
V.8.3.2. Classe de la semelle comprimée.....	84
V.8.4. Condition de résistance.....	85
V.8.4.1. Résistance au flambement.....	85

V.9. Justifications des contreventements.....	86
V.9.1. Les éléments comprimés.....	86
V.9.1.1. Vérification au flambement.....	86
V.9.1.2. Résistance plastique de la section brute.....	87
V.9.2. Les éléments tractés.....	87
V.9.3. Résistance ultime.....	87
V.9.4. Résistance plastique de calcul de la section nette.....	87
V.9.5. Résistance plastique de calcul de la section brute.....	87
V.9.6. Vérification.....	87
V.10 Vérification de la structure à la température.....	88
VI. CALCUL DES ASSEMBLAGES.....	89
VI.1. Introduction.....	89
VI.2. Liaison poteau-traverse.....	89
VI.2.1. Efforts sollicitants.....	89
VI.2.2 Soudure de la platine.....	90
VI.2.2.1. Soudure de la semelle tendue.....	90
VI.2.2.2. Soudure de l'âme.....	90
VI.2.3. Dispositions constructives.....	90
VI.2.4. Calcul des boulons sollicités en traction.....	91
VI.2.5. Calcul des boulons sollicités au cisaillement.....	91
VI.2.6. Résistance au cisaillement et à la traction.....	91
VI.2.7. Vérification de la pression diamétrale.....	91
VI.2.8. Assemblages des diagonales.....	92
VI.2.8.1. Résistance ultime de la section de la gorge.....	92
VI.2.8.2. Résistance ultime de la section de contact.....	92
VI.3 Liaison poteau-ferme.....	93
VI.3.2 Soudure de la platine.....	93

VI.3.2.1 Soudure de la semelle tendue.....	93
VI.3.2.2 Soudure de l'âme.....	93
VI.3.3 Disposition constructive.....	93
VI.3.4 Calcul des boulons sollicités en traction.....	94
VI.3.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement.....	94
VI.3.6 Résistance au cisaillement et à la traction	94
VI.3.7 Vérification de la pression diamétrale.....	95
VI.4 Assemblage par couvre joint.....	95
VI.4.1 Boulons.....	95
VI.4.2 Pièces assemblées	96
VI.5. Les pieds de poteaux.....	97
VI.5.1. Dimensionnement de la plaque d'assise.....	97
VI.5.1.1. Cordon de soudure.....	97
VI.5.1.2. Calcul de la résistance à l'effort axial	99
VI.5.1.3. Calcul de la résistance à la plaque d'assise au moment fléchissant.....	99
VI.5.1.4. Calcul du moment de flexion	100
VI.5.1.5. Vérification de la résistance au cisaillement de la plaque d'assise.....	100
VII. Calcul des ancrages et des fondations.....	101
VII.1. Les tiges d'ancrage.....	101
VII.2. Vérification des tiges d'ancrage.....	101
VII.2.1. Condition d'équilibre selon le code BAEL.....	102
VII.2.2. Résistance des tiges d'ancrage au cisaillement.....	102
VII.3. Calcul des fondations.....	103
VII.3.1. Dimensionnement de la semelle intermédiaire	104
VII.3.1.1. Détermination de d et h.....	104
VII.3.1.2. Calcul du ferrailage.....	104
VII.3.1.3. Détermination de la hauteur du patin 'e'.....	105

VII.3.1.4. Calcul de l'espacement.....	105
VII.3.2. Calcul des longrines.....	105
VII.3.3. Dimensionnement de la semelle d'angle	107
VII.3.3.1. Détermination de d et h.....	107
VII.3.3.2. Calcul du ferrailage.....	107
VII.3.3.3. Détermination de la hauteur du patin 'e'.....	108
VII.3.3.4. Calcul de l'espacement.....	108
VII.3.4. Dimensionnement de la semelle centrale.....	108
VII.3.4.1. Détermination de d et h.....	108
VII. 3.4.2. Calcul du ferrailage.....	109
VII.3.4.3. Détermination de la hauteur du patin 'e'.....	109
VII.3.4.4. Calcul de l'espacement.....	109
VII.3.5. Dimensionnement de la semelle intermédiaire.....	109
VII.3.5.1. Détermination de d et h.....	110
VII.3.5.2. Calcul du ferrailage.....	110
VII.3.5.3. Détermination de la hauteur du patin 'e'.....	111
VII.3.5.4. Calcul de l'espacement.....	111
VII.3.6. Dimensionnement de la semelle d'angle	111
VII.3.6.1. Détermination de d et h.....	111
VII.3.6.2. Calcul du ferrailage.....	111
VII.3.6.3. Détermination de la hauteur du patin 'e'.....	112
VII.3.6.4. Calcul de l'espacement.....	112
VIII. Protection et entretien de la structure.....	113
VIII.1. Introduction.....	113
VIII.2. Résistance au feu.....	113
VII.3. La corrosion.....	114

Liste des figures

Fig. I.1 Vue en perspective de la piscine.....	20
Fig. I.2 Bloc n° 01.....	20
Fig. I.3 Bloc n° 02.....	21
Fig. I.4 Localisation du projet.....	21
Fig. I.5 Toiture inclinée à deux versants.....	24
Fig. I.6 Vue de face (long pan).....	24
Fig. I.7 Panneau sandwich TL75P.....	25
Fig. I.8 Panneau sandwich LL35P.....	25
Fig.II.1 Le sens du vent sur la structure.....	28
Fig.II.2 Répartition de la pression dynamique.....	30
Fig.II.3 Vent (V1) sur les parois BC-AD.....	31
Fig.II.4 Vent (V2-V4) sur la paroi DC.....	31
Fig.II.5 Vent (V2-V4) sur la paroi AB.....	32
Fig. III.1 Cas de l'effet du vent.....	40
Fig. III.2 Cas de l'effet de neige.....	40
Fig. III.3 Diagramme des moments fléchissant au niveau de la couverture.....	41
Fig. III.4 Coupe transversale des liernes.....	49
Fig. IV.1 Spectre de réponse.....	62
Fig. IV.2 Premier mode propre de vibration.....	63
Fig. IV.3 Deuxième mode propre de vibration	63
Fig. IV.4 Troisième mode propre de vibration	64
Fig. IV.5 Quatrième mode propre de vibration	64
Fig.VI.1 Assemblage poteau- traverse.....	89
Fig.VI.2 Coupe transversale de l'assemblage.....	90
Fig.VI.3 Assemblage d'une poutre en treillis.....	92

Fig. VI.4 Assemblage poteau-ferme	93
Fig. VI.5 Coupe transversale de l'assemblage.....	94
Fig. VI.6 Assemblage par couvre joint	95
Fig. VI.7 Coupe longitudinale d'un assemblage par couvre joint.....	96
Fig. VII.1 Pied de poteau avec bêche de cisaillement.....	101
Fig. VII.2 Les caractéristiques des tiges d'ancrage.	101
Fig. VII.3 Les dimensions de la plaque d'assise.....	104
Fig. VII.4 Semelle isolée soumise à un effort normal.....	104
Fig. VII.5 Ferrailage des semelles isolées (HEA340)	105
Fig. VII.6 Ferrailage des longrines.....	106
Fig. VII.7 Ferrailage des semelles isolées (HEA340).....	107
Fig. VIII.1 Déshumidificateur de type 16 /32.....	114
Fig. VIII.2 Le choix du déshumidificateur.....	116

LISTE DES TABLEAUX

Tab. I.1. Règlements techniques utilisés.....	22
Tab. I.2. Valeurs nominales de f_y et F_u	22
Tab. I.3. Valeurs nominales de f_y pour l'acier d'armature.....	23
Tab. II.1. Définition des catégories de terrain (RNV99).....	29
Tab. II.2. La répartition des pressions sur les parois.....	30
Tab. II.3. Pression sur les parois verticales (direction v_1 du vent).....	34
Tab. II.4. Pression sur la toiture direction v_1 du vent.....	35
Tab. II.5. Pression sur les parois verticales (direction v_2 du vent).....	36
Tab. II.6. pression sur la toiture (direction v_2 du vent).....	36
Tab. II.7. pression sur les parois verticales (direction v_3 du vent).....	37
Tab. II.8. pression sur la toiture (direction v_3 du vent).....	38
Tab. II.9. Les forces de frottements dues au vent.....	39
Tab. III.1. Caractéristiques du profilé IPE 140 de la panne.....	44
Tab. III.2. Caractéristiques du profilé IPE 240.....	55
Tab. IV.1. Définitions des éléments métalliques.....	61
Tab. IV.2. Résultante des forces sismiques à la base.....	65
Tab. IV.3. Déplacements relatifs dans le sens (X-X).....	66
Tab. IV.4. Déplacements relatifs dans le sens (Y-Y).....	66
Tab. V.1. Caractéristiques du profilé IPE 180.....	67
Tab. V.2. Caractéristiques du profilé HEA 140.....	70
Tab. V.3. Caractéristiques du profilé IPE 160.....	72
Tab. V.4. Caractéristiques du profilé HEA 240.....	79
Tab. V.5. Caractéristiques du profilé HEA 340.....	81
Tab. V.6. Caractéristiques du profilé HEA 260.....	84
Tab. VII.1. Charges appliquées sur les fondations.....	103

LISTE DES NOTATIONS

Majuscules latines

A : Section brute d'une pièce.

A_{net} : Section nette d'une pièce.

A_w : Section de l'âme.

A_v : Aire de cisaillement.

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

$C_{p,net}$: Coefficient de pression nette.

C_e : Coefficient d'exposition.

C_d : Coefficient dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E=2.1 \cdot 10^5$ MPa).

F : Force en générale.

G : Module d'élasticité transversale de l'acier ($G=81000$ MPa).

G : Charge permanente.

I : Moment d'inertie.

K_0 : Coefficient de flambement.

K_t : Facteur de terrain.

L : Longueur.

M : Moment de flexion.

M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant.

M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.

M_{Pl} : Moment plastique.

$M_{b,Rd}$: Moment de la résistance au déversement .

$N_{pl,Rd}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.

$N_{b,Rd}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

$N_{t, sd}$: Effort normale de traction.

N_{csd} : Effort normal de compression.

$N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.

Q : Charge d'exploitation.

R : Coefficient de comportement de la structure.

S : La charge de la neige.

V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{\text{réf}}$: Vitesse de référence du vent.

W_{pl} : 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.

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_{eq} : 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.

ϕ_{LT} : Rotation de déversement.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte de l'acier.

σ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

μ : coefficient de forme de la charge de neige.

Introduction

Parmi tous les métiers du monde, celui de bâtisseur est, sans conteste, un des plus noble et un des plus prestigieux.

Plus qu'une profession, le métier de bâtisseur est une vocation et, dans certains cas, un sacerdoce.

En effet, celui qui a la charge de bâtir, à quelque niveau que ce soit, concourt à offrir par son travail une œuvre qui allie un ensemble d'avantages :

- Celui de mettre à disposition de l'être humain un toit, un abri, un refuge,
- Celui de concourir à le protéger des conditions climatiques, quelquefois très dures, pénibles et dangereuses (froid, neige, vent, tempête, ouragan, typhon, et d'autres conditions naturelles),
- Celui de construire des édifices résistant aux « caprices » de la nature : séisme et autres tremblements de terre, glissement de terrain, inondation, incendie et, d'une manière générale, tout ce qui peut mettre en danger.

C'est ainsi que, au cours de notre formation de master en génie civil, nous avons eu l'opportunité de « toucher » de près à la réalité du terrain et les mesures nécessaires à la réalisation d'ouvrages divers, tenant compte des précautions préalables et finales, en amont et en aval, à l'effet d'aboutir à un résultat le plus performant possible et à une sécurité optimale.

Les premières études sont fondamentales et conditionnent le succès des ouvrages entrepris.

Cela implique le recours à un personnel hautement qualifié, à l'utilisation d'un matériel fiable et adapté, à des matériaux de construction répondant aux normes règlementaires en usage. Les études préliminaires comportent une panoplie de mesures à prendre. Nous ne citerons ici que celles qui sont incontournables :

- Etude attentive et précise du projet,
- Déplacement sur site et étude approfondie de l'environnement (voies d'accès, contraintes naturelles) et dispositions à prendre pour l'aménagement du territoire ciblé,
- Etude du sol (nature et composition), détermination des contraintes admissibles,
- Détermination des moyens à mettre en œuvre.

L'approche doit être pragmatique et doit faire appel, à la fois, aux méthodes scientifiques et aux techniques les plus récentes ayant fait leurs « preuves » sur le terrain.

Dans ce contexte, l'ingénieur en génie civil, est amené à appliquer les connaissances acquises au cours de sa formation, à les compléter et à les enrichir par le biais de l'expérience qu'il développera sans cesse davantage tout le long de sa carrière professionnelle en observant scrupuleusement les règles de construction en vigueur en Algérie, tout en s'inspirant des dernières innovations.

Notre mémoire a pour thème **la réalisation d'une piscine olympique** dont l'ossature est construite dans sa quasi-totalité en charpente métallique.

Ce choix de thème est motivé par le fait que l'acier offre l'avantage indéniable d'être un matériau léger favorisant une rapidité avérée dans le montage et offre l'avantage de franchir de longues portées et est, par sa nature, facilement modifiable bien que, en contrepartie, il présente certains inconvénients tels que son coût, la corrosion et sa faible résistance au feu, ce qui implique, pour y pallier, de prévoir une protection adéquate telles que les peintures anti rouille pour lutter contre la corrosion ainsi que les peintures intumescentes au titre de protection contre le feu. Le coût, quant à lui, est atténué par la rapidité d'exécution et de montage (réalisation hors site dans des ateliers de production de charpente suivant la forme conçue).

Nous tâcherons de développer cette approche dans les chapitres qui suivent.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Présentation du projet

Notre projet de fin d'études consiste à faire l'étude et le dimensionnement d'une piscine olympique en charpente métallique qui s'étend sur une surface de 3700 m^2 .

I.2 Données géométriques de l'ouvrage

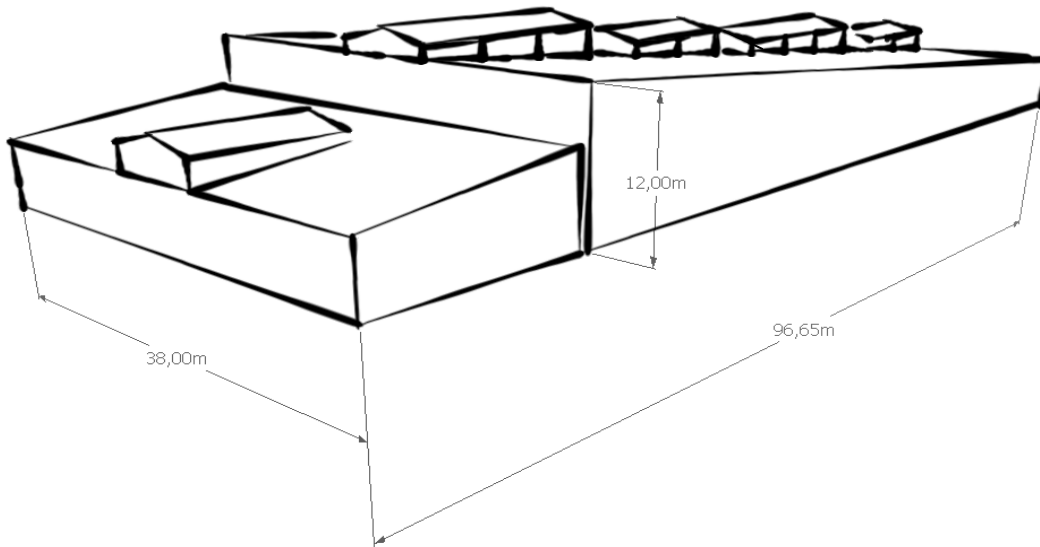


Fig.I.1 Vue en perspective de la piscine.

- Longueur totale : $L = 96,65 \text{ m}$.
- Largeur totale : $B = 38,00 \text{ m}$.
- Hauteur totale : $H = 12 \text{ m}$.

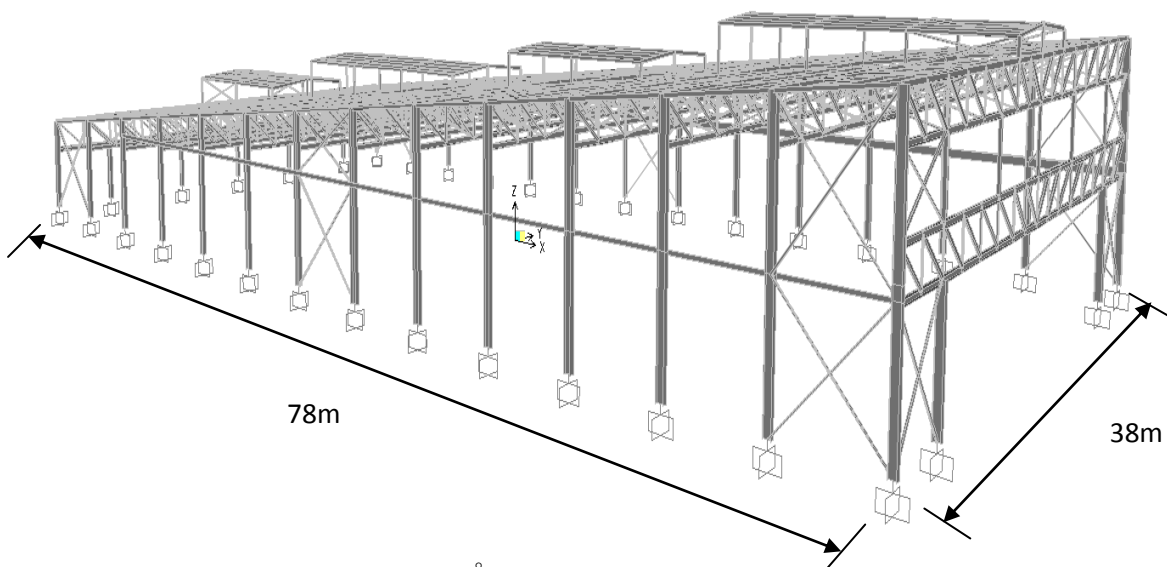


Fig. I.2 Bloc n°01

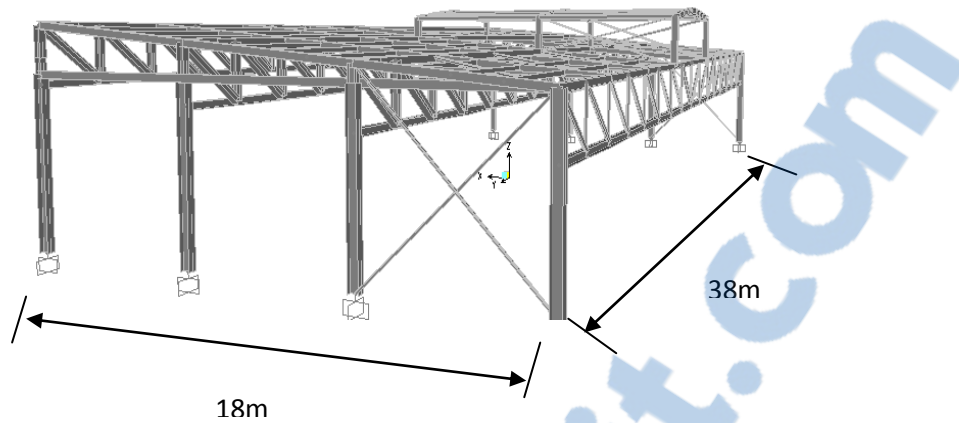


Fig. I.3 Bloc n° 02

Les deux blocs sont séparés par un joint de dilatation, qui sera calculé ultérieurement.

I.3 Localisation et données concernant le site du projet :

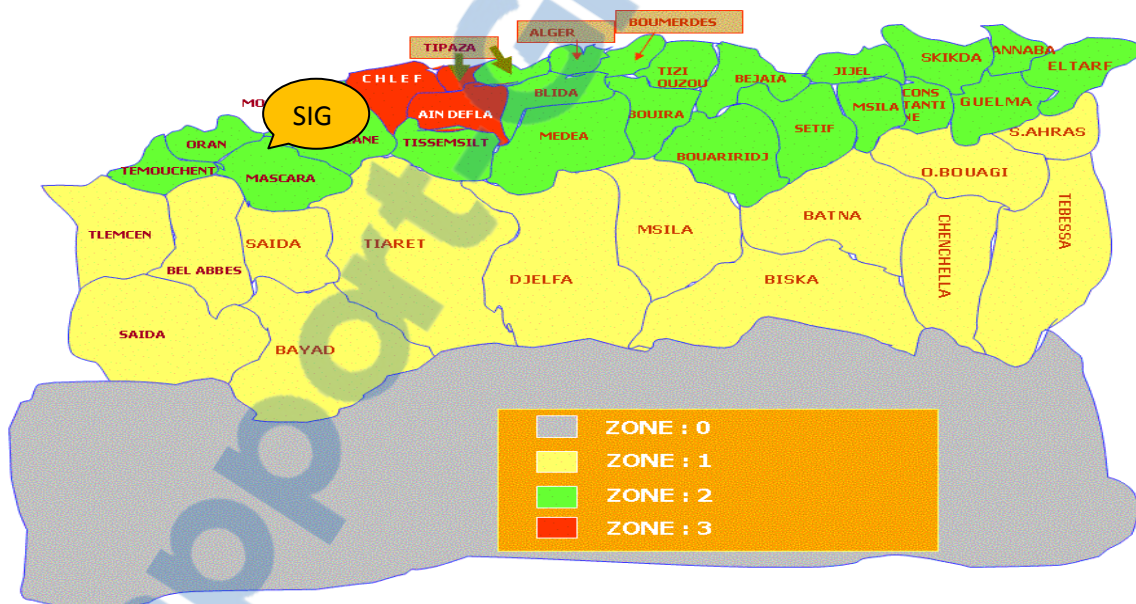


Fig.I.4 Localisation du site du projet (SIG, wilaya de Mascara)

Le projet est situé à SIG wilaya de Mascara et présente les caractéristiques suivantes :

- La contrainte admissible du sol est de $\sigma_{sol} = 2$ bars (rapport géotechnique du sol).
- Altitude = 62 m.
- Le site est classé dans la zone sismique IIa. (RPA99-V2003)

I.4 Règlements utilisés.

Types de règlement	Définition
RNV99	règles définissant les effets de la neige et vent
RPA99-V2003	règles parasismiques Algériennes version 2003
CCM97	Conception et calcul des structures en acier
BAEL91	béton armé aux états limites
DTR BC 2 .2	Charges et surcharges

Tab. I.1 Règlements techniques utilisés.

I.5 Matériaux utilisés

I.5.1 Acier

Nuance d'acier (EN 10025)	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 < t \leq 100$ mm	
	F_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)	F_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340

Tab. I.2 Valeurs nominales des résistances f_y et f_u de l'acier fe360.

- La résistance à la traction : $F_u = 360$ MPa
- La limite élastique : $F_y = 235$ MPa
- Le module de Young : $E = 210000$ MPa
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Module d'élasticité transversale : $G = 84\ 000$ MPa

I.5.2 Boulons d'assemblage

Pour les assemblages, les boulons utilisés sont des boulons « HR et ordinaires ».

I.5.3 Béton armé

- Le béton utilisé est dosé à 350 Kg/ m³.
- Le béton de propreté est dosé à 150 kg/ m³.

a) Les caractéristiques du béton

Le béton utilisé est défini du point de vue mécanique par :

- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$

b) Les contraintes limites

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 F_{Cj}}{\gamma_c}$$

La contrainte de compression limite de service est donnée par : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 F_{C28}$

I.5.4 Les aciers d'armatures

Nuance		Fy (MPa)
Barres HR	Fe 400	400
	Fe 500	500

Tab. I.3 Valeurs nominales de f_y pour l'acier d'armature

Les armatures du béton sont de nuance **FeE 400**.

I.6 Conception structurelle

Certains critères sont liés à l'aptitude au service du bâtiment (utilisation des surfaces ou des volumes, fonctionnement, etc...) alors que d'autres sont liés plus directement à la sécurité structurelle de la charpente (capacité portante, résistance au feu, etc..). Enfin, les facteurs liés à l'économie de la construction et à l'impact sur l'environnement doivent être pris en compte.

I.7 Le dimensionnement des différents éléments

Le dimensionnement joue un rôle capital pour la conception de la structure car, grâce à ce dimensionnement, on peut surveiller :

- La résistance de la structure (pour assurer une sécurité structurelle suffisante).
- La déformabilité (pour garantir une bonne aptitude au service).

Ainsi, la conception est donc fortement influencée par les propriétés des matériaux.

Le choix d'une charpente métallique doit, en conséquence, être conçu et élaboré de façon à ce que les propriétés du matériau acier soient utilisées au mieux, grâce à sa haute résistance mécanique, sa grande ductibilité et sa soudabilité.

I.8 Conception architecturale

La piscine est composée, notamment, de deux bassins (un pour l'apprentissage et les échauffements et l'autre pour les entraînements) ainsi que d'un ensemble de vestiaires construits en maçonnerie.

Cette piscine est constituée de deux parties :

- ❖ Une partie horizontale :

Représentée par une toiture à deux versants conçue en charpente métallique, sur lesquelles sont installés des lanterneaux avec des grandes fenêtres ouvrables (aération, éclairage).

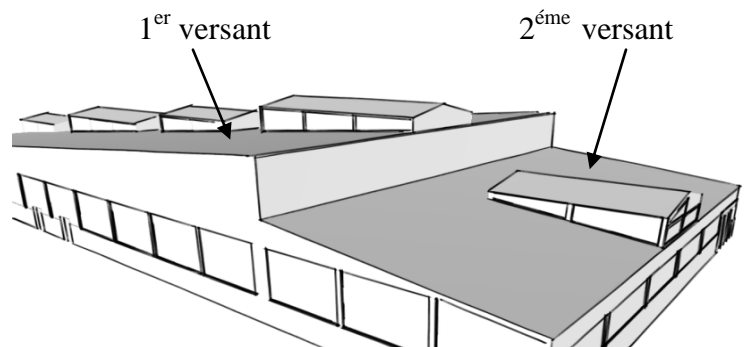


Fig. I.5 Toiture inclinée à deux versants.

- ❖ Une partie verticale :

Cette dernière est constituée de :

- Une partie haute : formée par des panneaux sandwich
- Une partie moyenne : constituée par un double vitrage (esthétique, éclairage).
- Une partie basse : en maçonnerie.

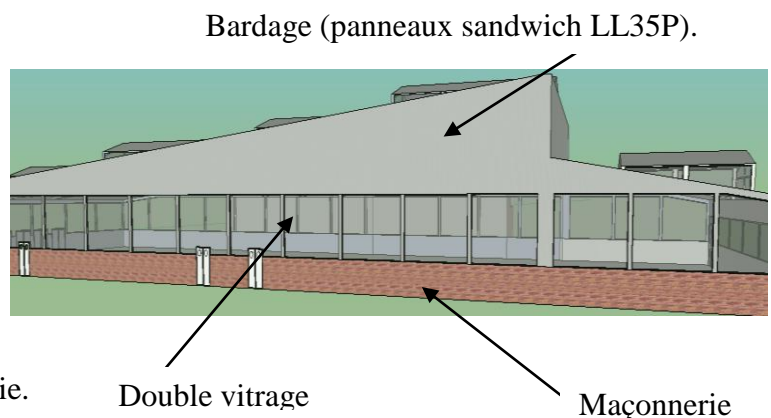


Fig. I.6 Vue de face (long pan).

I.9 Conception structurale

I.9.1 Partie horizontale

La toiture constitue la partie supérieure d'une structure. La fonction de la toiture est double ; d'une part, elle doit assurer la répartition des charges (fonction porteuse) et, d'autre part, elle assure le rôle de fermeture (fonction de protection).

La composition d'une toiture dépend de sa conception structurale, ainsi que de ses fonctions. Dans notre projet, la toiture est inclinée et elle est constituée de plusieurs éléments :

- Poutres en treillis :
Elles sont constituées d'une membrure supérieure, d'une membrure inférieure et d'un treillis constitué de montants et de diagonales. Les fermes à treillis droites sont encastrées dans un montant d'extrémité (poteau)
- Pannes :
Ce sont des éléments porteurs reposant sur des traverses de cadres ou sur des fermes. Le rôle principal de cette structure est de supporter la couverture et de transmettre les charges aux cadres et aux fermes.
- Panneaux sandwichs :
Ils offrent l'avantage de rassembler en un seul élément les trois rôles principaux d'une toiture : le pare-vapeur, l'isolation et l'étanchéité.

Ces panneaux permettent un écartement des pannes relativement grand et représente surtout un gain de temps appréciable au montage. Ils se composent de deux lobes en acier plats ou nervurés et d'une âme rigide isolante. Ils sont collés sous pression ou réalisés par injection de mousse après assemblage sous presse. Les panneaux se rassemblent entre eux par emboîtement latéral assurant une parfaite étanchéité et une isolation thermique.

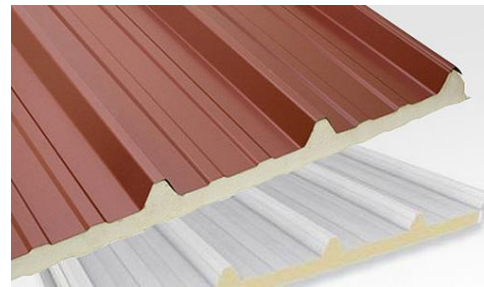


Fig. I.7 Panneau sandwich TL75P

Pour cet ouvrage, nous avons utilisé des panneaux sandwichs du type TL75 constitués d'une peau externe trapézoïdale et d'une peau interne linéaire intercalées par une mousse dure conçue pour l'isolation thermique.

I.9.2 Partie verticale (les façades)

Le bardage utilisé est du type LL35P (peau interne et externe lisse séparées par une mousse) maintenu en place à l'aide des lisses. Les poteaux et les lisses sont des profilés laminés à chaud (IPE). Cette partie est composée uniquement de panneaux de verre transparent, assurant la transmission de la pression du vent à la structure porteuse et la protection contre les agents extérieurs (eau, température, lumière).

Pour la partie basse, elle est constituée totalement en brique, en double parois.



Fig. I.8 Panneau sandwich LL35P.

Chapitre II : Descentes des charges

II.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissant sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, des effets climatiques, ainsi que des séismes. Ces charges ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

II.2 La charge permanente

Elle comprend non seulement le poids propre des éléments structuraux principaux et secondaires, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : la couverture, le bardage et autres.

- 1) Bardage : $LL35p=10,9\text{kg /m}^2$
- 2) Toiture : panneau sandwichs (TL75p) $=14,2\text{kg /m}^2$

II.3 Les surcharges d'exploitation

Elles résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui les constituent, ou à celui des équipements fixes. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes et pour un mode normal d'occupation.

On admet une charge d'exploitation statique de 5kN/m^2 dans les locaux soumis aux actions dynamiques dues aux mouvements des sportifs.

Surcharges d'entretien : Charges ponctuelles de 1 kN au 1/3 et 2/3 de la portée d'une poutre.

II.3.1 Charge de la neige

Le calcul des charges de neige se fait conformément à la réglementation en vigueur « RNV99 » (D.T.R-B.C-2.47). La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k = \mu \times \frac{0,04H+10}{100} \quad (\text{kN /m}^2)$$

S : charge caractéristique de neige par unité de surface.

μ : coefficient d'ajustement des charges (fonction de la forme).

S_k : la charge de neige sur le sol.

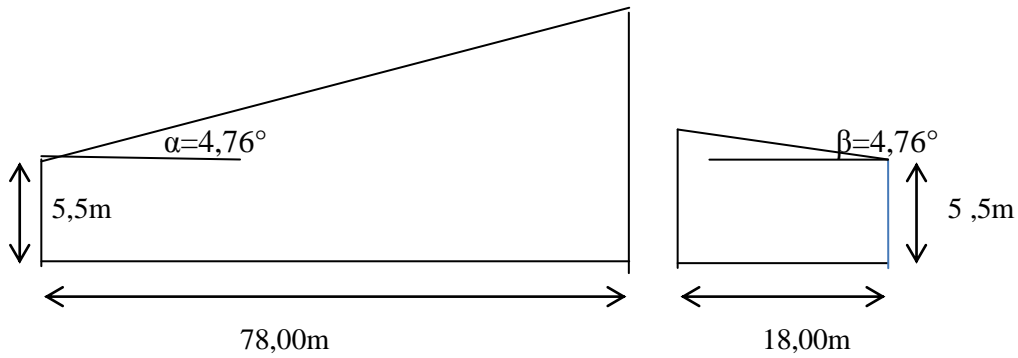
- **Calcul de la charge de neige**

Le projet se situe à Sig dans la wilaya de Mascara, classée en zone B.

L'altitude du site est à $H=62\text{m}$. La charge de la neige est :

$$\text{Zone B} \quad \Longrightarrow \quad S_k = \frac{0,04H+10}{100} = \frac{0,04 \times 62 + 10}{100} = 0,1248 \text{ kN /m}^2$$

$$\alpha = \beta = 4,76^\circ \longrightarrow \mu_1 = \mu_2 = 0,8 \quad (0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ)$$



$$s = 0,8 \times 0,1248 \implies s = 0,10 \text{ kN/m}^2$$

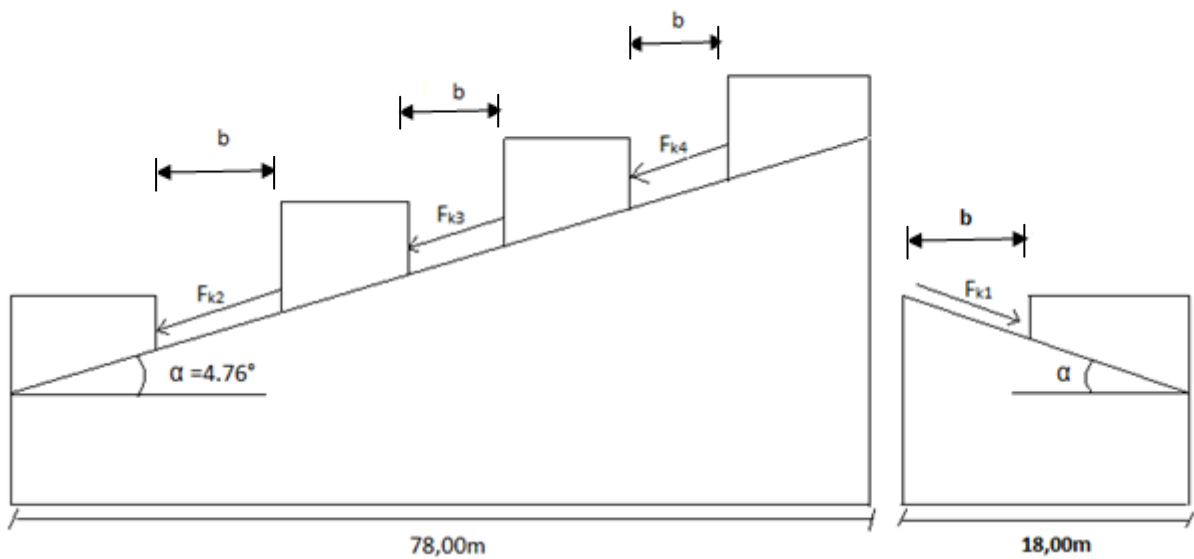
Charge de neige sur les obstacles

$$F_k = S \times b \times \sin \alpha$$

S: Charge de neige de calcul.

b : Distance horizontale.

α: Angle du versant.



$$F_{k1} = F_{k2} = F_{k3} = F_{k4} = S \times b \times \sin \alpha = 0,1 \times 6 \times \sin (4,76)$$

$$F_k = 0,049 \text{ kN}$$

II.3.2 Action du vent sur la construction

➤ Sig(Mascara) → Zone 1 → $V_{ref} (m/s) = 25m/s$

→ $Q_{ref} = 375N/m^2$

➤ La catégorie de la construction: 1

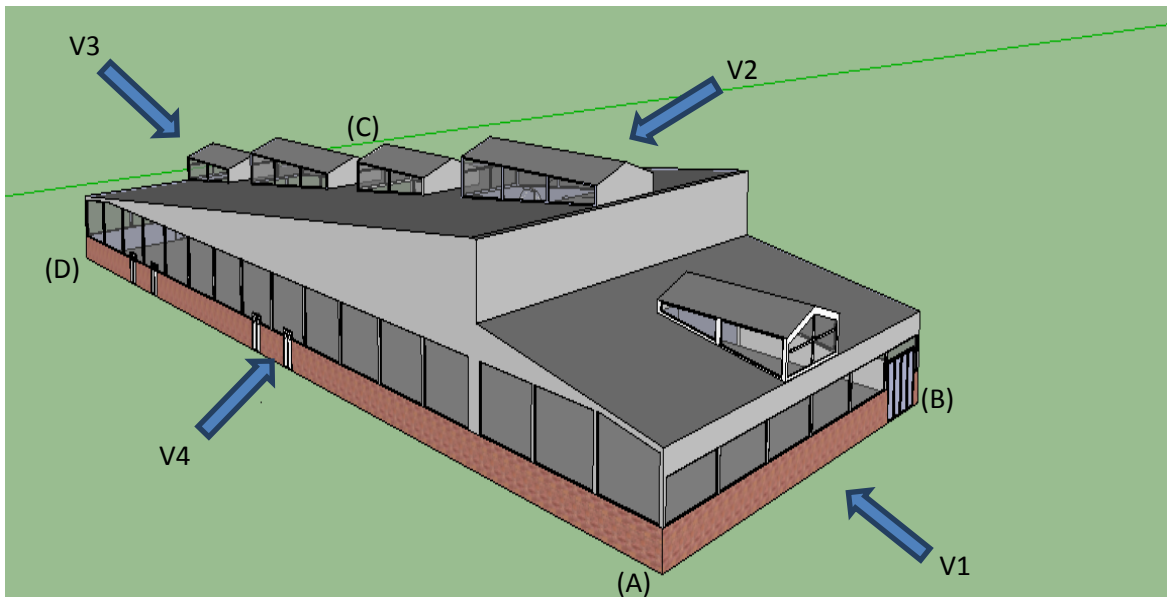


Fig. II.1 Le sens du vent sur la structure

-V1 : vent perpendiculaire à la façade (AB).

-V2 : vent perpendiculaire à la façade(BC).

-V3 : vent perpendiculaire à la façade(DC).

-V4: vent perpendiculaire à la façade(AD).

• La pression dûe au vent

$q_j = c_d \times w(z_j) [N/m^2]$ avec : $w(z_j) = q_{dym}(z_j) \times (c_{pe} - c_{pi})$

Détermination du coefficient dynamique : « C_d »

Façade (AB) → sens du vent V1 $\left\{ \begin{array}{l} L=38,00m \\ H=13,20m \end{array} \right.$
 $C_d = 0,91$

Façade (BC) et (AD) → sens du vent V2 et V4

$$C_d = 0,87$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L=96,65\text{m} \\ H=13,20\text{m} \end{array} \right.$$

Façade (CD) → sens du vent V3

$$C_d = 0,91$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L=38,00\text{m} \\ H=7,7\text{m} \end{array} \right.$$

On remarque que $C_d < 1,2$

Donc, la construction est supposée peu sensible aux excitations dynamiques.

$$w(z_j) = Q_{\text{dyn}}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad [\text{N/m}^2]$$

$$\text{Avec : } Q_{\text{dyn}}(z_j) = q_{\text{réf}} \times c_e(z_j) \quad [\text{N/m}^2]$$

$C_e(z_j)$: coefficient d'exposition.

$$C_e(z_j) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left(1 + \frac{7 \times k_t}{C_r(z) \times c_t(z)}\right)$$

K_T : Facteur de terrain

C_r : Coefficient de rugosité

C_T : Coefficient de topographie

z : Hauteur considérée en (m)

	K_T	$Z_0(\text{m})$	$Z_{\text{min}}(\text{m})$	E
Categories 1	0,17	0,01	2	0,11

Tab II.1 Définition des catégories de terrain (RNV99)

Coefficient de rugosité : ($Z=13,2\text{m}$)

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

$$\text{A.N : } C_r(Z) = 0,17 \times \ln\left(\frac{13,2}{0,01}\right)$$

Coefficient de topographie : Site plat $\longrightarrow C_T(z)=1$

$$C_e(z_j) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left(1 + \left(\frac{7 \times k_t}{C_r(z) \times C_t(z)} \right) \right)$$

$$C_e(z_j) = 1^2 \times (1,22)^2 \times 1 + \left(\frac{7 \times 0,17}{1 \times 1,22} \right)$$

$$C_e(z_j) = 2,94$$

- Pression dynamique : $q_{dyn}(z)$

$$Q_{dyn}(z_j) = q_{ref} \times C_e(z_j)$$

$$Q_{dyn}(z_j) = 375 \times 2,94$$

$$Q_{dyn}(z_j) = 1102,5 \text{ N/m}^2$$

La répartition de la pression dynamique

$$h > 10m .$$

$$N = E \left(\frac{H}{3} \right)$$

$$\longrightarrow N = E \left(\frac{13,2}{3} \right) = E(4, 4)$$

$$\longrightarrow N = 4$$

$$h_i = \frac{H}{N} = \frac{13,2}{4} = 3,3m$$

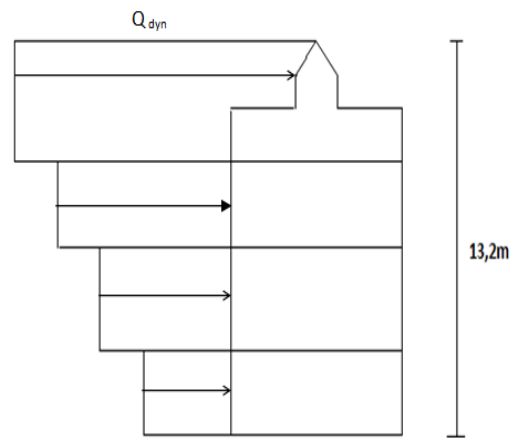


Fig. II.2 Répartition de la pression dynamique

Parois (AB – BC – AD):

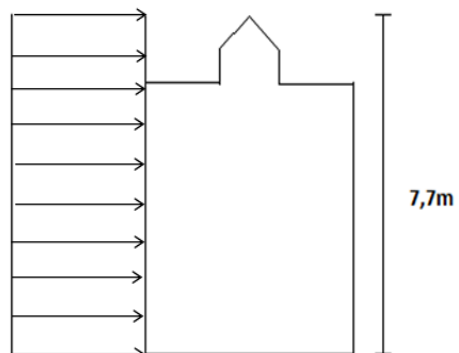
i	Z _j	C _r (z _j)	C _e (z _j)	Q _{dyn} (N/m ²)
1	1,65	0,90	1,88	705,00
2	4,95	1,05	2,35	881,25
3	8,25	1,14	2,65	993,75
4	11,55	1,19	2,83	1061,25
5	13,2	1,22	2,94	1102,5

Tab. II.2 La répartition des pressions dynamiques sur les parois.

Parois (CD): H < 10m

$$\longrightarrow Z_{min} \leq Z = 7,7m \leq 200m$$

$$C_r(z) = K_T \times \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)$$



$$C_r(z) = 0,17 \times \ln \left(\frac{7,7}{0,01} \right) = 1,12$$

Site plat $\longrightarrow C_t(z) = 1$

$$C_e(z_j) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left(1 + \frac{7 \times k_t}{C_r(z) \times C_t(z)} \right)$$

$$= (1)^2 \times (1,12)^2 \times \left(1 + \frac{7 + 0,17}{1 \times 1,12} \right) = 2,58$$

$$Q_{dyn} = 375 \times 2,58 \longrightarrow Q_{dyn} = 967,5 \text{ N/m}^2$$

Le coefficient de pression C_{pe} :

1° paroi : Sens du vent V1 \longrightarrow parois (BC-AD)

$$e = \min [b ; 2h] = 26,4\text{m} \quad d > e$$

$$S > 10\text{m}^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$

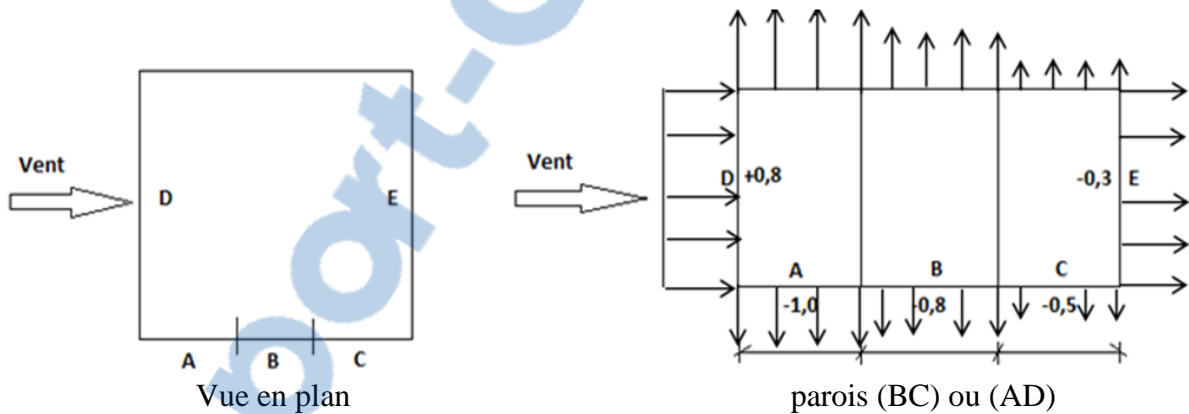


Fig. II.3 Vent(V1) sur les parois BC-AD

Sens : vent V2 et V4 \longrightarrow paroi(DC)

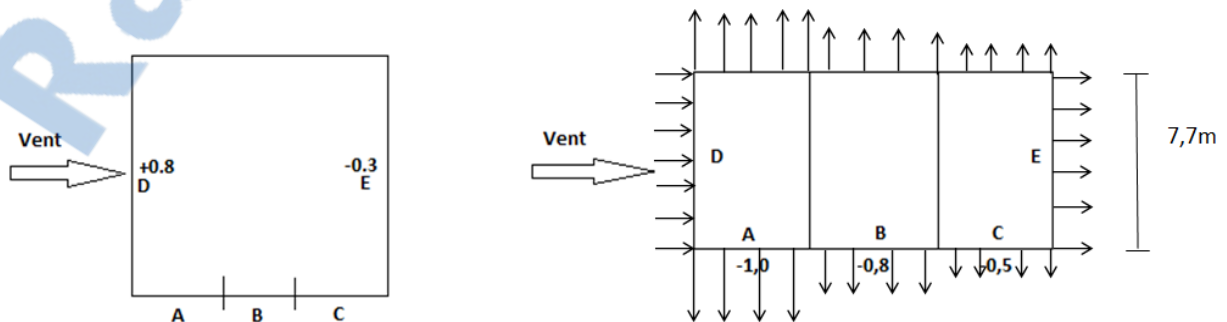


Fig. II.4 Vent (V2-V4) sur la paroi DC

Sens : vent V2 et V4 \longrightarrow paroi (AB)

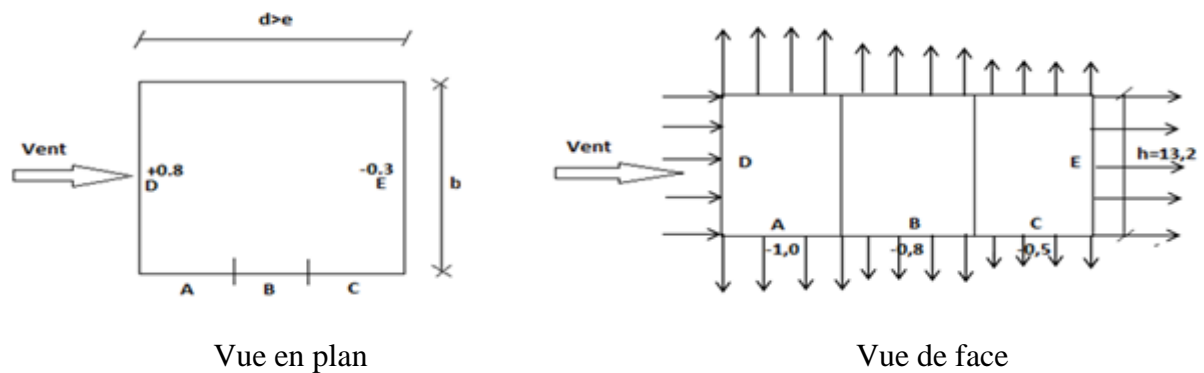
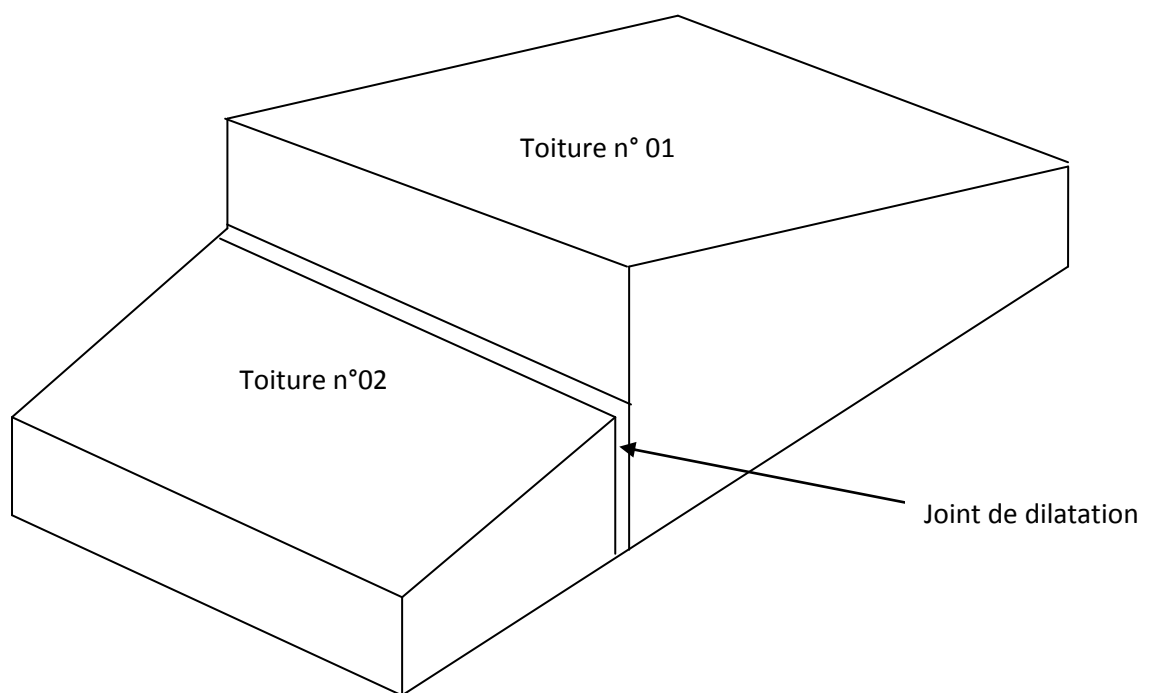


Fig. II.5 Vent (V2-V4) sur la paroi AB

2°) Toiture :



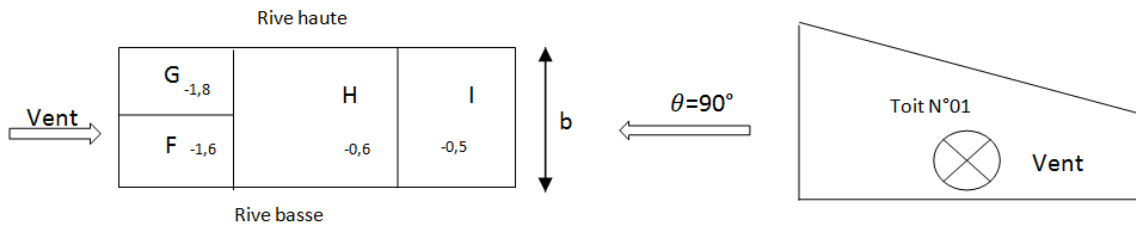
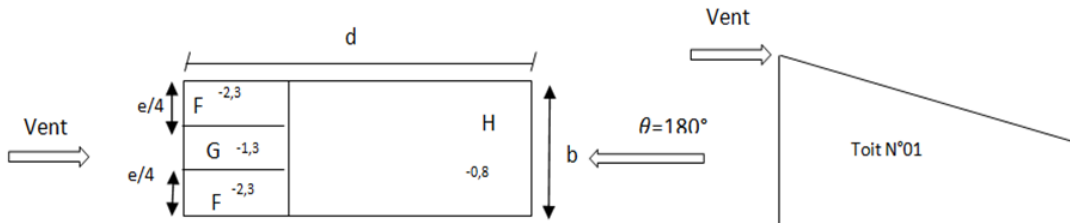
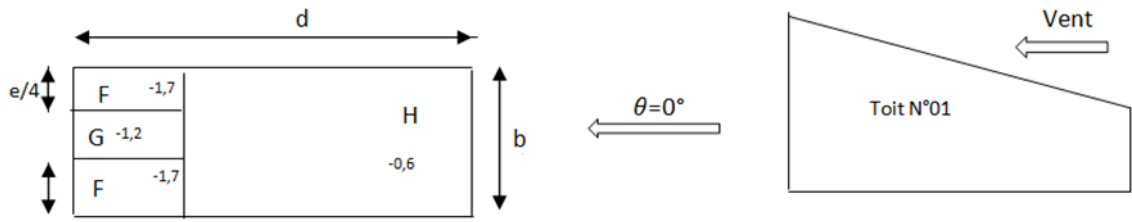
1^{er} cas : Toiture N°01:

La direction du vent est définie par un angle θ

$\theta = 0^\circ \longrightarrow$ La direction du vent est perpendiculaire à la rive basse de la toiture.

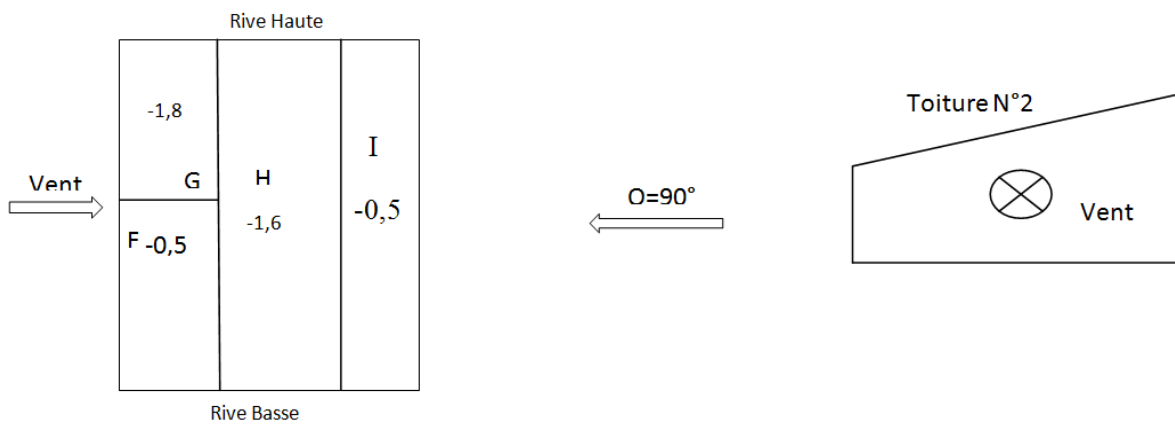
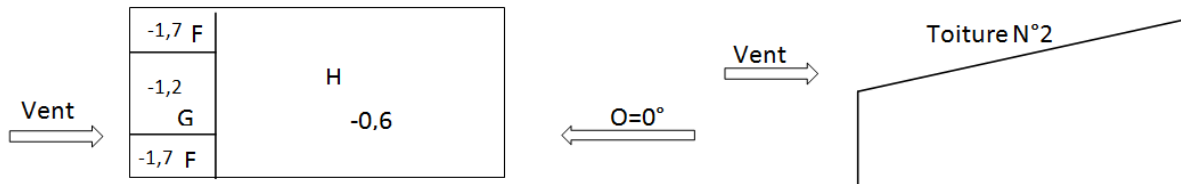
$\theta = 180^\circ \longrightarrow$ La direction du vent est perpendiculaire à la rive haute de la toiture.

$\theta = 90^\circ \longrightarrow$ La direction du vent est parallèle aux génératrices.



Il est remarqué que : $e = \min (b ; h/2)$

2^{ème} cas : toiture N°2



Le coefficient de pression intérieure : ‘‘C_{p_i}’’

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

- Face 1 : (Vent V₁) :

$$\mu_p = \frac{6 \times (1,6 \times 2,5) + (12 \times 2,5)}{2 \times (2,5 \times 3,5) + 6 \times (1,6 \times 2,5) + (12 \times 2,5)} = 0,75$$

$$\mu_p = 0,75 \longrightarrow C_{p_i} = -0,18$$

- Face 2 : Vent (V₂)

$$\mu_p = \frac{4 \times (1,6 \times 2,5) + 2 \times (2,5 \times 3,5) + (12 \times 2,5)}{2 \times (2,5 \times 3,5) + (2,5 \times 12) + 6 \times (1,6 \times 2,5)} = 0,89$$

$$\mu_p = 0,89 \longrightarrow C_{p_i} = -0,3$$

- Face 3 : Vent (V₃)

$$\mu_p = 0,58 \longrightarrow C_{p_i} = -0,08$$

- Face 4 : Vent (V₄)

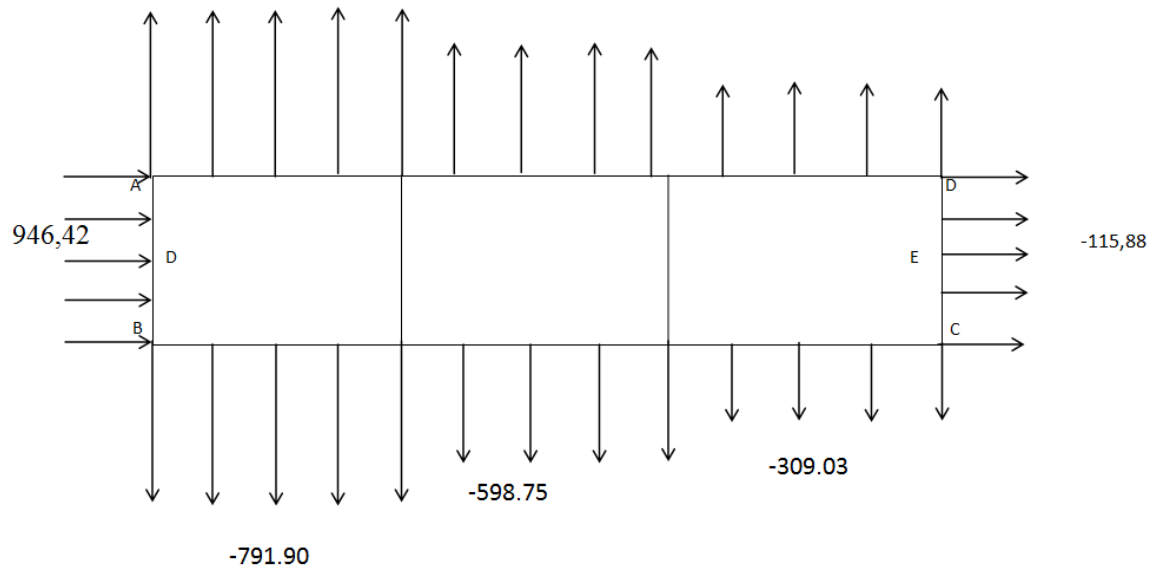
$$\mu_p = 0,77 \longrightarrow C_{p_i} = -0,26$$

Le calcul des pressions :

Parois (AB)

Zone	C _d	Q _{dyn} (N/m ²)	C _{p_e}	C _{p_i}	Q _i (N/m ²)
D	0,91	1061,25	+0,8	-0,18	946,42
A	0,91	1061,25	-1,0	-0,18	-791,90
B	0,91	1061,25	-0,8	-0,18	-598,75
C	0,91	1061,25	-0,5	-0,18	-309,03
E	0,91	1061,25	-0,3	-0,18	-115,88

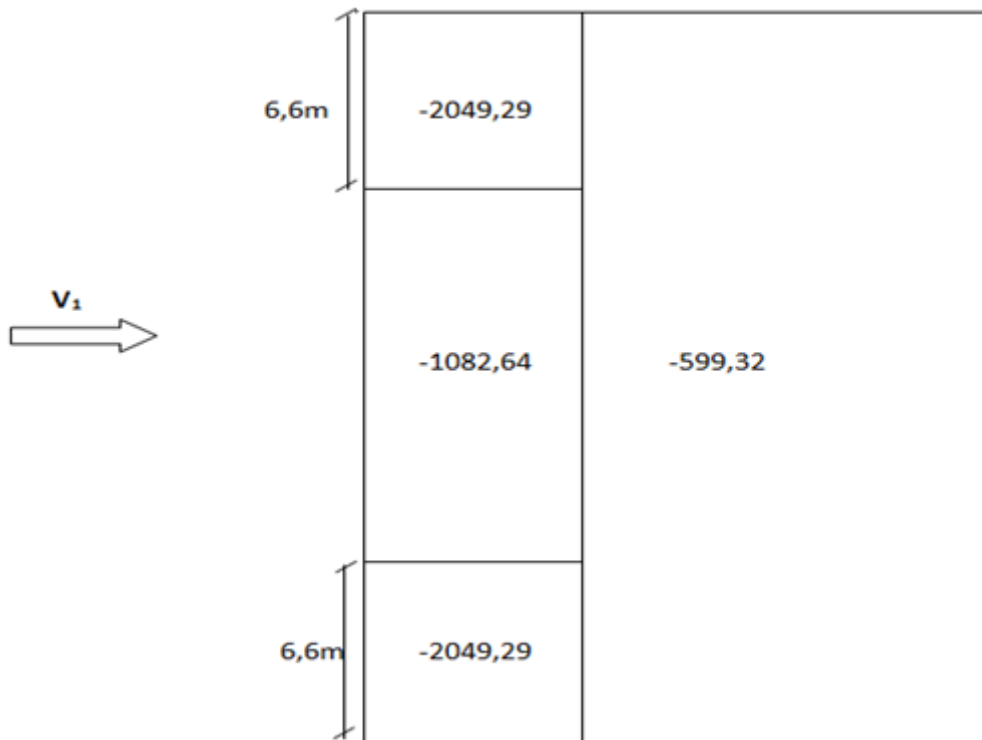
Tab. II.3 Pression sur les parois verticales (Direction V₁ du vent).



Toiture :

Zone	Cd	$Q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$Q_i(N/m^2)$
F	0,91	1061,25	-2,3	-0,18	-2049,29
G	0,91	1061,25	-1,3	-0,18	-1082,64
H	0,91	1061,25	-0,8	-0,18	-599,32

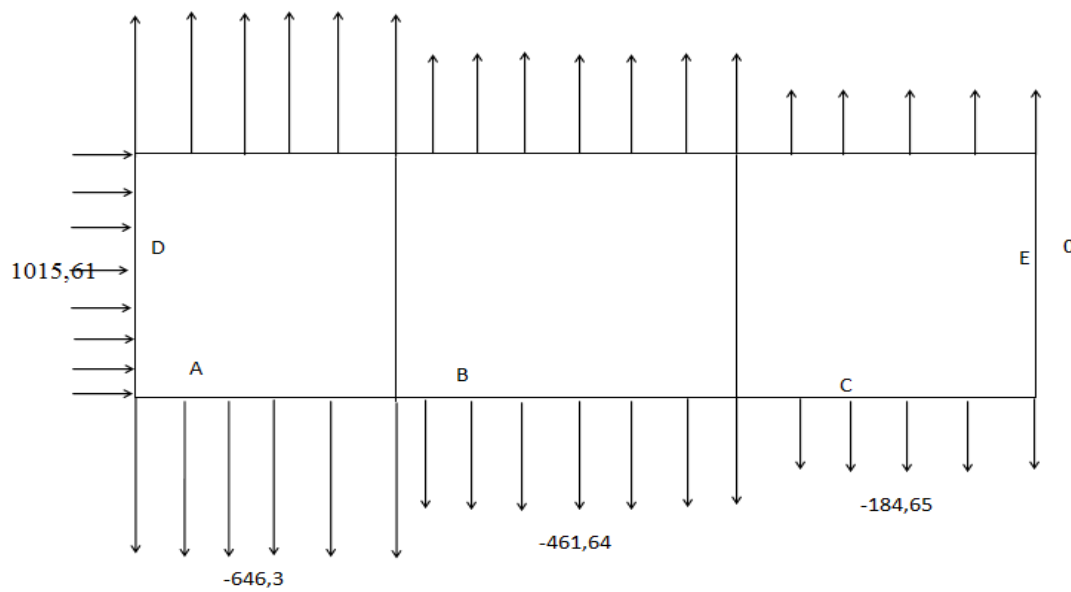
Tab. II.4 Pression sur la toiture- direction V_1 du vent.



Parois (AD-BC) Z=11,55m

Zone	Cd	$Q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$Q_i(N/m^2)$
D	0,87	1061,25	+0,8	-0,3	1015,61
A	0,87	1061,25	-1,0	-0,3	-646,3
B	0,87	1061,25	-0,8	-0,3	-461,64
C	0,87	1061,25	-0,5	-0,3	-184,65
E	0,87	1061,25	-0,3	-0,3	0

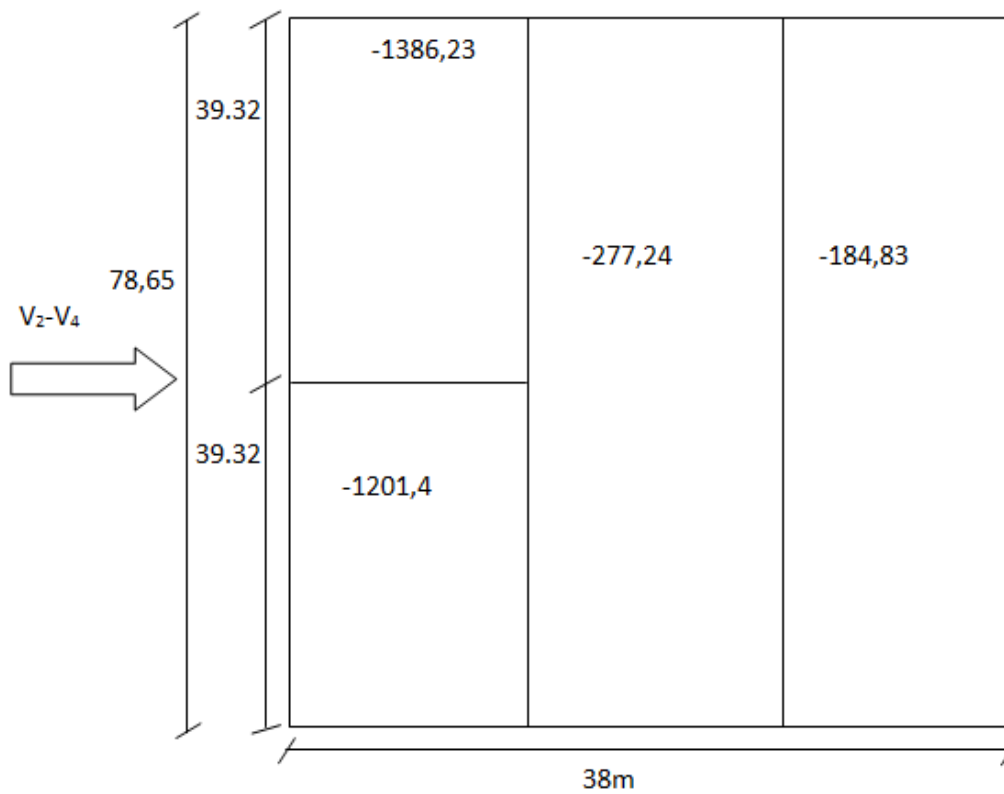
Tab. II.5 Pression sur les parois verticales (Direction V_2 du vent).



Toiture (Z=11,55m) :

Zone	Cd	$Q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$Q_i(N/m^2)$
F	0,87	1061,25	0,16	-0,3	-1201,4
G	0,87	1061,25	-1,8	-0,3	-1386,23
H	0,87	1061,25	-0,6	-0,3	-277,24
I	0,87	1061,25	-0,5	-0,3	-184,83

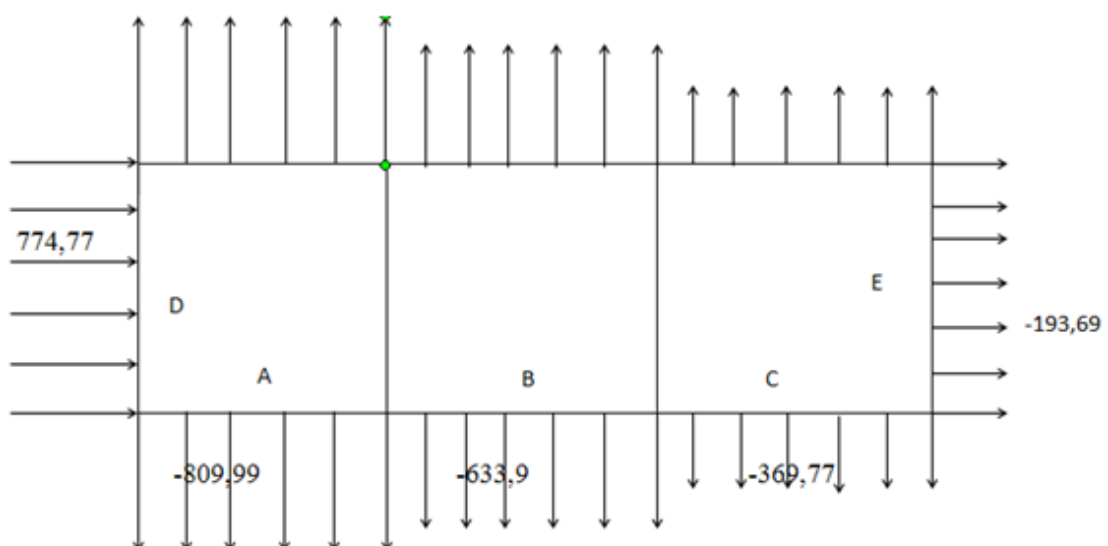
Tab. II.6 Pression sur la toiture (direction V_2 du vent).



Parois (DC) Z=7,7m :

Zone	Cd	Q _{dyn} (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	Q _i (N/m ²)
D	0,91	967,5	+0,8	-0,08	774,77
A	0,91	967,5	-1,0	-0,08	-809,99
B	0,91	967,5	-0,8	-0,08	-633,9
C	0,91	967,5	-0,5	-0,08	-369,77
E	0,91	967,5	-0,3	-0,08	-193,68

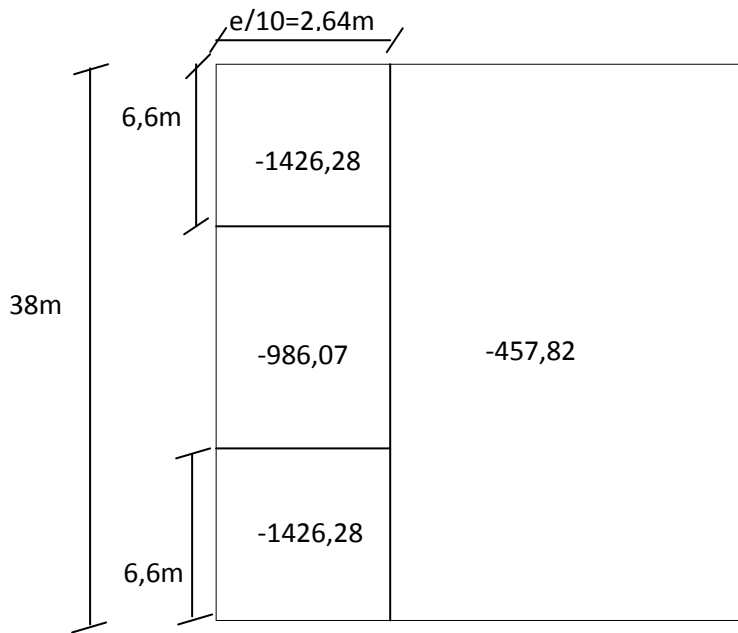
Tab.II.7 Pression sur les parois verticales (Direction V₃ du vent).



Toiture : Z=7,7m :

Zone	Cd	Q _{dyn} (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	Q _i (N/m ²)
F	0,91	967,5	-1,7	-0,08	-1426,28
H	0,91	967,5	-1,2	-0,08	-986,07
I	0,91	967,5	-0,6	-0,08	-457,82

Tab. II.8 Pression sur la toiture (direction V3 du vent).



II.3.3 Force de frottement du vent F_{fr}

$$\left\{ \begin{array}{l} d/b \geq 3 \\ d/h \geq 3 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 96/38=2,52 \geq 3 \text{ (condition non vérifiée)} \\ 96/13,2=7,27 \geq 3 \end{array} \right.$$

On doit considérer la force de frottement.

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

J : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent

Z_j : est la hauteur du centre de l'élément « j »

Q_{dyn} : la pression dynamique du vent

S_{fr} : est l'aire de l'élément de surface « j »

C_{fr,j} : est le coefficient de frottement pour l'élément de surface = 0,01

Surface considérée	Q_{dyn} (N/m ²)	C_{fr}	S_{fr} (m ²)	F_{fr} (daN)
Toiture n=° 01	1061,25	0,01	974,26	3156,45
Toiture n=° 02	967,5	0,01	86,28	663,97
Parois verticales (long pan)	1061,25	0,01	795	843,69

Tab. II.9 Les forces de frottements dues au vent.

NB : Ces efforts sont pris en compte et cumulés avec les surcharges du vent (cas du vent sur pignon).

Chapitre III : Etudes des éléments secondaires

III.1 Calcul des pannes de couverture

Les pannes de couverture sont des poutrelles laminées généralement en « I, ou en U ». Elles sont soumises à la flexion biaxiale sous l'effet du poids propre de la couverture, aux actions climatiques et à la surcharge d'entretien. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutres secondaires.

III. 2 Espacement entre pannes

L'espacement entre pannes est déterminé en fonction de la portée admissible de la couverture. On suppose que la couverture est d'une longueur de 6m, et appuyée sur 4 appuis ce qui donne un espacement moyen de 1,5m.

III.2.1 Charges à prendre en considération

- Charge permanente (Poids propre de la couverture en panneau sandwich)
($G = 0,142 \text{ kN/m}^2$)
- Charge d'entretien ($Q = 1 \text{ kN}$) placée en $1/3$ et $2/3$ de la longueur de la panne.
- Action de la neige ($S = 0,10 \cos 4,76$) = $0,01 \text{ kN/m}^2$
- Action du vent ($W = -2,049 \text{ kN/m}^2$)

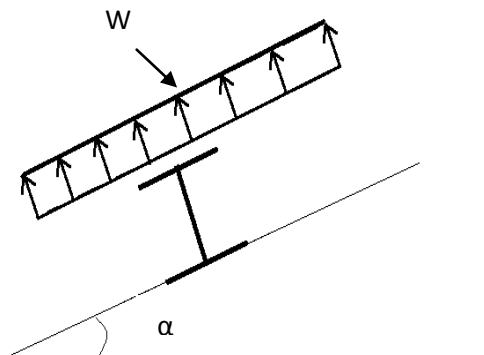


Fig. III.1 Cas de l'effet du vent

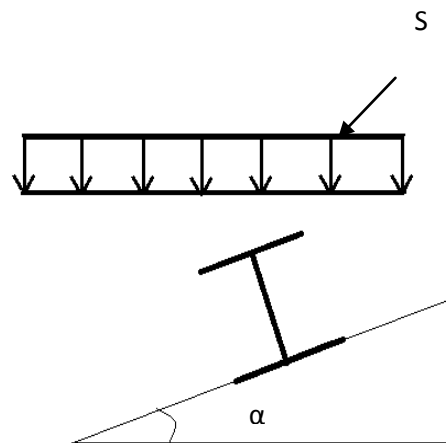


Fig. III.2 Cas de l'effet de neige

III.2.2. Combinaisons des charges et actions

$$q_1 = 1,35 G + 1,5 Q_{\text{ent}} = (1,35 \times 0,142 \times 1,5) + (1,5 \times 1 \times 1,5) = 2,53 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 1,35 G + 1,5 S = (1,35 \times 0,142 \times 1,5) + (1,5 \times 1,5 \times 0,1 \times \cos(4,76^\circ)) = 0,50 \text{ kN/ml}$$

$$q_3 = 1,35 G + 1,5 W = (1,35 \times 0,142 \times 1,5) + (1,5 \times 1,5 \times (-2,049)) = -4,33 \text{ kN/ml}$$

$$q = \max(q_1, q_2, q_3) = 4,33 \text{ kN/ml}$$

III.2.3 Moment maximum pour une poutre continue sur 4 appuis simples

Le moment maximum est déterminé suivant les calculs de la RDM par la méthode des 3 moments. Le diagramme résultant des moments fléchissant est montré ci-dessous.

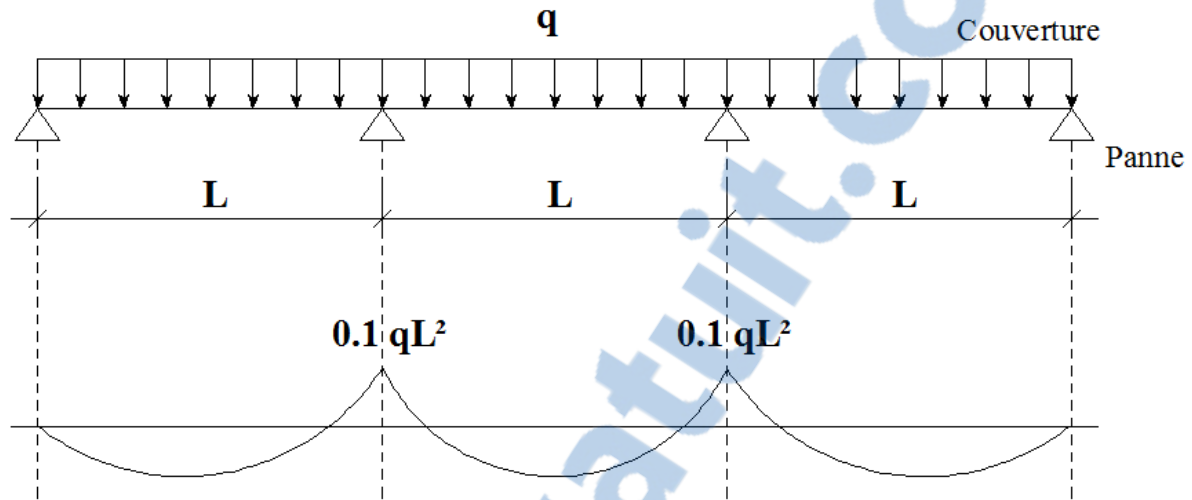


Fig III.3 Diagramme des moments fléchissants au niveau de la couverture

$$M_{\max} = 0,1qL^2$$

$$q = 4,33 \text{ kN/ml}$$

L : espacement entre pannes.

III.2.4 Calcul de l'espacement

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} < f_y \Rightarrow M_{\max} < f_y \times W$$

$$\Rightarrow 0,1qL < f_y \times W$$

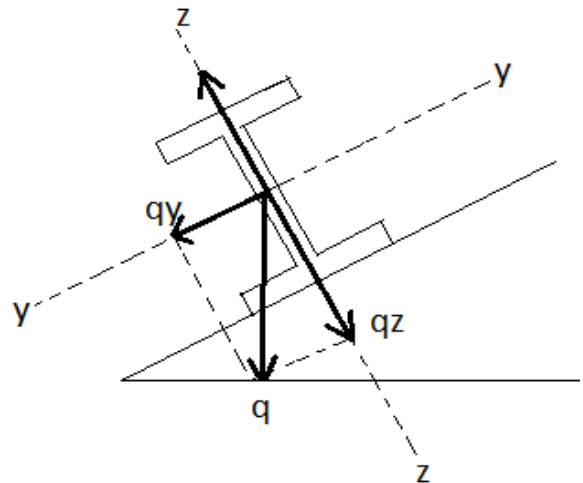
$$\text{avec : } \begin{cases} W \text{ (module de résistance)} \\ W = 5 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \end{cases}$$

$$\Rightarrow L \leq \sqrt{\frac{f_y \times W}{0,1 \times q}} \Rightarrow L \leq \sqrt{\frac{235 \times 10^3 \times 5 \times 10^{-6}}{0,1 \times 4,33}} = 1,64 \text{ m}$$

On prend : L = 1,50 m

III.2.5 Dimensionnement des pannes

- $G=0,142 \times 1,5= 0,213$ kN/ml
- $Q_{entr}=1 \times 1,5= 1,5$ kN
- $S=0,1 \times 1,5= 0,135$ kN/ml
- $W= (-2,049 \times 1,5) = -3,073$ kN/m



III.2.5.1 Combinaisons des charges

À l'ELU :

$$q_1= 1,35G+ 1,5 Q_{entr}= (1,35 \times 0,213) + (1,5 \times 1,5) = 2,53 \text{ kN/m}$$

$$q_2= 1,35G+1,5 S= (1,35 \times 0,213) + (1,5 \times 0,135) = 0,5 \text{ kN/m}$$

$$q_3= 1,35G+1,5W= (1,35 \times 0,213) + (1,5 \times (-3,073))= - 4,33 \text{ kN/m}$$

$$q= \text{Max} (q_1, q_2, q_3) = 4,33 \text{ kN/m}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} q_y = q \cdot \sin \alpha = 4,33 \cdot \sin (4,76^\circ) = 0,35 \text{ kN/m} \\ q_z = q \cdot \cos \alpha = 4,33 \cdot \cos (4,76^\circ) = 4,31 \text{ kN/m} \end{cases}$$

À l'ELS:

$$q_{s1}= G+Q_{entr} = 0,213+1,5 = 1,71 \text{ kN/m}$$

$$q_{s2}= G+S = 0,213+ 0,135 = 0,35 \text{ kN/m}$$

$$q_{s3}= G+w = 0,213+ (-3,073) = -2,86 \text{ kN/m}$$

$$q = \max (q_{s1} ,q_{s2}, q_{s3}) = 2,86 \text{ kN/m}$$

NB : Les sollicitations dues au vent sont susceptibles d'avoir une instabilité par **déversement**.

Vu aussi l'amplitude de leur action, on peut dire qu'elle est le cas le plus défavorable.

$$\Leftrightarrow \begin{cases} q_{sy} = q \times \sin \alpha = 2,86 \times \sin (4,76^\circ) = 0,23 \text{ kN/m} \\ q_{sz} = q \times \cos \alpha = 2,86 \times \cos (4,76^\circ) = 2,85 \text{ kN/m} \end{cases}$$

III.2.5.2 Calcul des moments sollicitants (ELU)

Plan (y-y) :

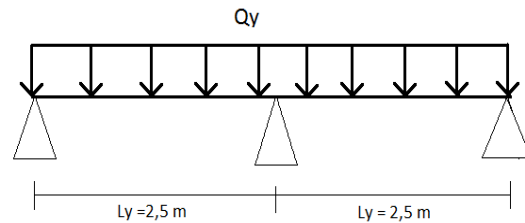
Les vérifications suivantes sont imposées par le **CCM 97** afin de dimensionner les pannes.

On prévoit des liernes dans le plan (y-y)

$$M_{z,sd} = Q_y \times \frac{L_y^2}{8} = 0,18 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,sd} \leq M_{z,rd} = \frac{W_{PLZ} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\Rightarrow W_{plz} = \frac{M_{z,sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = 1,31 \text{ cm}^3$$

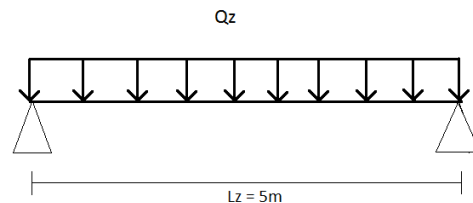


Plan (z-z):

$$M_{y,sd} = Q_z \times \frac{L_z^2}{8} = 8,9 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,sd} \leq M_{y,rd} = \frac{W_{PLy} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\Rightarrow W_{pl,y} \geq \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = 62,86 \text{ cm}^3$$



III.2.6 Condition de flèche (ELS)

$$\text{Plan (y-y) : } \delta = \frac{5 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta_{\max} = \frac{L_y}{200} = \frac{250}{200} = 1,25 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \Rightarrow I_z \geq \frac{5 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times \delta_{\max}}$$

$$\Rightarrow I_z \geq \frac{5 \times 0,23 \times 250^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1,25}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 4,46 \text{ cm}^4$$

$$\text{Plan (z-z) : } \delta = \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times I_y}$$

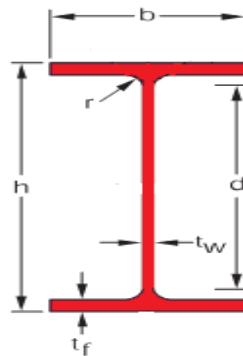
$$\delta_{\max} = \frac{L_z}{200} = \frac{500}{200} = 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times \delta_{\max}}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 2,84 \times 500^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 2,5} = 440,20 \text{ cm}^4$$

Choix du profilé

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un IPE 140 présentant les caractéristiques suivantes :



profilé	section A cm ²	Dimensions				Caractéristiques			
		h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³
IPE 140	16,4	140	73	6,9	4,7	541	44,9	88,34	19,25

Tab III.1 : Caractéristiques du profilé IPE 140 de la panne.

III.2.7 Condition de flèche avec poids propre inclus

$$Q_{\max} = G + W = (0,213 + 0,127) + (-3,073) = 2,73 \text{ kN/m}$$

$$q_y = Q_{\max} \times \sin \alpha = 2,73 \times \sin(4,76^\circ) = 0,23 \text{ kN/m}$$

$$q_z = Q_{\max} \times \cos \alpha = 2,73 \times \cos(4,76^\circ) = 2,72 \text{ kN/m}$$

Plan (y-y) :

$$\delta = \frac{5 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta = \frac{5 \times 0,23 \times 250^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 44,9} = 0,12 \text{ cm} < 1,25 \text{ cm}$$

Plan (z-z) :

$$\delta = \frac{5 \times q_z \times L_z^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\delta = \frac{5 \times 2,72 \times 500^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 541} = 1,95 \text{ cm} < 2,5 \text{ cm}$$

La condition de flèche est vérifiée.

III.2.8 Classe du profilé IPE 140

III.2.8.1 Classe de l'âme fléchie

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

$$\frac{112}{4,7} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 23,83 \leq 72$$

⇔ L'âme est de classe I

III.2.8.2 Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad \Leftrightarrow \quad \frac{36,5}{6,9} = 5,29 \leq 10$$

⇔ La semelle est de classe I

Donc la section du profilé global est de classe I

III .2.9. Vérification des contraintes

Les pannes travaillant en flexion déviée, il faut vérifier que :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ny,rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{nz,rd}} \right)^\beta \leq 1 \dots\dots\dots (A)$$

$$\Leftrightarrow \text{ Avec } \begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases} \quad (\text{profilé en I' classe 1})$$

$$M_{ny,rd} = M_{ply,R} \frac{1-n}{1-0,5a} \dots\dots\dots(1)$$

$$\text{ Avec } \begin{cases} n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} = 0 \\ a = \frac{A-(2b-tf)}{A} = \frac{16,4-(2 \times 7,3 \times 0,69)}{16,4} = 0,385 \end{cases}$$

$$n < a \Leftrightarrow M_{nz, rd} = M_{plz, rd} = W_{plz} \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \dots\dots\dots (2)$$

On remplace (1) et (2) dans la première équation :

$$(A) \Leftrightarrow \left(\frac{M_{ysd} \times \gamma_{m0} \times (1-0,5a)}{W_{ply} \times f_y} \right)^2 + \left(\frac{M_{zsd} \times \gamma_{m0}}{W_{plz} \times f_y} \right) \leq 1$$

$$Q_{max} = 1,35G + 1,5W = 1,35(0,213 + 0,127) + 1,5(-2,049 \cdot 1,5)$$

$$Q_{max} = 4,57 \text{ kN /m}$$

$$Q_y = Q_{max} \times \sin \alpha = 0,38 \text{ kN/m}$$

$$Q_z = Q_{max} \times \cos \beta = 4,55 \text{ kN/m}$$

$$M_{y, sd} = Q_z \times \frac{L_z^2}{8} = 4,55 \times \frac{5^2}{8} = 14,22 \text{ kN.m}$$

$$M_{z, sd} = Q_y \times \frac{L_y^2}{8} = 0,38 \times \frac{2,5^2}{8} = 0,33 \text{ kN.m}$$

$$(A) \Leftrightarrow \left(\frac{14,22 \times 10^2 \times 1,1 \times (1-0,5 \cdot 0,385)}{88,34 \times 23,5} \right)^2 + \left(\frac{0,3 \times 10^2 \times 1,1}{19,25 \times 23,5} \right)^1 = 0,37 \leq 1$$

⇒Condition vérifiée

Donc, les pannes en IPE140 vérifient les contraintes de la flexion déviée.

III.2.10 Résistance de la panne au déversement

Le déversement est un phénomène d'instabilité qui se manifeste par une déformation latérale des parties comprimées de la section de la panne sous l'action du vent en soulèvement.

Le moment résistant de déversement est donné par la relation suivante :

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec : $\beta_w = 1$ (Section de classe 1)

χ_{lt} : est le facteur de réduction pour le déversement

$$\chi_{tl} = \frac{1}{(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \bar{\lambda}_{Lt}^2})}$$

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} \phi_{Lt} = 0,5[1 + \alpha_{Lt}(\bar{\lambda}_{Lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{Lt}^2] \\ \alpha_{Lt} = 0,21 \text{ Pour les profilés laminés} \end{array} \right.$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[\frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{L_z \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z \cdot I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{L^2 G_t}{\pi^2 E \cdot I_w} \right]^{0,25}}$$

C_1 : Facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement = 1,132

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \cdot 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion = 2,45 cm⁴

I_w : Moment d'inertie de gauchissement = 1,98 × 10⁻³ cm⁶

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = 44,92 cm

$$\lambda_{Lt} = 137,2 \quad \lambda_1 = 93,9 \quad \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[\frac{137,2}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 1,46$$

$$\phi_{Lt} = 0,5[1 + 0,21(1,46 - 0,2) + 1,46^2] = 1,70$$

$$\chi_{tl} = \frac{1}{(1,70 + \sqrt{1,70^2 - 1,46^2})} = 0,39$$

$$M_{brd} = \frac{0,39 \times 1 \times 88,34 \times 235 \times 10^2}{1,1} = 736,03 \text{ kN.m}$$

- **Moment sollicitant**

$$M_{sd} = \frac{qL^2}{8} = (1,35G_y + 1,5W) \times \frac{L^2}{8}$$

Avec $q = (1,35 \times 0,213 \times 0,127 \times \cos(4,76^\circ) + 1,5 \times 1,5 \times (-2,049)) = 4,57 \text{ kN/m}$

$$M_{sd} = \frac{4,57 \times 5^2}{8} = 14,28 \text{ kN.m} \leq M_{brd} = 736,03 \text{ kN.m}$$

Donc la stabilité au déversement est vérifiée

III.2.11 Résistance au voilement par cisaillement

Si $\frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon$: ainsi il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement.

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

$$\text{On à : } \frac{d}{t_w} = \frac{h-2t_f}{t_w} = \frac{140-2(6,9)}{4,7} = 26,85 \leq 69$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement.

III.2.12 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

La stabilité au flambement sera vérifiée si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{d}{t_w} \leq K \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

$$\text{Avec : } A_w = t_w \times (h-2 t_f) = 593,14 \text{ mm}^2 \text{ (aire de l'âme)}$$

$$A_{fc} = b \cdot t_f = 73 \cdot 6,9 = 503,7 \text{ (aire de la semelle comprimée)}$$

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2 \text{ (limite d'élasticité de la semelle comprimée)}$$

$$E = 21 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2 \text{ (module d'élasticité)}$$

$$K = \text{Coefficient pris égal à } 0,3 \text{ (semelle de classe I)}$$

$$\underline{\text{A N:}} \left\{ \begin{array}{l} K \frac{E}{F_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{593,14}{503,7}} = 290,91 \\ \frac{d}{tw} = \frac{140 - 2(6,9)}{4,7} = 26,85 < 290,91 \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée

Conclusion

La section en IPE 140 assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité ; donc, il est convenable pour les pannes de notre structure.

III.3 Calcul des liernes

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

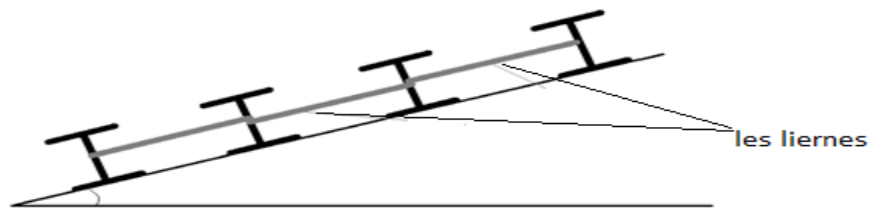
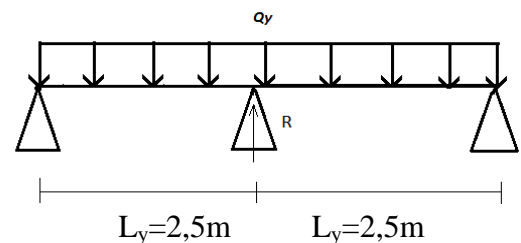


Fig.IV.4 Coupe transversale des liernes

$$R = 1,25 \times Q_y \times L_y$$

$$R = 1,25 \times 0,36 \times 2,5$$

$$R = 1,125 \text{ kN}$$



Effort de traction dans les tronçons de lierne de L1 à L51 :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{1,125}{2} = 0,56 \text{ kN}$$

$$T_2 = R + T_1 = 1,69 \text{ kN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 2,82 \text{ kN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 3,93 \text{ kN}$$

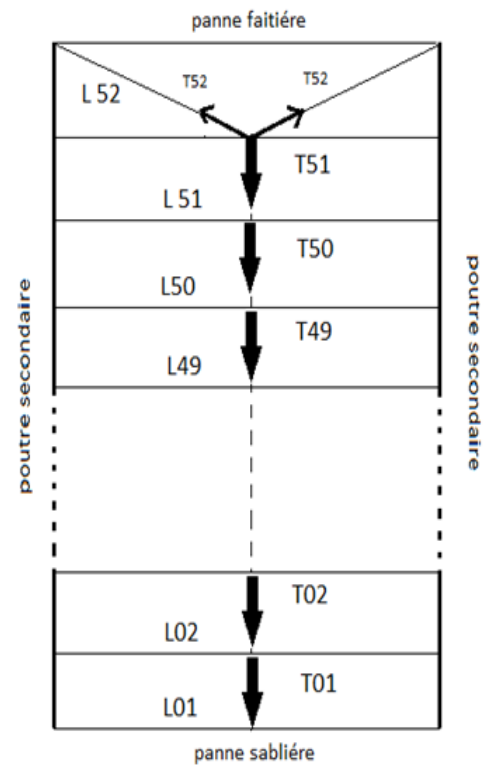
:

:

:

$$T_{50} = R + T_{49} = 55,69 \text{ kN}$$

$$T_{51} = R + T_{50} = 57,95 \text{ kN}$$



Remarque

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction et qui sont soumises à des efforts croissants, au fur et à mesure qu'ils se rapprochent du faîtage. Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas être attachés aux pannes faîtières, qui périraient transversalement. Ils sont donc transmis aux fermes par des tirants en diagonale (bretelles).

III.3.1 Dimensionnement des liernes

$$N_{sd} \leq N_{PL,rd}$$

Avec :
$$\begin{cases} -N_{PL,rd} : \text{effort normal résistant} = A_s \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \\ -N_{sd} : \text{effort normal sollicitant.} \end{cases}$$

$$N_{sd} \leq A_s \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A_s \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$\Leftrightarrow A_s \geq \frac{57,95 \cdot 1,1}{235 \cdot 10^{-3}} = 2,71 \text{ cm}^2$$

On choisira donc des liernes de pannes de diamètre Ø 20 et d'une section résistante

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

Remarque

Vu que le diamètre des liernes est grand, on choisit un diamètre $\varnothing 12$; par contre, on utilisera des $\varnothing 20$ dans les liernes les plus sollicitées L52.

III.4 Calcul des lisses**III.4.1 Introduction**

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

III.4.2 Détermination des sollicitations

Les lisses, destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal. La lisse fléchit verticalement. En outre, sous l'effet de son poids propre et du poids du bardage qui lui est associé, elle fonctionne à la flexion déviée.

III.4.2.1 Evaluation des charges et surcharges

- **charge permanentes (G)**

Poids propre de la lisse et du bardage qui lui revient.

- **Surcharge climatiques**
Surcharge du vent (W)
- **Combinaisons de charge les plus défavorables**
 $1,35G + 1,5W_2$

III.4.2.2 Vérification de la lisse de long pan

- **Charges permanentes :**

Bardage : $10,9 \text{ kg/m}^2$

Accessoires de poses : 5 kg/m^2

Poids propre de la lisse : (IPE140)..... $12,9 \text{ kg/ml}$

$$G = (10,9 + 5) \times 1,4 + 12,9 = 35,16 \text{ kg/ml}$$

Remarque: la distance entre les lisses est de 1,4m

- **Surcharges climatique du vent :**

$$W_2 = 1,02 \times 1,4 = 1,43 \text{ kN/m}$$

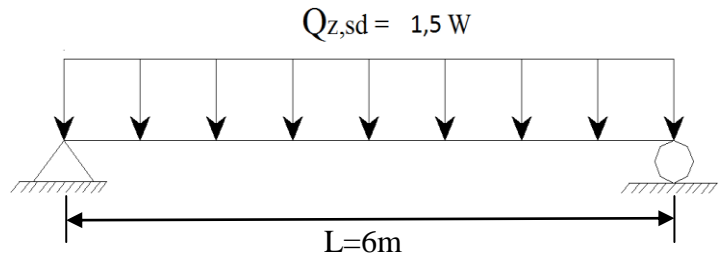
a-Poutre sur deux appuis

- **Moment sollicitant**

$$M_{y,Sd} = \frac{Q_{z,Sd}}{8} \times L^2$$

$$= \frac{1,5 \times W_2 \times L^2}{8} = \frac{1,5 \times 1,43 \times 6^2}{8}$$

$$= 9,65 \text{ kN.m}$$

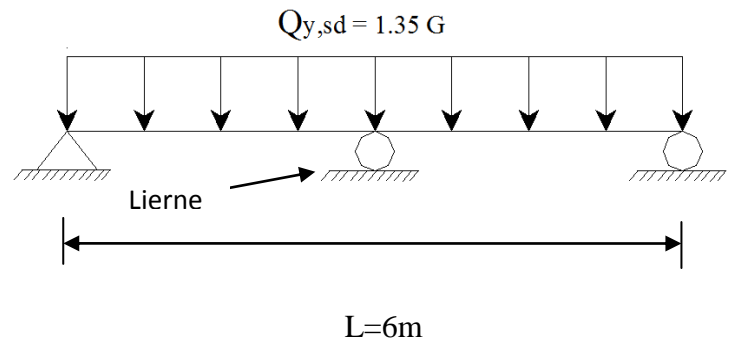


b-Poutre sur trois appuis

$$M_{z,Sd} = \frac{Q_{y,Sd}}{8} \times L^2$$

$$= \frac{1,35 \times G \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{1,35 \times 0,35 \times 9}{8}$$

$$= 0,53 \text{ kN.m}$$



Remarque

Les profilés laminés de calibres inférieurs ou égaux à IPE 200 sont généralement d'une section de classe 1.

III.4.2.3 Vérification à la résistance

$$\left(\frac{M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \right)^\beta \leq 1,0$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 2 \text{ (Section en I, H)} \\ \beta = 5n \text{ avec } n = \frac{N_{Sd}}{N_{pl}} = 0 \Rightarrow \beta = 1 \end{array} \right.$$

- **Caractéristique géométrique d'IPE 140**

$$W_{el,y} = 77,32\text{cm}^3 ; W_{el,z} = 12,31\text{cm}^3 ;$$

$$W_{pl,y} = 88,34\text{cm}^3 ; W_{pl,z} = 19,25\text{cm}^3 ;$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88340 \times 235}{1,1} = 18,87 \text{ kN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19250 \times 235}{1,1} = 4,11 \text{ kN.m}$$

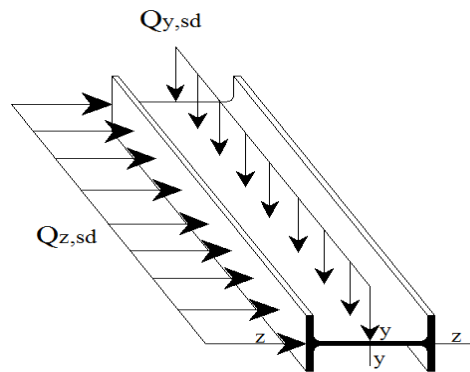
$$\left(\frac{9,65}{18,87}\right)^2 + \left(\frac{0,53}{4,11}\right)^1 = 0,39 \leq 1$$

⇒ Condition vérifiée

III.4.2.4 Vérification au déversement

Remarque

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



III.4.2.5 Vérification à l'état limite de service (la flèche)

Le calcul de la flèche se fait par les combinaisons de charge de service $G+W_2$

c) Condition de vérification

$$f_y \leq f_{ad}$$

avec : $f_{ad} = \frac{L}{200}$

- **Flèche verticale (suivant y-y) sur trois appuis :**

$$f_{ad} = \frac{L}{200} = \frac{300}{200} = 1,50 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2,05 \times G \times \left(\frac{L}{2}\right)^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2,05 \times 3,5 \times (300)^4}{384 \times 21 \times 10^6 \times 44,92} = 0,16 \text{ cm} \leq f_{ad} = 1,50 \text{ cm}$$

⇒ Condition vérifiée

- **Flèche horizontale (suivant z-z) sur deux appuis**

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

$$f_z = \frac{5 \times G \times (L)^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 14,3 \times (600)^4}{384 \times 21 \times 10^6 \times 541,2} = 2,12\text{cm} \leq f_{ad} = 3,00\text{cm}$$

⇒ Condition vérifiée

Conclusion

La lisse de long pan IPE 140 est vérifiée à la sécurité.

III.5 Calcul des potelets

Les potelets sont le plus souvent des profilés en **I** ou **H** destinés à rigidifier la clôture (bardage) et à résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction.

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

III.5.1 Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé

a)- Charge permanentes G (poids propre)

Bardage :10,9kg /m²

Accessoires de poses :5kg/m²

Poids propre de la lisse :(IPE140).....12,9kg/ml

$$G = (12,9 \times 6) + (10,9+5) \times 0,6 \times 6 = 1,34\text{kN} \quad \text{avec : } L = 6\text{m (longueur de la lisse)}$$

b)- Surcharges climatiques du vent (W₃)

$$W_3 = 810 \text{ N/m}^2 = 0,81\text{kN /m}^2$$

$$W_3 = 0,81 \times 6 = 4,86\text{kN/ml}$$

III.5.2 Dimensionnement du potelet

- **Sous la condition de flèche (L= 5,5m longueur du potelet le plus chargé)**

$$f_z = \frac{5 \times w_3 \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{ad} = \frac{L}{200}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{1000 \times W_3 \times L^3}{384 \times E} = \frac{1000 \times 48,6 \times 550^3}{384 \times 21 \times 10^6}$$

$$I_y = 1002,7\text{cm}^4$$

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

Ce qui correspond à un profilé **IPE 240**

profilé	section	Dimensions				Caractéristiques géométriques			
		A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³
IPE 240	39,12	240	120	9,8	6,2	3892	283,6	366,6	73,92

Tab IV.2 Caractéristiques du profilé IPE 240.

III.5.2.1 Incidence de l'effort normal

$$N_{sd} \leq \text{Min}(0, 25 N_{pl, Rd}, 0,5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}})$$

$$N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times 1,34 = 1,81 \text{ kN (effort normal sollicitant)}$$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3912 \times 235}{1,1} = 835,75 \text{ kN (effort normal plastique résistant)}$$

$$A_w = A - 2b \times t_f = 3912 - 2 \times 120 \times 9,8 = 1560 \text{ mm}^2$$

$$N_{sd} = 1,81 \text{ kN} \leq \frac{0,5 \times 1560 \times 235}{1,1} = 166,64 \text{ kN}$$

⇒ Condition vérifiée

III.5.2.2 Vérification des contraintes

Les potelets sont soumis à la flexion composée, il faut donc vérifier :

$$M_{s,d} \leq M_{N,Rd}$$

Avec : $M_{s,d}$: Moment sollicitant

$$M_{s,d} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{1,5 \times 4,86 \times 5,5^2}{8} = 27,57 \text{ kN.m}$$

$M_{N,Rd}$: Moment de résistance plastique réduit par la prise en compte de l'effort axial

$$M_{N,Rd} = \frac{M_{ply,Rd} \times (1-n)}{(1-0,5a)}$$

$$\text{Avec : } M_{\text{ply,Rd}} = \frac{w_{\text{ply,Rd}} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{366600 \times 235}{1,1} = 78,31 \text{ kN.m}$$

$$n = \frac{N_{\text{Sd}}}{N_{\text{pl,Rd}}} = \frac{1,81}{835,75} = 0,002$$

$$a = (A - 2b \times t_f) / A = (3812 - 2 \times 120 \times 9,8) / 3812 = 0,38$$

Donc:

$$M_{\text{N,Rd}} = \frac{78,31 \times (1 - 0,002)}{(1 - 0,5 \times 0,38)} = 96,49 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{Sd}} = 27,57 \text{ kN.m} \leq M_{\text{N,Rd}} = 96,49 \text{ kN.m}$$

⇒ Condition vérifiée

III.5.2.3 Résistance au flambement

$$N_{\text{b,Rd}} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec : $N_{\text{b,Rd}}$: Résistance au flambement

$\beta_A = 1$ Pour les sections de classe I

$$\gamma_{m1} = 1,1$$

χ : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} : (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \text{ } \varepsilon$$

λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute

$$\text{Avec : } \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{240}{120} = 2 \\ t_f = 9,8 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases}$$

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe a → $\alpha = 0,21$

Axe (z-z) : courbe b → $\alpha = 0,34$

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{L}{9,97} = \frac{550}{9,97} = 55,17 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,59$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{L}{2,69} = \frac{550}{2,69} = 204,46 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 2,17$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 2,17$$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b :

$$\text{D'où } \chi = 0,1842$$

$$\text{D'où : } N_{b,Rd} = \frac{0,1842 \times 3912 \times 235}{1,1} = 153,94 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } N_{sd} = 1,81 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 153,94 \text{ kN}$$

\Rightarrow La condition est vérifiée.

III.5.2.4 Résistance du potelet au déversement

Le moment résistant de déversement est donné par : $M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$

Avec : $\beta_w = 1$ Section de classe 1

χ_{lt} : est le facteur de réduction pour le déversement

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \lambda_{lt}^2})}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} \phi_{Lt} = 0,5 \times [1 + \alpha_{Lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2] \\ \alpha_{Lt} = 0,21 \text{ Pour les profilés laminés} \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[\frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{L \times \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z \times I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{L^2 G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}}$$

c_1 : Facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement = 1,132

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \times 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion = 12,28 cm⁴

I_w : Moment d'inertie de gauchissement = 37,39 × 10⁻³ cm⁶

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = 283,6 cm⁴

$$\lambda_{Lt} = 123,61 \quad \lambda_1 = 93,9 \quad \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[\frac{123,61}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 1,31$$

$$\phi_{Lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(1,31 - 0,2) + 1,31^2] = 1,47$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(1,47 + \sqrt{1,47^2 - 1,31^2})} = 0,47$$

$$\text{Donc : } M_{brd} = \frac{0,47 \times 366600 \times 235}{1,1} = 36,81 \text{ kN.m} \geq M_{sd} = 27,57 \text{ kN.m}$$

⇒ La condition est vérifiée

Chapitre IV : Etude sismique

IV.1 Introduction

Des actions dynamiques complexes sur un bâtiment, et sur toute construction bâtie, sont générées par des actions et autres phénomènes sismiques.

Ces actions sismiques imposent aux fondations la manifestation de mouvements essentiellement horizontaux. Les forces d'inertie créées par leur masse, qui s'oppose aux mouvements, permettent aux constructions de résister à ces mouvements entraînant, par la même, des efforts dans la structure.

Ce présent chapitre est consacré à la détermination de ces dits efforts que la structure est susceptible de subir. Pour ce faire, il est nécessaire de faire appel à l'une des trois méthodes de calcul préconisées par le « règlement parasismique Algérien (RPA 99-Version 2003) ».

- La méthode statique équivalente,
- La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse),
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Notre choix s'est porté sur la méthode d'analyse modale spectrale du fait de son caractère très fiable et du calcul simple pour sa mise en application par le biais d'un logiciel, ce qui évite les calculs manuels pouvant engendrer des erreurs aux conséquences très préjudiciables. Cette méthode, parfaitement éprouvée et avérée la plus performante, est largement utilisée dans le monde entier.

IV. 2 Principe de la méthode

Elle consiste à déterminer les effets extrêmes engendrés par l'action sismique par le calcul des modes propres de vibrations de la structure qui dépendent à la fois de sa masse, de son effet d'amortissement et de ses forces d'inertie à travers un spectre de réponse de calcul.

IV.3 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R}\right) \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \dots\dots T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment (zone II a)

Classification des ouvrages : 1B \implies A = 0,2

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif

(Acier dense \longrightarrow $\xi = 5\%$) \implies $\eta = 1$

R : coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement

Ossature contreventée par palées triangulées en X \implies R = 4

Q = facteur de qualité donné par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^5 Pq = 1,25$

Critère q	Pq
Conditions maximales sur les files de contreventement	0,05
Redondance en plan	0,05
Régularité en plan	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1
$\sum Pq$	1,25

- Sol supposé meuble \longrightarrow S3 \longrightarrow $\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,5 \text{ sec} \end{cases}$

IV. 4 Analyse dynamique de la structure

Elle permet de déterminer les efforts et les déplacements maximums d'une structure lors d'un séisme par l'étude de son comportement en vibrations libres non amorties tenant compte de ses caractéristiques dynamiques propres.

IV.5 modélisation de la structure

Le logiciel SAP 2000, conçu pour le calcul et la conception des structures d'ingénieries, spécialement dans le domaine du bâtiment et ouvrages de génie civil, permet dans un premier temps de modéliser la structure réelle. Cette étape sera suivie d'un certain nombre de modifications permettant d'appréhender au maximum le comportement de la structure d'origine.

IV.5.1 Etapes de la modélisation de la structure

- Opter pour un système d'unités (kN.m).
- Définition de la géométrie de base.
- Définition des matériaux.
- Définition des sections.

Eléments de la structure	Définition des sections
Poteaux de la rive haute	HEA 340
Poteaux de la rive basse	HEA 260
Traverses (Toiture)	IPE 160
Pannes (Toiture)	IPE 140
Poutre en treillis : Traverses : diagonales : montants	HEA 240 2L100×10×10 2L80×80×8
Lanterneaux : poteaux : traverses : pannes	HEA 140 IPE 180 IPE 140
contreventements	2L 70×7×7

Tab IV.1 Définitions des éléments métalliques constituant la structure.

- Définition des charges à appliquer.
- Introduction du spectre de réponse.
- Définition des combinaisons des charges.
- Définition des conditions aux limites.
- Analyse numérique de la structure.

IV.6 Analyse modale

Le calcul des effets maximums d'un séisme sur une structure se détermine par le biais de la méthode intitulée « analyse modale spectrale » qui se caractérise par la sollicitation sismique décrite sous la forme d'un spectre de réponse.

Une bonne modélisation permet, à travers ce type d'analyse appliqué à toute forme de structure, d'obtenir des résultats les plus exacts et les plus satisfaisants possibles et dont la fiabilité est extrême.

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone II a
- Groupe d'usage 1B
- Coefficient de comportement 4
- Amortissement 5%
- Facteur de qualité 1,25
- Site meuble S3

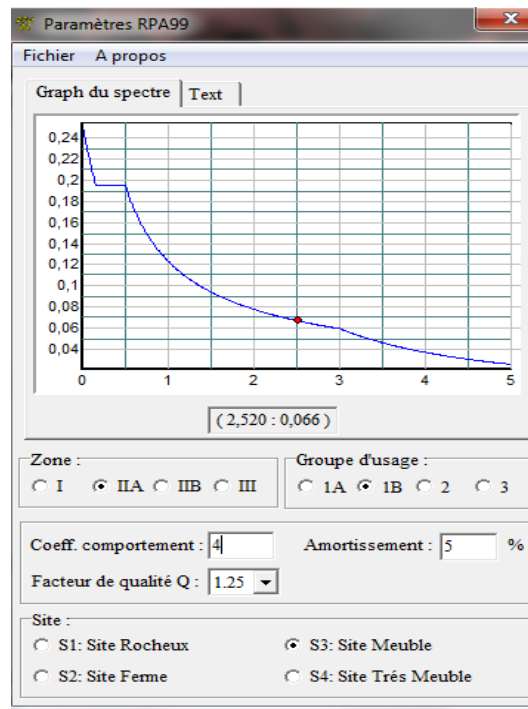


Fig.IV.1 Spectre de réponse.

Vu que notre structure est irrégulière en hauteur et dans son plan, la méthode de calcul au séisme la plus adaptée est la méthode modale spectrale.

IV.7 Vérification de la structure

IV.7.1 vérification de la période fondamentale de la structure

La valeur de T calculé par le logiciel SAP 2000 ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée par le RPA99 de plus de 30 %.

La période fondamentale obtenue par le logiciel SAP 2000 : $T = 0,95$ s.

La période empirique est donnée par la formule suivante : $T = C_t \times h_n^{\frac{3}{4}}$.

Avec :

C_t : coefficient donné en fonction du système de contreventement et du type de remplissage ($C_t = 0,085$).

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure ($h_n = 13,2$ m).

$$\text{D'où : } T = 0,085 \times 13,2^{\frac{3}{4}} = 0,58\text{s.}$$

$$T + 30\%T = 0,76\text{s}$$

$$\text{Donc : } 0,95\text{s} > T + 30\%T = 0,76\text{s}$$

La condition n'est pas vérifiée, mais on peut tolérer une période un peu plus grande que la période empirique puisqu'il s'agit d'une structure en charpente métallique, donc une structure flexible.

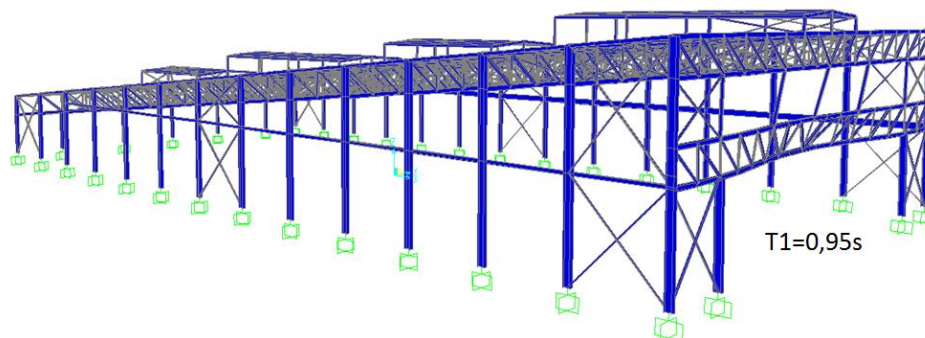


Fig. IV.2 Premier mode propre de vibration.

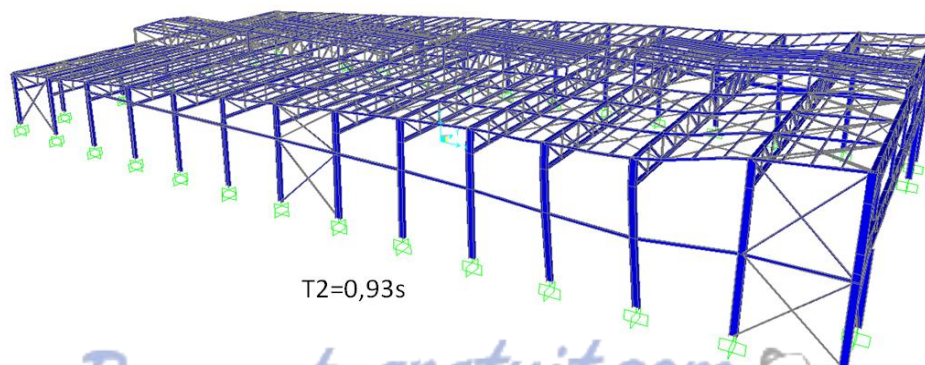


Fig. IV.3 Deuxième mode propre de vibration.

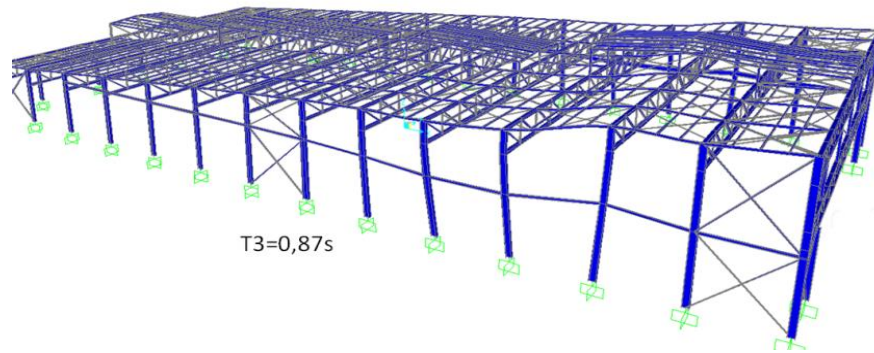


Fig IV.4 Troisième mode propre de vibration.

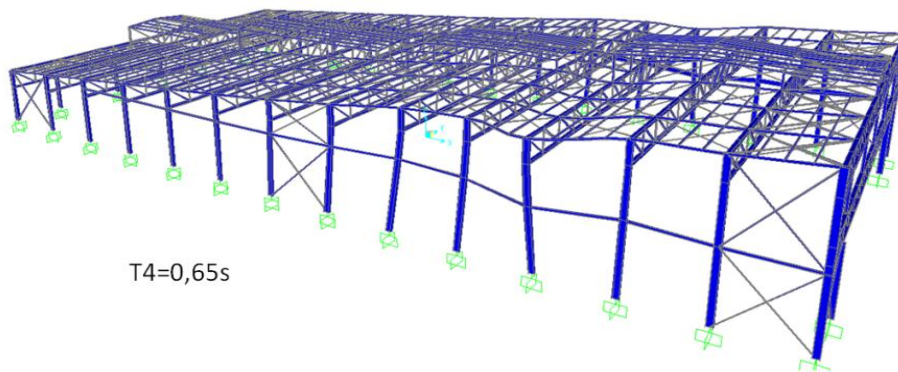


Fig IV.5 Quatrième mode propre de vibration.

IV .7.2 Vérification de la force sismique à la base

La combinaison des valeurs modales permet d'obtenir la résultante des forces sismique à la base V_t égale ou supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques, elle-même déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t > 0,8V$$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats calculés sur 60 modes propres de vibration sont comme suit :

Effort sismique dans le sens (X) : $V_t = 254,19$ kN

Effort sismique dans le sens (Y) : $V_t = 168,61$ kN

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

A : coefficient d'accélération de zone ($A= 0,2$)

D : facteur d'amplification dynamique moyen

On a: $T_2 \leq 0,95 \leq 3,0$ s

$$D = 2,5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3}$$

$$D = 2,5 \times 1 \times (0,5/0,95)^{2/3}$$

$$D = 1,63.$$

W(Poids propre de la structure) = 2260 kN (D'après le SAP 2000)

$$V = \frac{0,2 \times 1,63 \times 1,25}{4} \times 2260$$

$$V = 230,23 \text{ kN}$$

	Vt (kN)	V (kN)	80% V(kN)	Vt >80% V
Vx	254,19	230,23	184,18	vérifiée
Vy	168,61	230,23	184,18	Non vérifiée

Tab IV.2 Résultante des forces sismiques à la base.

Remarque :

Puisque $V_{t,y} < 0,8V$, il ya lieu de majorer la force sismique E_y par le coefficient

$$\frac{0,8V}{V_{t,y}} = \frac{184,18}{168,6} = 1,1$$

On remarque que les calculs de la force sismique par la méthode spectrale ont vérifié la condition $V \geq 0,80V_t$ dans le sens des (x) mais pas dans le sens des (y). Vu la particularité géométrique et structurelle du bâtiment et aussi par la visualisation des modes de vibrations de la structure, il a été constaté qu'une partie haute de la toiture vibre relativement correctement.

En vérifiant la structure aux combinaisons sismiques, selon le règlement RPA99-V2003, il est remarqué que les sollicitations dans les éléments structuraux sont faibles et restent inférieures aux combinaisons des états limites ultimes relatifs aux vents et neige.

IV.7.3 vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k). est calculé par la formule suivante :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}.$$

Avec :

R : coefficient de comportement

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques.

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Toiture (lanterneaux)	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	0,01H (cm)	condition
	3,0	4	12	13,2	Vérifiée

Tab IV.3 Déplacements relatifs dans le sens (X-X).

Toiture (lanterneaux)	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	0,01 H (cm)	condition
	0,6	4	2,4	13,2	vérifiée

Tab IV.4 Déplacements relatifs dans le sens (Y-Y).

La condition des déplacements est vérifiée dans les deux directions (X-X), (Y-Y).

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux

V. 1 INTRODUCTION

La stabilité statique doit être assurée tant au niveau de la structure globale qu'au niveau de chaque élément pris séparément. C'est pourquoi il est exigé de procéder au calcul de la structure sous toutes les combinaisons possibles définies d'une manière réglementaire.

Les diverses sollicitations, générées par les actions, développent des contraintes au sein même des matériaux ce qui peut provoquer la déformation des éléments qui composent la structure.

Il est impératif donc de vérifier que les contraintes et les déformations sont en deçà des limites admissibles pour garantir le degré de sécurité souhaité.

V.2 Justification des traverses des lanternes

On choisit une section en laminé à chaud **IPE 180**, que nous allons vérifier.

V.2.1 Charges réparties sur la traverse

- Poids du panneau sandwich.
- Poids des pannes.
- Poids propre de la traverse.
- Charge d'entretien.

V.2.2 Caractéristiques du profilé pour les traverses

profilé	section	Dimensions				Caractéristiques géométriques			
		A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³
IPE 180	23,9	180	91	8,0	5,3	1317	101	166,4	34,6

Tableau V.1 : Caractéristiques du profilé IPE 180.

V.2.3 Efforts sollicitants

Les efforts sollicitants les plus défavorables sont pris des résultats obtenus après introduction des données et passage du logiciel **SAP 2000**

- $N_{sd} = 39,83 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 15,92 \text{ kN.m}$
- $V_{sd} = 15,52 \text{ kN}$

V.2.4 Classe de la section transversale

- **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{146}{5,3} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 27,54 \leq 72$$

⇒ L'âme est de classe I

- **Classe de la semelle comprimée**

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

$$\frac{45,5}{8} = 5,68 \leq 10$$

⇒ La semelle est de classe I

Donc la section globale est de classe I

- **Vérification de la flèche**

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

Avec : $\delta = 4,5$ mm (calculé par le SAP2000)

$$\delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{400}{200} = 2\text{cm} = 20\text{mm.}$$

$$\text{Donc : } \delta \leq \delta_{\max}$$

La flèche est donc vérifiée.

- **Condition de résistance (moment fléchissant+effort tranchant+effort normal)**

$$V_{pl,rd} = A_v \times (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{m0}$$

$$\begin{aligned} \text{Avec: } A_v &= A - (2b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f \\ &= 45,95 - (13,5 \times 1,02) + (0,66 + 0,3) \times 1,02 \\ &= 19,38\text{cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{D'où : } V_{pl,rd} &= 1938 \times (235 / \sqrt{3}) / 1,1 \\ V_{pl,rd} &= 239 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow V_{sd} = 15,52\text{kN} < 50\% V_{pl,rd} = 119,5\text{kN}$$

Donc, on ne tient pas compte de l'effet de l'effort tranchant dans la vérification.

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl,rd}} \right) + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right)^2 \leq 1$$

$$\text{Avec : } M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166400 \times 235}{1,1} = 35,54 \text{ kN.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2390 \times 235}{1,1} = 510,59 \text{ kN.m}$$

$$\text{D'ou : } \left(\frac{15,92}{35,54} \right) + \left(\frac{39,83}{510,59} \right)^2 = 0,45 < 1 \quad (\text{condition vérifiée})$$

V.2.5 Résistance de la traverse au déversement

Le moment résistant de déversement est donné par :

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec : $\beta_w = 1$ (Section de classe 1)

χ_{lt} : est le facteur de réduction pour le déversement

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \lambda_{lt}^2})}$$

Avec :
$$\begin{cases} \phi_{Lt} = 0,5 [1 + \alpha_{Lt} (\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2] \\ \alpha_{Lt} = 0,21 \quad (\text{Pour les profilés laminés}) \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{L \times \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z \times I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \times \left[1 + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}}$$

c_1 : Facteur dépendant des conditions de charge et d'encastrement = 1,132

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21.10^6}{2(1+0,3)} = 8,08. 10^6 \text{ N/cm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion = 4,79 cm⁴

I_w : Moment d'inertie de gauchissement = 7,43. 10⁻³ cm⁶

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = 100,9 cm⁴

$$\lambda_{Lt} = 116,35 \quad \lambda_1 = 93,9 \quad \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[\frac{116,35}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 1,24$$

$$\phi_{Lt} = 0,5 [1 + 0,21(1,24 - 0,2) + 1,24^2] = 1,38$$

$$\chi_{Lt} = \frac{1}{(1,38 + \sqrt{1,38^2 - 1,24^2})} = 0,5$$

$$M_{brd} = \frac{0,5 \times 1 \times 166,4 \times 235 \times 10^2}{1,1} = 17,77 \text{ kN.m}$$

$$M_{b,rd} = 17,77 \text{ kN.m} > M_{sd} = 15,92 \text{ kN.m}$$

Conclusion : La traverse en **IPE 180** résiste au déversement.

V.3 Justification des poteaux des lanterneaux

On choisit un profilé à chaud en **HEA 140** et on vérifie sa résistance.

V.3.1 Efforts sollicitants

Les efforts sollicitants les plus défavorables calculés par le logiciel (SAP2000) sont

- $M_{sd} = 25,16 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 50,16 \text{ kN}$

V.3.2 Caractéristiques du profilé du poteau

profilé	section	Dimensions				Caractéristiques géométriques			
		A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³
HEA 140	31,42	133	140	8,5	5,5	1033	389,3	173,5	84,85

Tableau V.2 Caractéristiques du profilé HEA 140

V.3.3 Classe de la section transversale

- Classe de l'âme comprimée

$$\frac{d}{t_w} \leq 33 \varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{92}{5,5} \leq 33 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 16,73 \leq 33 \Rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

- Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{70}{10} = 7 \leq 10$$

⇒ La semelle est de classe I

Donc la section globale est de classe I

V.3.4 Condition de résistance (moment fléchissant+effort normal)

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl,rd}} \right) + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right)^2 \leq 1$$

$$\text{Avec : } M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{173500 \times 235}{1,1} = 37,06 \text{ kN.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3142 \times 235}{1,1} = 671,24 \text{ kN.m}$$

$$\text{D'ou : } \left(\frac{25,16}{37,06} \right) + \left(\frac{50,16}{671,24} \right)^2 = 0,68 < 1 \quad (\text{condition vérifiée})$$

V.3.5 Résistance au flambement

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec : $N_{b,Rd}$: Résistance au flambement

$$\beta_A = 1 \quad (\text{Pour les sections de classe I})$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

χ : Coefficient de réduction

λ : Elancement réduit

$$\bar{\lambda} : (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon$$

λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{133}{140} = 0,95 < 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 8,5 < 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

$$\text{Axe (y-y) : courbe a} \longrightarrow \alpha = 0,21$$

$$\text{Axe (z-z) : courbe b} \longrightarrow \alpha = 0,34$$

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7L}{5,73} = \frac{0,7 \times 240}{5,73} = 29,32 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,31$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,7L}{3,52} = \frac{0,7 \times 240}{3,52} = 47,72 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,51$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,51$$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b ($\chi = 0,8842$)

$$\text{D'où : } N_{b,Rd} = \frac{0,8842 \times 1 \times 3142 \times 235}{1,1} = 593,51 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 50,16 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 593,51 \text{ kN}$$

\Rightarrow (La condition est vérifiée).

V.4 Justification des traverses de la toiture

On choisit un profilé à chaud en **IPE 160** et on vérifie sa résistance.

V.4.1 Efforts sollicitants

Les efforts sollicitants les plus défavorables calculés par le logiciel(SAP2000) sont :

- $M_{sd} = 9,08 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 101,13 \text{ kN}$
- $V_{sd} = 14,89 \text{ kN}$

V.4.2 Les caractéristiques de la traverse

profilé	section	Dimensions				Caractéristiques géométriques			
		A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³
IPE 160	20,09	160	82	7,4	5	869,3	68,31	123,9	26,1

Tableau V.3 : Caractéristiques du profilé IPE 160

- Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{127,2}{5} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 25,44 \leq 72$$

⇒ L'âme est de classe I.

- Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{41}{7,4} = 5,54 \leq 10$$

⇒ La semelle est de classe I

Donc la section globale est de classe I

- **Vérification de la flèche**

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

Avec : $\delta = 26 \text{ mm}$ (calculé par le SAP2000)

$$\delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm.}$$

$$\text{Donc : } \delta \leq \delta_{\max}$$

La flèche est donc vérifiée.

- **Condition de résistance (Moment fléchissant+Effort normal+Effort tranchant)**

$$V_{pl,rd} = A_v \times (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{m0}$$

$$\text{Avec: } A_v = A - (2b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$= 2009 - (164 \times 7,4) + (5+18) \times 7,4$$

$$= 965,6 \text{ mm}^2$$

$$\text{D'où : } V_{pl,rd} = 965,6 (235 / \sqrt{3}) / 1,1$$

$$V_{pl,rd} = 119,1 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_{sd} = 14,89 \text{ kN} < 50\% V_{pl,rd} = 59,55 \text{ kN}$$

Donc, on ne tient pas compte de l'effet de l'effort tranchant dans la vérification

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl,rd}} \right) + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right)^2 \leq 1$$

$$\text{Avec : } M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{123900 \times 235}{1,1} = 26,47 \text{ kN.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2009 \times 235}{1,1} = 429,19 \text{ kN.m}$$

$$\text{D'ou : } \left(\frac{9,08}{26,47} \right) + \left(\frac{101,13}{429,19} \right)^2 = 0,40 < 1 \quad (\text{condition vérifiée})$$

V.4.4 Résistance de la traverse au déversement

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec : - $\beta_w = 1$ (Section de classe 1)

- χ_{lt} : est le facteur de réduction pour le déversement

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \lambda_{Lt}^2})}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \phi_{Lt} = 0,5 [1 + \alpha_{Lt} (\bar{\lambda}_{Lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{Lt}^2] \\ \alpha_{Lt} = 0,21 \quad (\text{Pour les profilés laminés}) \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[\frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{L \times \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z \times I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \times \left[1 + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}}$$

c_1 : Facteur dépendant des conditions de charge et d'encastrement = 1,132

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \cdot 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion = $3,6 \text{ cm}^4$

I_w : Moment d'inertie de gauchissement = $3,96 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^6$

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = $68,34 \text{ cm}^4$

$$\lambda_{Lt} = 145,59$$

$$\lambda_1 = 93,9 \quad \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{145,59}{93,9} \right] \cdot \sqrt{1} = 1,55$$

$$\phi_{Lt} = 0,5 [1 + 0,21(1,55 - 0,2) + 1,55^2] = 1,84$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(1,84 + \sqrt{1,84^2 - 1,55^2})} = 0,38$$

$$M_{brd} = \frac{0,38 \times 1 \times 123,9 \times 235 \times 10^2}{1,1} = 10,05 \text{ kN.m}$$

Donc: $M_{b,rd} = 10,05 \text{ kN.m} > M_{sd} = 9,08 \text{ kN.m}$ (condition vérifiée)

Conclusion : Il n'y a pas risque de déversement

V.5 Justification des montants et des diagonales des poutres en treillis

V.5.1 Introduction

Au rôle identique à celui des ailes d'un profilé laminé en double « T » (reprendre le moment de flexion) et à celui du réseau de barres comprimées ou tendues (diagonales et montants) qui ont pour rôle d'équilibrer l'effort tranchant tout en servant à l'introduction des forces concentrées, une poutre en treillis composée de deux membrures représente, d'une manière générale, la solution idoine la plus légère pour réaliser un élément fléchi d'une portée supérieure à 20 mètres.

Les résultats à prendre en compte sont ceux tirés de la modélisation par le biais du logiciel SAP 2000, spécialement conçu à cet effet

V.5.2 Les éléments comprimés, les montants

On choisit une cornière en **2L80 × 80 × 8** et on vérifie sa résistance.

$$N_{c,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

- Classe de la section transversale :

a) Ailes comprimées :

$$b = 80\text{mm}, \quad c = \frac{b}{2} = 40\text{mm} \quad t = 8\text{mm}$$

$$\frac{c}{t} = \frac{40}{8} = 5 < 10\varepsilon \text{ donc la semelle est de classe I}$$

- Vérification de flambement :

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec : $N_{b,Rd}$: Résistance au flambement

$$\beta_A = 1 \quad (\text{Pour les sections de classe I})$$

$$\gamma_{m1} = 1,1$$

χ : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} : (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon$$

λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 1\text{mm} \leq 1,2\text{mm} \\ t_f = 8\text{mm} < 40\text{mm} \end{array} \right.$$

Donc les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe b $\longrightarrow \alpha = 0,34$

Axe (z-z) : courbe c $\longrightarrow \alpha = 0,49$

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,51}{2,43} = \frac{90}{2,43} = 37,07 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,39$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,51}{3,68} = \frac{90}{3,68} = 24,45 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,26$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,39$$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b :

$$\chi = 0,89$$

Resistance au flambement :

$$D'où : N_{c,Rd} = \frac{0,89 \times 1 \times 2454 \times 235}{1,1} = 466,59 \text{ kN}$$

$$N_{c,sd} = 183,90 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 466,59 \text{ kN}$$

⇒ (La condition est vérifiée).

V.5.2.1 Résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2454 \times 235}{1,1} = 524,42 \text{ kN}$$

$$N_{c,sd} = 183,90 \text{ kN} < N_{pl,rd} = 524,42 \text{ kN}$$

V.5.3 Les éléments comprimés, les diagonales

On choisit une cornière en **2L100 × 100 × 10** et on vérifie sa résistance.

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec : $N_{b,Rd}$: Résistance au flambement

$$\beta_A = 1 \quad (\text{Pour les sections de classe I})$$

$$\gamma_{m1} = 1,1$$

χ : Coefficient de réduction

λ : Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \text{ } \varepsilon$$

λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 1 \leq 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 10 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Donc les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

$$\text{Axe (y-y) : courbe b} \longrightarrow \alpha = 0,34$$

$$\text{Axe (z-z) : courbe c} \longrightarrow \alpha = 0,49$$

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{L}{3,04} = \frac{250}{3,04} = 82,24 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,87$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{L}{4,5} = \frac{250}{4,5} = 55,55 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,6$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,87$$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b :

$$\chi = 0,691$$

Resistance au flambement :

$$D'où : N_{b,Rd} = \frac{0,691 \times 1 \times 3830 \times 235}{1,1} = 565,39 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 277,57 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 516,3 \text{ kN}$$

\Rightarrow (La condition est vérifiée).

V.5.3.1 Résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3830 \times 235}{1,1} = 818,22 \text{ kN}$$

$$N_{c,sd} = 277,57 \text{ kN} < N_{pl,rd} = 818,22 \text{ kN} \text{ (la condition est vérifiée)}$$

V.5.4 Les éléments tendus (les diagonales)

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min(N_{pl,rd} ; N_{net,rd} ; N_{u,rd})$

$$\text{Avec } N_{sd} = 392,99 \text{ kN}$$

V.5.4.1 Résistance plastique de calcul de section brute

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3830 \times 235}{1,1} = 818,22 \text{ kN}$$

V.5.4.2 Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations

$$N_{u,rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0,9 \times 3350 \times 360}{1,25} = 868,32 \text{ kN}$$

V.5.4.3 Résistance plastique de calcul de section nette

$$N_{pl,rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3350 \times 235}{1,1} = 715,68 \text{ kN}$$

Verification

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min(N_{pl,rd} ; N_{net,rd} ; N_{u,rd})$$

$$N_{sd} \leq \min(818,22 ; 715,68 ; 868,32) \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 392,99 \leq 715,68 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

V.6 Justification de la membrure supérieure et inférieure

On choisit un profilé à chaud en **HEA 240** et on vérifie sa résistance.

V. 6.1 Caractéristiques de la membrure

profilé	section	Dimensions				Caractéristiques géométriques			
		A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³
HEA 240	76,84	230	240	12	7,5	7763	2769	744,6	230,7

Tableau V.4 : Caractéristiques du profilé HEA 240

V.6.2 Efforts Sollicitants

Les efforts sollicitants les plus défavorables calculés par le logiciel **SAP 2000** sont :

- N_{sd} = 656, 93 kN
- V_{sd} = 38, 83 kN
- M_{sd} = 108, 89 kN.m

V.6.3 Classe de la section transversale

V.6.3 .1 Classe de l'âme fléchie

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

$$\frac{164}{7,5} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \quad \Rightarrow \quad 21,86 \leq 72$$

⇒ L'âme est de classe I

V.6.3.2 Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{120}{12} = 10 \leq 10$$

⇒ La semelle est de classe I

Donc, la section globale est de classe I

V.6.3.3 Vérification de la flèche

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

Avec : $\delta = 9\text{mm}$ (calculé par SAP 2000)

$$\delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{2500}{200} = 12,5\text{mm}$$

La flèche est donc vérifiée

V .6.3.4 Condition de résistance

$$V_{PL,Rd} = A_v \times (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{m0}$$

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 2518\text{mm}^2$$

$$\text{D'où: } V_{PL,Rd} = 2518(235/\sqrt{3}) / 1,1 = 310,58 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 38,83 < 50\% V_{PL,Rd}$$

Donc, on ne tient pas compte de l'effet de l'effort tranchant dans la vérification

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{PL,Rd}} \right) + \left(\frac{N_{sd}}{N_{PL,Rd}} \right)^2 \leq 1$$

$$\text{Avec : } M_{PL,Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{744600 \times 235}{1,1} = 159,07 \text{ kN.m}$$

$$N_{PL,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{7684 \times 235}{1,1} = 1641,58 \text{ kN}$$

D'où :

$$\left(\frac{108,89}{159,07} \right) + \left(\frac{656,93}{1641,58} \right)^2 = 0,84 \leq 1$$

La condition est donc vérifiée

V .6.4 Résistance de la poutre au déversement

Le moment résistant de déversement est donné par :

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec : $\beta_w = 1$ (Section de classe 1)

χ_{lt} : est le facteur de réduction pour le déversement

$$\chi_{Lt} = \frac{1}{(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \bar{\lambda}_{Lt}^2})}$$

Avec:
$$\begin{cases} \phi_{Lt} = 0,5[1 + \alpha_{Lt}(\bar{\lambda}_{Lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{Lt}^2] \\ \alpha_{Lt} = 0,21 \text{ (Pour les profilés laminés)} \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[\frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{L \times \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z \times I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \times \left[1 + \frac{L^2 G_{It}}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}}$$

C_1 : Facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement = 1,132

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \cdot 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion = $41,55 \text{ cm}^4$

I_w : Moment d'inertie de gauchissement = $328,5 \times 10^{-3} \text{ cm}^6$

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = 2769 cm^4

$$\lambda_{Lt} = 49,54 \quad ; \quad \lambda_1 = 93,9 \quad \varepsilon = 93,9 \quad ; \quad \bar{\lambda}_{Lt} = \left[\frac{49,54}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 0,53$$

$$\phi_{Lt} = 0,5[1 + 0,21(0,53 - 0,2) + 0,53^2] = 0,67$$

$$\chi_{Lt} = \frac{1}{(0,67 + \sqrt{0,67^2 - 0,53^2})} = 0,93$$

$$M_{brd} = \frac{0,93 \times 744600 \times 235}{1,1} = 147,93 \text{ kN.m} > M_{sd} = 108,89 \text{ kN}$$

V.7 Justification des poteaux

On choisit un profilé à chaud en **HEA 340** et on vérifie sa résistance.

profilé	section	Dimensions				Caractéristiques géométriques			
		A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³
HEA 360	133,5	330	300	16,5	9,5	27690	7436	1850	755,9

Tableau V.5 : Caractéristiques du profilé HEA 340

V. 7.2 Efforts sollicitants

Les efforts sollicitants les plus défavorables calculés par le logiciel (SAP 2000) sont :

- $N_{sd} = 212,61 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 217,69 \text{ kN.m}$

V.7.3 Classe de la section transversale

V.7.3 .1 Classe de l'âme comprimée

$$\frac{d}{t_w} \leq 33\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{243}{9,5} \leq 33 \sqrt{\frac{235}{235}} \quad \Rightarrow \quad 25,57 \leq 33$$

\Rightarrow L'âme est de classe I

V.7.3 .2 Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{150}{16,5} = 9,1 \leq 10$$

\Rightarrow La semelle est de classe I

Donc la section globale est de classe I

V.7.4 Condition de résistance « moment fléchissant+effort normal »

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{PL,Rd}}\right) + \left(\frac{N_{sd}}{N_{PL,Rd}}\right)^2 \leq 1$$

Avec : $M_{PL,Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1850000 \times 235}{1,1} = 395,22 \text{ kN.m}$

$$N_{PL,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{13350 \times 235}{1,1} = 2852,04 \text{ kN}$$

D'où :

$$\left(\frac{217,69}{395,22}\right) + \left(\frac{212,61}{2852,04}\right)^2 = 0,55 \leq 1,00 \text{ (La condition est donc vérifiée)}$$

V.7.4 .1 Résistance au flambement

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec : $N_{b,Rd}$: Résistance au flambement

$$\beta_A = 1 \quad (\text{Pour les sections de classe I})$$

$$\gamma_{m1} = 1,1$$

χ : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\lambda : (\bar{\lambda} / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon$$

λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute 21mm

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{330}{300} = 1,1 < 1,2 \text{mm} \\ t_f = 16,5 \text{mm} < 40 \text{mm} \end{array} \right.$$

Donc les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe a $\longrightarrow \alpha = 0,21$

Axe (z-z) : courbe b $\longrightarrow \alpha = 0,34$

Plan (y-y) :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7L}{14,40} = \frac{0,7 \cdot 1200}{14,40} = 58,33$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,62$$

Plan (z-z) :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,7L}{7,46} = \frac{0,7 \cdot 1200}{7,46} = 112,60$$

$$\bar{\lambda}_z = 1,19$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1,19$$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b :

$$\chi = 0,48$$

D'où : $N_{b,Rd} = 1368,98 \text{ kN}$

$$N_{sd} = 212,61 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 1368,98 \text{ kN}$$

\Rightarrow La condition est vérifiée.

V. 8 Justification des poteaux

On choisit un profilé à chaud en **HEA 260** et on vérifie sa résistance.

V. 8.1 Caractéristiques de la section

profilé	section	Dimensions				Caractéristiques géométriques			
		A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³
HEA 260	86,82	250	240	12,5	7,5	10450	3668	919,8	430,2

Tableau V.6 : Caractéristiques du profilé HEA 260

V. 8.2 Efforts sollicitants

Les efforts sollicitants les plus défavorables calculés par le logiciel (**SAP 2000**) sont :

- N_{sd} = 191,72 kN
- M_{sd} = 135,06 kN.m

V.8.3 Classe de la section transversale

V.8.3 .1 Classe de l'âme comprimée

$$\frac{d}{t_w} \leq 33\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{177}{7,5} \leq 33 \sqrt{\frac{235}{235}} \quad \Rightarrow \quad 23,6 \leq 33 \quad \Rightarrow \quad \text{L'âme est de classe I}$$

V.8.3 .2 Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{120}{12,5} = 9,6 \leq 10 \quad \Rightarrow \quad \text{La semelle est de classe I}$$

Donc, la section globale est de classe I

V.8.4 Condition de résistance

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{PL,Rd}}\right) + \left(\frac{N_{sd}}{N_{PL,Rd}}\right)^2 \leq 1$$

Avec : $M_{PL,Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{919800 \cdot 235}{1,1} = 196,50 \text{ kN.m}$

$$N_{PL,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{8682 \cdot 235}{1,1} = 1854,79 \text{ kN}$$

D'où :

$$\left(\frac{135,06}{196,50}\right) + \left(\frac{191,72}{1854,79}\right)^2 = 0,70 \leq 1,00 \quad (\text{La condition est donc vérifiée})$$

V.8.4 .1 Résistance au flambement

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec : $N_{b,Rd}$: Résistance au flambement

$\beta_A = 1$ (Pour les sections de classe I)

$\gamma_{m1} = 1,1$

χ : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$\bar{\lambda} : (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \text{ } \varepsilon$

λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{250}{260} = 0,96 < 1,2 \\ t_f = 12,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases}$$

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe a $\longrightarrow \alpha = 0,21$

Axe (z-z) : courbe b $\longrightarrow \alpha = 0,34$

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7L}{10,97} = \frac{0,7 \cdot 850}{10,97} = 54,23 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,57$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,7L}{6,50} = \frac{0,7 \cdot 850}{6,50} = 91,53 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,97$$

$$\lambda = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,97$$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b : $\chi = 0,61$

Resistance au flambement

$$D'où : N_{b,Rd} = 1131,42 \text{ kN}$$

$$N_{sd} : 152,17 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 1131,42 \text{ kN}$$

⇒ La condition est vérifiée.

V. 9 Justification des contreventements

On choisit une cornière en **2L70×70×7** et on vérifie sa résistance.

$$N_{c,sd} \leq N_{c,Rd}$$

$$\text{Avec : } N_{c,sd} = 184,79 \text{ kN}$$

V.9.1 Les éléments comprimés**V.9.1.1 Vérification au flambement**

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec : $N_{c,Rd}$: Résistance au flambement

$$\beta_A = 1 \quad (\text{Pour les sections de classe I})$$

$$\gamma_{m1} = 1,1$$

χ : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} : (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon$$

λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 1 \\ t_f = 7 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe b → $\alpha = 0,34$

Axe (z-z) : courbe c → $\alpha = 0,49$

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{1}{4,50} = \frac{425}{4,50} = 94,44 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 1$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{l}{3,04} = \frac{425}{3,04} = 139,80 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 1,49$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1,49$$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement c : d'où $\chi = 0,3145$

Resistance au flambement

$$\text{D'où : } N_{c,Rd} = 257,33 \text{ kN}$$

$$N_{c,sd} = 184,79 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 257,33 \text{ kN}$$

\Rightarrow La condition est vérifiée

V. 9.1.2 Resistance plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{3830,235}{1,1} = 818,23 \text{ kN} > N_{sd} = 184,79 \text{ kN}$$

V.9.2 Les éléments tractés

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$$

Avec : $N_{t,sd} = 166,04 \text{ kN}$ (Calculé par le logiciel SAP 2000)

V. 9.3 Résistance ultime

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{A_{net} \times F_u}{\gamma_{m1}} = 0,9 \frac{3350 \times 360}{1,25} = 868,32 \text{ kN}$$

V. 9.4 Résistance plastique de calcul de la section nette

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3350 \times 235}{1,1} = 715,68 \text{ kN}$$

V. 9.5 Résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3830 \times 235}{1,1} = 818,23 \text{ kN}$$

V.9.6 Vérification

$$\text{Min} (N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}, N_{net,Rd}) = 715,68 \text{ kN} \geq N_{t,sd} = 166,04 \text{ kN}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

V.10 Vérification de la structure à la température

Vu la longueur du long-pan qui dépasse la longueur normalisée de 50,00m (L=78m), il ya lieu de vérifier l'effet de la température réglementaire ($\Delta T = \pm 30^\circ\text{c}$) sur le long-pan en tenant compte des combinaisons des états limites de service ($G \pm 0,6T$).

$$G+0,6T^+ \Rightarrow N_{\max} = 65,47 \text{ kN}$$

$$G+0,6T^- \Rightarrow N_{\max} = 55,01 \text{ kN}$$

- Vérification :

$$N_{\max} = 65,47 \text{ kN} \Rightarrow \frac{N_{sd}}{\frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}} \leq 1,00$$

$$\Rightarrow \frac{65,47}{\frac{2848 \times 235}{1,1}} \leq 1,00$$

$$\Rightarrow 0,11 \leq 1,00 \text{ (condition vérifiée)}$$

Avec A: section brute de la sablière (IPE200)

On remarque que l'influence de la température est minime sur les éléments horizontaux du long-pan vis-à-vis des autres charges.

Chapitre VI : Calcul des assemblages

VI.1 Introduction

Le bon fonctionnement global d'une structure métallique est directement lié à sa conception et particulièrement au calcul des assemblages des pièces qui la composent. Le dispositif d'assemblage assure la solidarisation des pièces entre elles, permet une transmission optimale et une juste répartition des différentes sollicitations de toute nature pouvant affecter la composante structurelle.

VI.2 Liaison poteau-traverse

Cette opération consiste à fixer par soudure une platine à l'extrémité d'une traverse pour permettre son assemblage à l'aile d'un poteau. Chacun de ces deux éléments, destinés à être solidariser l'un à l'autre, est préalablement et symétriquement percé de part et d'autre pour faciliter leur jonction.

Pour assurer une meilleure résistance aux flexions, qui en sont les sollicitations prédominantes, un jarret est installé sous la traverse ce qui permet d'obtenir un bras de levier suffisamment résistant.

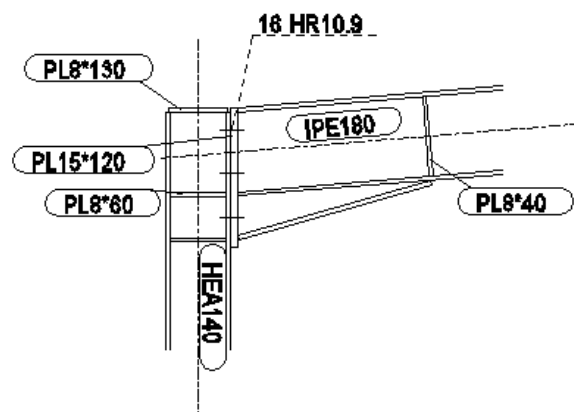


Fig.V.1 Assemblage poteau-traverse

VI.2.1 Efforts Sollicitants

Les efforts sollicitants les plus défavorables calculés par le logiciel (SAP 2000) sont :

- $N_{sd} = 45,46 \text{ kN}$
- $V_{sd} = 24,24 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 33,17 \text{ KN.m}$

Epaisseur de la platine : $e_p = 20 \text{ mm}$

$$18\text{mm} \leq t_{\max} \leq 25\text{mm} \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} a_{\min} = 5\text{mm} \\ a_{\max} = 0,7t = 14\text{mm} \end{cases}$$

On prend un cordon de soudure $a = 10 \text{ mm}$

VI.2.2 Soudure de la platine

VI.2.2.1 Soudure de la semelle tendue

$$N_d = M_{sd} / h + N_{sd} = \frac{33,17 \cdot 10^3}{180} + 45,46 = 229,74 \text{ kN}$$

$$R_S = (0,7 \cdot a\sqrt{2} \cdot L \cdot f_y) / \gamma_{m1}$$

$$= (0,7 \cdot 10\sqrt{2} \cdot 182 \cdot 235) / 1,1 = 384,91 \text{ kN} > 229,74 \text{ kN}$$

⇒ La condition est vérifiée

VI.2.2.2 Soudure de l'âme

$$R_S = (0,7 \times a\sqrt{2} \times L \times f_y) / \gamma_{m1} = (0,7 \times 10\sqrt{2} \times 292 \times 235) / 1,1$$

$$R_S = 617,55 \text{ kN} > V_{sd} = 24,24 \text{ kN}$$

Conclusion : La résistance du cordon de soudure est vérifiée.

VI.2.3 Disposition constructives

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 3 boulons H.R 10.9 de diamètre (φ 16).

Pince longitudinale e₁ :

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$d_0 = \phi + 2 = 18 \text{ mm} \longrightarrow 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$$

On prend e₁ = 60 mm

Pince transversale e₂ :

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$d_0 = \phi + 2 = 18 \text{ mm} \longrightarrow 27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm}$$

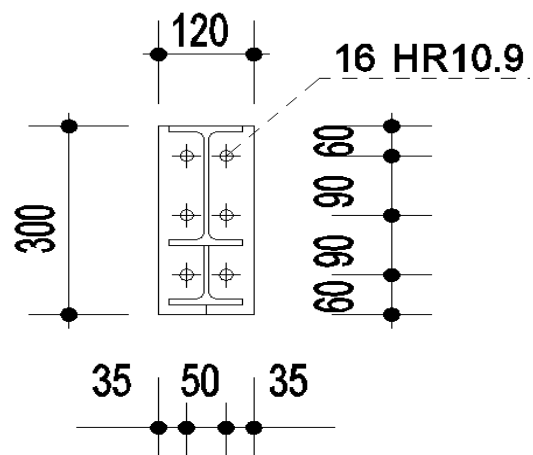


Fig.VI.2 Coupe transversale de l'assemblage

On prend e₂ = 35 mm

VI.2.4 Calcul des boulons sollicités en traction

Les boulons d'assemblage du poteau avec la traverse sont soumis à un effort de traction T_R :

$$T_R = 0,8 \times F_{ub} \times A_s = 0,8 \times 1000 \times 157 = 125,6 \text{ kN}$$

Vérification de la résistance de ces boulons :

$$M_R = 2T_R (0,24 + 0,15 + 0,06) = 113,04 \text{ kN.m} > M_{sd} = 33,17 \text{ kN.m}$$

Les six(6) boulons HR10.9 de diamètre (ϕ 16) sont suffisants pour l'assemblage du poteau à la traverse.

VI.2.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement

$$V_R = 0,4 \times F_{ub} \times A_s = 0,4 \times 1000 \times 157 = 62,8 \text{ kN}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{6} = 4,04 \text{ kN} \leq 50,24 \text{ kN} = \frac{V_R}{\gamma_m} \quad \gamma_m = 1,25 \text{ (facteur de sécurité pour les boulons)}$$

⇒ Condition vérifiée

VI.2.6 Résistance au cisaillement et à la traction

$$\left(\frac{T_{dB}}{T_R}\right)^2 + \left(\frac{V_{dB}}{V_R}\right)^2 \leq 1,00$$

T_{dB} : Effort de traction sollicitant

T_R : Effort résistant du boulon à la traction

V_{dB} : Effort de cisaillement sollicitant

V_R : Effort résistant du boulon en cisaillement

$$\left(\frac{45,46}{125,6}\right)^2 + \left(\frac{24,24}{62,8}\right)^2 \leq 1,00$$

⇒ $0,28 \leq 1$ Condition vérifiée

VI.2.7 Vérification de la pression diamétrale

$$L_R = 2,4 F_u \times d \times t = 2,4 \times 360 \times 16 \times 8,5$$

$$= 117,50 \text{ kN}$$

$$V_d = 4,04 \text{ kN} \leq \frac{117,5}{1,25} = 94 \text{ kN}$$

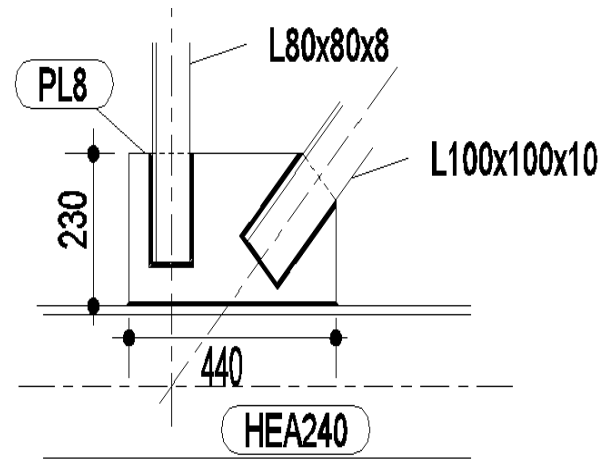
VI.2.8 Assemblages des diagonales

L'effort maximum à prendre en considération : $N_{sd}=392,99\text{kN}$

Epaisseur du gousset : $e_p=8\text{mm}$

$$t_{\max} \leq 17\text{mm} \rightarrow \begin{cases} a_{\min} = 4\text{mm} \\ a_{\max} = 0,7t = 7\text{mm} \end{cases}$$

On prend un cordon de soudure : $a = 5\text{mm}$



VI.2.8.1 Résistance ultime de la section de la gorge

$$R_w = 0,5 \times F_{ue} \times a \times l$$

Fig.VI.3 Assemblage d'une poutre en treillis.

F_{ue} : Résistance à la traction du métal de soudure

a : épaisseur de la soudure

l : longueur du cordon d'angle considéré

$$R_w = 0,5 \times 360 \times 5 \times 580 = 522\text{kN}$$

VI.8.2.2 Résistance ultime de la section de contact

$$R_s = 0,7 \times F_y \times S \times l$$

$$S = a\sqrt{2}$$

F_y = limite d'élasticité de l'acier des pièces assemblées

$$\sum l = (240 \times 2) + 100 = 580\text{mm}$$

$$R_s = 0,7 \times 235 \times 5\sqrt{2} \times 580 = 674,65\text{kN}$$

$$N_{sd} \leq \min \frac{(R_w, R_s)}{\gamma_r} = \frac{522}{1,1}$$

$$= 474,55\text{kN} \geq N_{sd} = 392,99\text{kN}$$

⇒ Condition vérifiée

VI.3 Liaison poteau-ferme

VI.3.1 Efforts Sollicitants

Les efforts sollicitants les plus défavorables calculés par le logiciel (**SAP 2000**) sont :

- $N_{sd} = 56,69 \text{ kN}$
- $V_{sd} = 27,65 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 55,40 \text{ kN.m}$

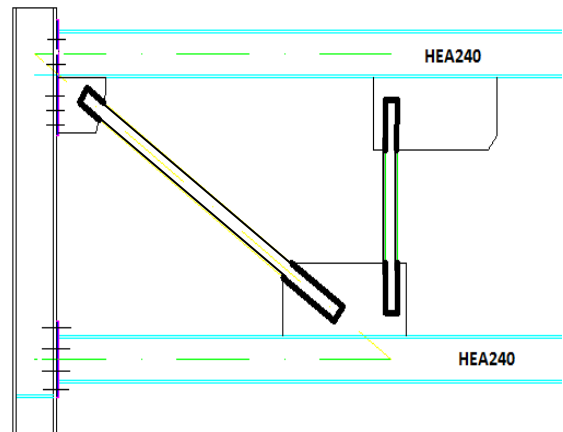


Fig.VI.4 Assemblage poteau-ferme

Epaisseur de la platine : $e_p = 20 \text{ mm}$

$$18\text{mm} \leq t_{\max} \leq 25\text{mm} \longrightarrow \begin{cases} a_{\min} = 5\text{mm} \\ a_{\max} = 0,7t = 14\text{mm} \end{cases}$$

On prend un cordon de soudure $a = 10 \text{ mm}$

VI.3.2 Soudure de la platine

VI.3.2.1 Soudure de la semelle tendue

$$N_d = M_{sd} / h + N_{sd} = \frac{55,40 \cdot 10^3}{230} + 56,69 = 297,55 \text{ kN}$$

$$R_S = (0,7 \cdot a\sqrt{2} \cdot L \cdot f_y) / \gamma_{m1}$$

$$= (0,7 \cdot 10\sqrt{2} \cdot 480 \cdot 235) / 1,1 = 1015,15 \text{ kN} > 297,55 \text{ kN}$$

⇒ La condition est vérifiée

VI.3.2.2 Soudure de l'âme

$$R_S = (0,7 \times a\sqrt{2} \times L \times f_y) / \gamma_{m1} = (0,7 \times 10\sqrt{2} \times 460 \times 235) / 1,1$$

$$R_S = 972,85 \text{ kN} > V_{sd} = 27,65 \text{ kN}$$

Conclusion : La résistance du cordon de soudure est vérifiée.

VI.3.3 Disposition constructive

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 5 boulons H.R 10.9 de diamètre ($\phi 16$).

Pince longitudinale e_1 :

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$d_0 = \phi + 2 = 18 \text{ mm} \longrightarrow 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$$

On prend $e_1 = 60 \text{ mm}$

Pince transversale e_2 :

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$d_0 = \phi + 2 = 18 \text{ mm} \longrightarrow 27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm}$$

On prend $e_2 = 80 \text{ mm}$

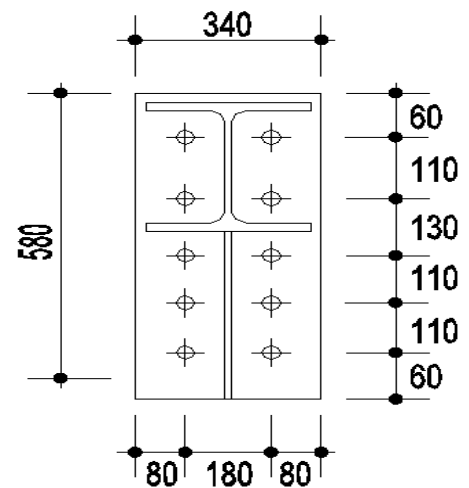


Fig. VI.5 Coupe transversale de l'assemblage

VI.3.4 Calcul des boulons sollicités en traction

Les boulons d'assemblage du poteau avec la traverse sont soumis à un effort de traction T_R :

$$T_R = 0,8 \times F_{ub} \times A_s = 0,8 \times 1000 \times 157 = 125,6 \text{ kN}$$

Vérification de la résistance de ces boulons :

$$M_R = 2T_R (0,52 + 0,41 + 0,28 + 0,18 + 0,06) = 364,24 \text{ kN.m} > M_{sd} = 55,40 \text{ kN.m}$$

Les six (10) boulons HR10.9 de diamètre ($\phi 16$) sont suffisants pour l'assemblage du poteau à la traverse.

VI.3.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement

$$V_R = 0,4 \times F_{ub} \times A_s = 0,4 \times 1000 \times 157 = 62,8 \text{ kN}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{10} = 2,76 \text{ kN} \leq 50,24 \text{ kN} = \frac{V_R}{\gamma_m} \quad \gamma_m = 1,25 \text{ (facteur de sécurité pour les boulons)}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

VI.3.6 Résistance au cisaillement et à la traction

$$\left(\frac{T_{dB}}{T_R}\right)^2 + \left(\frac{V_{dB}}{V_R}\right)^2 \leq 1,00$$

T_{dB} : Effort de traction sollicitant

T_R : Effort résistant du boulon à la traction

V_{dB} : Effort de cisaillement sollicitant

V_R : Effort résistant du boulon en cisaillement

$$\left(\frac{56,69}{125,6}\right)^2 + \left(\frac{27,65}{62,8}\right)^2 \leq 1,00$$

$\Rightarrow 0,40 \leq 1$ Condition vérifiée

VI.3.7 Vérification de la pression diamétrale

$$L_R = 2,4 F_u \times d \times t = 2,4 \times 360 \times 16 \times 16,5$$

$$= 228,09 \text{ kN}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{10} = 2,76 \text{ kN} \leq \frac{228,09}{1,25} = 182,47 \text{ kN}$$

(condition vérifiée)

VI.4 Assemblage par couvre joint

VI.4.1 Boulons

- Vérification au cisaillement

$$V_R = 0,5 \times f_{ub} \times A$$

$$= 0,5 \times 1000 \times 201 = 100,5 \text{ kN}$$

$$= 100,5 \text{ kN}$$

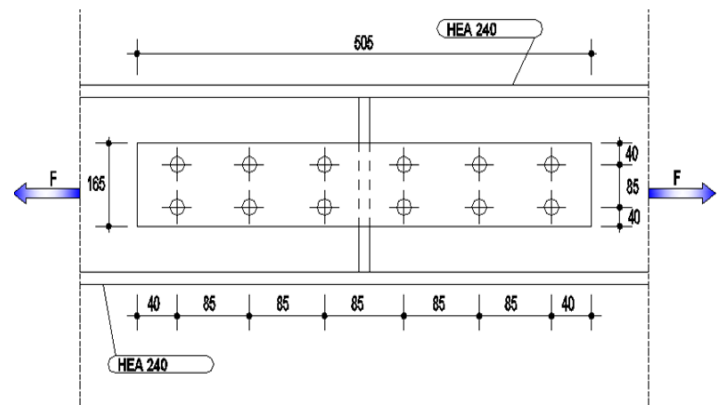


Fig .VI.6 Assemblage par couvre joint

12 sections de boulons cisailées par la force F (2 sections \times 6 boulons)

$$\frac{F}{12} \leq \frac{V_R}{\gamma_R}$$

$$\Rightarrow \frac{184,17}{12} = 15,34 \text{ kN} \leq \frac{100,5}{1,25} = 80,4 \text{ kN}$$

Donc, les boulons sont vérifiés au cisaillement.

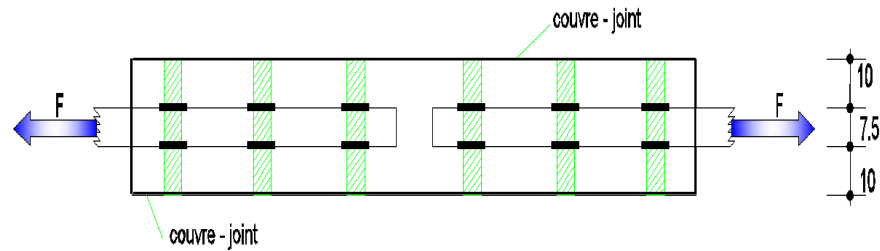


Fig.VI.7 Coupe longitudinale d'un assemblage par couvre joint

- **Vérification de la pression diamétrale**

$$L_{R1} = \frac{1}{\gamma_R} \times \left(\frac{e_1}{d}\right) \times f_u \times d \times t_1$$

$$L_{R1} = \frac{1}{1,25} \times \frac{40}{16} \times 360 \times 16 \times 7,5 = 86,4 \text{ kN}$$

$$L_{R2} = \frac{1}{\gamma_R} \times \left(\frac{e_1}{d}\right) \times f_u \times d \times t_2$$

$$= \frac{1}{1,25} \times \frac{40}{16} \times 360 \times 16 \times 10 = 115,20 \text{ kN}$$

$$\frac{F}{6} \leq L_{R1} \Rightarrow \frac{184,17}{6} = 30,70 \text{ kN} \leq L_{R1} = 86,4 \text{ kN}$$

$$\frac{F/2}{6} \leq L_{R2} \Rightarrow \frac{92,35}{6} = 15,39 \text{ kN} \leq L_{R2} = 115,20 \text{ kN}$$

VI.4.2 Pièces assemblées

- **Tirant**

$$F_R = f_y \times \frac{A}{\gamma_m} = 235 \times \frac{7,5 \times 165}{1,25} = 232,65 \text{ kN} > F = 184,17 \text{ kN}$$

$$F_{Rn} = f_u \times \frac{A_n}{\gamma_m} = 360 \times \frac{(165 \times 7,5 - 2 \times 16 \times 7,5)}{1,25} = 287,28 \text{ kN} > F = 184,17 \text{ kN}$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} A_n: \text{section nette} \\ A: \text{section brute} \end{array} \right.$

- **Couvre joint**

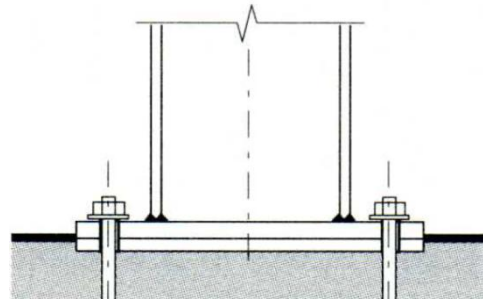
$$F_R = f_y \times \frac{A}{\gamma_m} = 235 \times \frac{10 \times 165}{1,25} = 310,2 \text{ kN} > F/2 = 92,08 \text{ kN}$$

$$F_{Rn} = f_u \times \frac{A_n}{\gamma_m} = 360 \times \frac{(165 \times 10 - 2 \times 16 \times 10)}{1,25} = 383,04 \text{ kN} > F/2 = 92,08 \text{ kN}$$

L'assemblage tirant, couvre joint est vérifié

VI.5 Les pieds de poteaux

Pour maintenir sans danger le pied du poteau au sol, ce dernier est solidement encasté à la semelle par utilisation d'un ensemble d'éléments : une plaque d'assise, un scellement rempli de mortier de calage, des boulons d'ancrage, une fondation en béton, une bêche de cisaillement en I, une plaque de positionnement/nivellement en acier, une cavité à remplir de mortier après avoir positionné le poteau,



une armature de fondation. Ce dispositif permet de contrebalancer l'effort vertical de compression et de soulèvement induit par la détermination de toutes les combinaisons possibles de cas de charges et de déterminer avec précision le moment fléchissant et de choisir l'option la plus défavorable.

VI.5.1 Dimensionnement de la plaque d'assise

Constituée d'un plat rectangulaire en acier, la plaque d'assise est destinée à maintenir solidement le poteau à l'armature de fondation. Pour ce faire, elle est soudée par le biais d'un cordon de soudure à la base du poteau sur tout le contour de la section transversale du profilé.

VI.5.1.1 Cordons de soudure

Semelle : $a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 16,5 = 11,55 \text{ mm} \rightarrow$ On prend $a_s = 20 \text{ mm}$

Ame : $a_a = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 9,5 = 6,65 \text{ mm} \rightarrow$ On prend $a_s = 10 \text{ mm}$

La plaque d'assise en acier de nuance (Fe 360) : $f_{y=235} \text{ N / mm}^2$

Fondation en béton de classe C25 / 30 : $f_{ck} = 25 \text{ N / mm}^2$

- Résistance du béton à la compression : $f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c$
- Béton : $\gamma_c = 1,5$
- f_{ck} : classe de béton
- $\alpha = 1$

La résistance de calcul du béton devient : $f_{cd} = 25 / 1,5 = 16,7 \text{ N / mm}^2$

➤ Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement

La valeur du coefficient du matériau de scellement est $\beta_j = 2 / 3$

Les dimensions de la fondation étant inconnues, On prend $\alpha = 1,5$

$$F_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd} = 16,7 \text{ N / mm}^2$$

➤ **Estimation de l'aire de la plaque d'assise**

Une estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des valeurs suivante :

$$A_{C0} = \frac{1}{h \times b} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 \quad ; \quad A_{C0} = \frac{1}{330.300} \left(\frac{486030}{16,7} \right)^2 = 8555,75 \text{ mm}^2$$

$$A_{C0} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} \quad ; \quad A_{C0} = \frac{486030}{16,7} = 29103,59 \text{ mm}^2$$

Avec : $N_{sd} = 486,03 \text{ kN}$ (calculé par SAP 2000)

(h, b : Dimensions du poteau)

Les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise sont choisies comme suit :

$$b_b > b + 2t_f = 300 + 2 \times 16,5 = 333 \text{ mm}$$

$$h_b > h + 2t_f = 330 + 2 \times 16,5 = 363 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \quad b_b = 400 \text{ mm} \quad \quad \quad h_b = 540 \text{ mm}$$

Ce qui donne $A_{C0} = 216000 \text{ mm}^2$

➤ **Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise**

Calcul de la largeur d'appui additionnel C

$$C = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4Ac}}{2A}$$

Avec : $A = 2$

$$B = -(b - t_w + h) = -(300 - 9,5 + 330) = -620,5 \text{ mm}$$

$$C = \frac{0,5 \times N_{sd}}{F_{jd}} - (2 \times b \times t_f + 4 \times t_f^2 + 0,5h \times t_w - t_f \times t_w) = 2152,04$$

La largeur additionnelle est de :

$$C = \frac{620,5 - \sqrt{620,5^2 - 4.2(2152,04)}}{2.2} = 3,51 \text{ mm}$$

➤ **Détermination de l'épaisseur minimale requise de la plaque d'assise**

$$t_p \geq \frac{C}{\sqrt{f_y / (3 \times f_{jd} \times \gamma_m)}} = 1,70 \text{ mm}$$

L'épaisseur de la platine de pied de poteau, est aussi proportionnelle aux dimensions du poteau correspondant, et du cordon de soudure de l'assemblage.

L'épaisseur de calcul est faible et pour des raisons pratiques, on opte pour une épaisseur $t=20\text{mm}$.

Remarque : Vu que l'effort de compression N_{sd} est faible, ce qui nous donne une valeur petite de la largeur additionnelle C , on procède d'une autre manière pour calculer la largeur additionnelle C

➤ **Calcul de la largeur d'appui additionnel C**

En posant $t= 20\text{mm}$ comme épaisseur de la plaque d'assise.

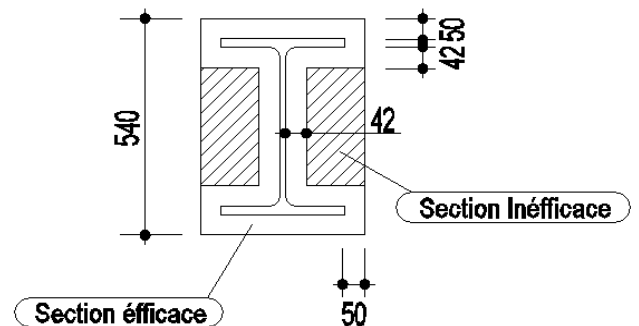
$$C=t \left(\frac{f_y}{3 \times f_{jd} \times \gamma_M} \right)^{0,5} = 20 \left(\frac{235}{3 \times 16,7 \times 1,1} \right)^{0,5}$$

$$= 41,30\text{mm}$$

On prend :

$$C = 42\text{mm}$$

$$\beta_c=50\text{mm}(\text{Le débord de la plaque d'assise})$$



➤ **Calcul de la section efficace A_{eff}**

$$A_{eff} = 2 \times (b + 2 \times \beta_c) \times (C + \beta_c + t_f) + (h - 2C - 2t_f) \times (2 \times C + t_w)$$

$$A_{eff} = 2 \times (300 + 2 \times 50) \times (42 + 50 + 16,5) + (330 - 2 \times 42 - 2 \times 16,5) \times (2 \times 42 + 9,5)$$

$$A_{eff} = 106715,5\text{mm}^2$$

VI.5.1.2 Calcul de la résistance à l'effort axial

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

Avec : $N_{Rd} = A_{eff} \times F_{jd}$

$$N_{Rd} = 106715,5 \times 16,7 \times 10^{-3} = 1782,15 \text{ kN} > 486,03\text{kN}$$

VI.5.1.3 Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant

Calcul du moment résistant M_{Rd} :
$$M_{Rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6 \times \gamma_{M0}}$$

$$M_{Rd} = \frac{20^2 \times 235}{6 \times 1,1} = 14,24\text{kN mm}$$

VI.5.1.4 Calcul du moment de flexion M_{Sd}

$$M_{Sd} = \frac{\left(\frac{c^2}{2}\right) \times N_{Sd}}{A_{eff}} = \frac{\left(\frac{42^2}{2}\right) \times 486,03}{106715,5} = 4,02 \text{ kN} \cdot \text{mm} < M_{Rd} = 14,24 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

VI.5.1.5 Vérification de la résistance au cisaillement de la plaque d'assise

$$V_{sd} \leq F_{vRd}$$

Avec : $F_{vRd} = c_f \times N_{sd}$

c_f : Le coefficient de frottement entre plaque d'assise et couche de scellement est égal à 0,2

$$F_{vRd} = c_f \times N_{sd} = 0,2 \times 486,03 = 97,20 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 107,03 \text{ kN} \geq F_{vRd} = 97,20 \text{ kN}$$

⇒ Condition non vérifiée

Remarque : La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée. Les tiges d'ancrage vont donc reprendre l'effort de cisaillement qu'il faut vérifier en conséquence.

Nous allons le faire dans le chapitre (Etudes des ancrages et des fondations).

Chapitre VII : Calculs des ancrages et des fondations

VII.1 Les tiges d'ancrage

Les tiges d'ancrage doivent être mises en place, si cela s'avère nécessaire, afin de résister aux différentes actions de calcul. Elles doivent être dimensionnées pour résister convenablement à la traction due aux forces de soulèvement éventuel et aux moments de flexion.

Les tiges d'ancrage doivent être disposées dans la fondation par crochets ou butées, par l'intermédiaire d'une plaque de type rondelle ou par toute autre pièce noyée dans le béton et assurant une répartition adéquate des efforts.

- | | |
|---|------------------------------|
| 1-Poteau en I | 2-Plaque d'assise |
| 3-Scellement de calage | 4-Boulon d'ancrage |
| 5-Fondation en béton | 6-Bêche de cisaillement en I |
| 7-Nivellement en acier | 9-Armature de la fondation |
| 8-Cavité à remplir de mortier après avoir positionné le poteau. | |

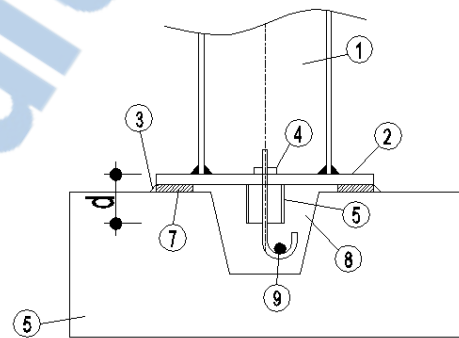


Fig. VII.1 pied de poteau avec bêche de cisaillement

VII.2 Vérification des tiges d'ancrage

$$N_a = 0,1 \times \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \times (L_1 + 6,4r + 3,5 L_2) \geq \frac{N}{4} \dots \dots \dots (1)$$

Avec : N_a : Effort admissible par tige.

$N = 407,44 \text{ kN}$ (Effort de soulèvement dû aux efforts du vent sous la combinaison 1,35G+1,5W1)

$$g_c = 350 \text{ Kg/m}^3$$

$$r = 3\phi \quad ; \quad L_2 = 2\phi \quad ; \quad L_1 = 20\phi$$

ϕ : Diamètre de la tige lisse.

d_1 : Distance entre la tige et la paroi la plus proche

($d_1 = 70 \text{ cm}$).

En remplaçant les valeurs dans l'équation (1) on obtient :

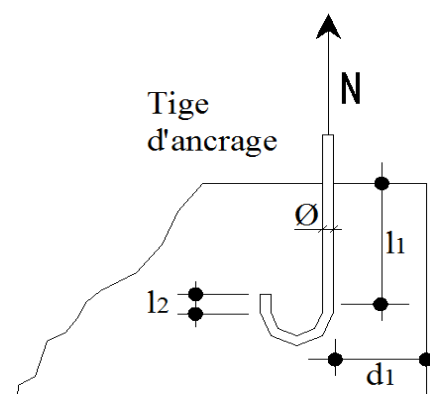


Fig. VII.2 Les caractéristiques des tiges d'ancrage

$$(1) \Leftrightarrow 15,94\phi^2 - 316,3\phi - 1018,6 \geq 0$$

$$\Leftrightarrow \phi = 22,66 \text{ mm}$$

\Leftrightarrow On choisit alors 4 tiges d'un diamètre $\phi 30$.

VII.2.1 Condition d'équilibre selon le code BAEL

$$\frac{N}{4} \leq F_a = \pi \times \tau_{su} \times \phi \times L_1$$

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \times \varphi^2 \times f_{tj}$. (φ : Coefficient de scellement droit, pour les lisses, $\varphi=1$.)

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1^2 \times 2 \times 1 = 1,26 \text{ MPa}$$

D'où : $F_a = 3,14 \times 1,26 \times 30 \times 20 \times 30$

$$F_a = 71215,2 \text{ daN} \gg \frac{N}{4} = 1018,86 \text{ daN. (Condition vérifiée.)}$$

VII.2.2 Résistance des tiges d'ancrage au cisaillement

On vérifie que la condition suivante est satisfaite

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

Avec : $F_{v,rd} = F_{f,rd} + N_b \times F_{vb,rd}$

- $F_{f,rd}$: Résistance de calcul par frottement en présence d'un effort axial de compression N_{sd} dans le béton .

$$F_{f,rd} = 0,2 N_{sd}$$

- $F_{vb,rd}$: Résistance de calcul d'une tige d'ancrage au cisaillement .

$$F_{vb,rd} = \frac{\alpha_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m2}}$$

$$\phi 30 \text{ mm} \longrightarrow A_s = 561 \text{ mm}^2$$

$$\alpha_{cb} = 0,44 - 0,0003 f_{yb} \quad 235 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$$

- N_b : Nombre de tige située dans l'assemblage = 4

Application numérique :

$$F_{vb,rd} = \frac{0,37 \times 400 \times 561}{1,25} = 66,42 \text{ kN} .$$

$$F_{f,rd} = 0,2 \times 486,03 = 97,206 \text{ kN} .$$

$$F_{v,rd} = 97,206 + (4 \times 66,42) = 362,88 \text{ kN} \geq V_{sd} = 107,7 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

Remarque :

Bien que normalement le pied du poteau 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.

VII.3 Calcul des fondations

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol. Elles transmettent les charges de la superstructure au sol. C'est pourquoi elles constituent une partie très importante puisque, leur bonne conception et de réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble de la structure.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage à construire.
- La capacité portante admissible de terrain.
- La facilité de réalisation.

Mais on se limitera dans notre projet sur le choix du type de la fondation conditionné par la contrainte admissible du sol et sa nature, la capacité portante du sol étant de **2,0 bars**, (d'après le rapport géotechnique)

On choisit des semelles isolées comme type de fondation utilisé dans notre projet

Chaque semelle est supposée soumise à un effort normal de soulèvement.

Charges à prendre en considération

Effort	ELU Poteau HEA340	ELS Poteau HEA340	ELU Poteau HEA260	ELS Poteau HEA260
Intermédiaire	N= 241,14kN	N= 486,03kN	N=152,17 kN	N= 166,58kN
Centrale	N= 239,53kN	N= 211,43kN	N=89,65 kN	N= 84,15kN
D'angle	N= 79,48kN	N= 310,85kN	N=55,85 kN	N= 160,28kN

Tableau VII .1 Charges appliquées sur les fondations

VII .3.1 Dimensionnement de la semelle intermédiaire « Poteau HEA340 »

$$a=b=55\text{cm} \quad \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = A=B$$

On a: $\overline{\sigma}_{\text{sol}} < \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{N_s}{A \times B} \quad A \cdot B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} \dots\dots\dots (1)$$

$$(1) \Leftrightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{486,03}{200}} = 1,56 \text{ m}$$

On prend $A= 1,60 \text{ m}$ et $B = 1,60 \text{ m}$

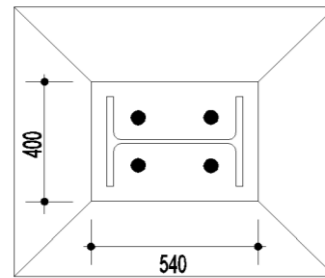


Fig. VII.3 Les dimensions de la plaque d’assise

VII .3.1.1 Détermination de d et h

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A - a$$

$$\Rightarrow \frac{1,6-0,55}{4} \leq d \leq 1,6 - 0,5$$

$$\Rightarrow 0,26 \leq d \leq 1,05\text{m}$$

Donc on prend : $d= 55 \text{ cm}$

$$h = d+5 = 55+ 5 = 60\text{cm}$$

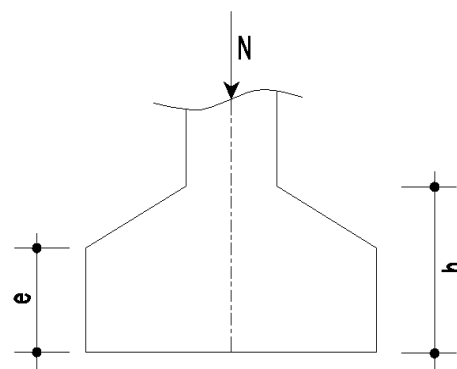


Fig VII.4 Semelle isolée soumise à un effort normal

VII .3.1.2 Calcul du ferrailage

- À ELU :

$$A_U = \frac{N_U \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82\text{MPa}$

$$N_U = 241,14\text{kN} \quad (\text{Calculé par SAP 2000})$$

$$A_U = \frac{241,14 \times 10^{-3} \times (1,6-0,55)}{8 \times 0,55 \times 347,82} = 1,65 \text{ cm}^2$$

- À ELS :

$$A_S = \frac{N_S \times (A-a)}{8 \times d \times \overline{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Avec : $\overline{\sigma_{sol}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n \times f_{c28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$

$N_S = 486,03 \text{ kN}$ (Calculé par SAP 2000)

$$A_S = \frac{486,03 \cdot 10^{-3} (1,6 - 0,55)}{8,055 \cdot 201,63} = 5,75 \text{ cm}^2$$

Conclusion : Nous avons $A_s > A_u$ donc on prend un ferrailage de $8T12 = 9,05 \text{ cm}^2$

VII .3.1.3 Détermination de la hauteur du patin 'e'

$$e \geq \max (6\phi + 6 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$\Rightarrow e \geq \max (13,2 ; 15 \text{ cm})$ donc on prend $e = 20 \text{ cm}$

VII .3.1.4 Calcul de l'espacement

$$s_t = \frac{1,6 - 0,20}{7} = 0,22 \text{ m}$$

On prend $s_t = 20 \text{ cm}$

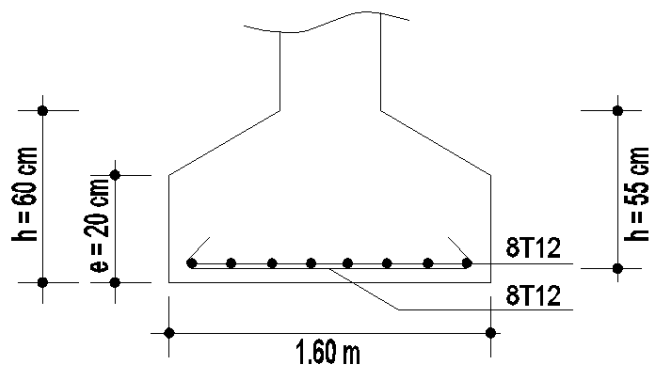


Fig. VII. 5 Ferrailage des semelles isolées(HEA340).

VII .3.2 Calcul des longrines

Les longrines sont des éléments d'infrastructure qui ont pour rôle de relier les semelles .Elles sont sollicitées par un effort normal de traction.

Selon le RPA 99 version 2003, les dimensions minimales sont de $(25 \times 30) \text{ cm}^2$.

Donc, on prend des longrines de dimensions $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

Avec : (S3 = Catégorie du sol)

Les longrines, ou le dispositif équivalent, doivent être calculées pour résister à la traction sous 20 kN . L'action d'une force est égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

Avec :

N : Est la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarités

$\alpha = 12$ selon la catégorie du site

- **Calcul du ferrailage**

À ELU :

$$N_u = 49,75 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad F_u = \frac{49,75}{12} = 4,14 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{F_u}{\sigma_{st}} \quad ; \quad \text{avec } \sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0,12 \text{ cm}^2$$

À ELS :

$N_s = 141,53 \text{ kN}$ (Calculé par SAP2000)

$$F_s = \frac{141,53}{12} = 0,0117 \text{ MN}$$

$$A_{st} = \frac{F_s}{\sigma_{sol}} \quad ; \quad \text{avec } \sigma_{sol} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0,58 \text{ cm}^2$$

Le RPA 99 version 2003 exige un ferrailage minimum 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au $\min(20 \text{ cm}, 15\phi)$

$$A_{\min} = 0,6\% (30 \times 35) = 6,30 \text{ cm}^2$$

On prend $A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$

- **Calcul des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}, \phi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{35}{35}, 12 \text{ mm}, \frac{30}{10} \right) \quad \text{avec : } \phi_t \leq 12 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

- **Calcul de l'espacement des cadres**

Le RPA 99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser $s_t \leq (20 \text{ cm}, 15\phi)$

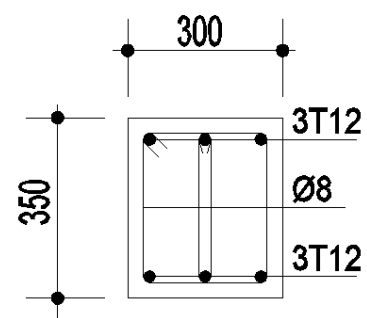


Fig. VII.6 Ferrailage des longrines

- ❖ **Zone nodale :**
 $S_t=10\text{cm}$
- ❖ **Zone courante :**
 $S_t=15\text{cm}$

VII .3. 3 Dimensionnement de la semelle d'angle « Poteau HEA340 »

$a=b=55\text{cm}$ $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = A=B$

On a: $\overline{\sigma}_{sol} < \sigma_{sol}$

$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A.B}$

$A \times B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots (1)$

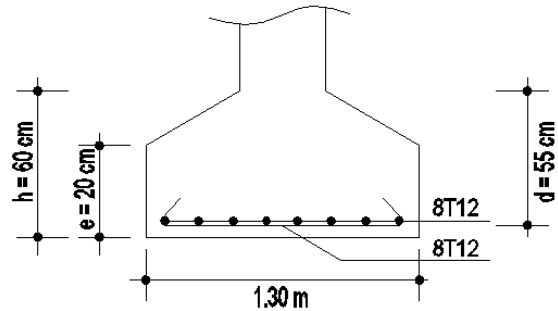


Fig.VII.7 Ferrailage des semelles d'angle (HEA340).

(1) $\Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{310,85}{200}} = 1,24 \text{ m}$

On prend $A= 1, 30 \text{ m}$ et $B = 1,30 \text{ m}$

VII .3.3.1 Détermination de d et h

$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A - a \Rightarrow \frac{1,3-0,55}{4} \leq d \leq 1,3 -0,55$

$\Rightarrow 0,19 \leq d \leq 0,75\text{m}$

Donc on prend : $d= 50 \text{ cm}$

$h=d+5 = 50+ 5 = 55\text{cm}$

VII .3.3.2 Calcul du ferrailage

- **À ELU :**

$A_U = \frac{N_U \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82\text{MPa}$

$N_U = 79,48\text{kN}$ (Calculé par SAP 2000)

$A_U = \frac{79,48 \times 10^{-3} \times (1,3-0,55)}{8 \times 0,50 \times 347,82} = 0,43 \text{ cm}^2$

- À ELS :

$$A_S = \frac{N_S \times (A-a)}{8 \times d \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

Avec : $\overline{\sigma_{sol}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{c28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$

$$N_S = 310,85 \text{ kN (Calculé par SAP 2000)}$$

$$A_S = \frac{310,85 \times 10^{-3} (1,3 - 0,55)}{8 \times 0,50 \times 201,63} = 2,89 \text{ cm}^2$$

Nous avons $A_S > A_u$ donc on prend un ferrailage de 6T12 = 6,79 cm²

VII .3.3.3 Détermination de la hauteur du patin 'e'

$$e \geq \max (6\phi + 6\text{cm}, 15\text{cm})$$

$$\Rightarrow e \geq \max (13,2, 15\text{cm}) \text{ donc on prend } e = 20 \text{ cm}$$

VII .3.3.4 Calcul de l'espacement

$$s_t = \frac{1,3 - 0,20}{5} = 0,22\text{m}$$

On prend $s_t = 20\text{cm}$

VII .3. 4 Dimensionnement de la semelle centrale « Poteau HEA340»

$$a=b=55\text{cm} \quad \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = A=B$$

On a: $\sigma_{sol} < \overline{\sigma_{sol}}$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_S}{A \cdot B}$$

$$A \times B \geq \frac{N_S}{\overline{\sigma_{sol}}} \dots\dots\dots(1)$$

$$(1) \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_S}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{211,39}{200}} = 1,03 \text{ m}$$

On prend $A = 1,30 \text{ m}$ et $B = 1,30 \text{ m}$

VII .3.4.1 Détermination de d et h

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A-a \Rightarrow \frac{1,3-0,55}{4} \leq d \leq 1,3-0,55$$

$$\Rightarrow 0,19 \leq d \leq 0,75\text{m}$$

Donc on prend : $d = 50 \text{ cm}$

$$h = d + 5 = 50 + 5 = 55 \text{ cm}$$

VII .3.4.2 Calcul du ferrailage

- À ELU :

$$A_U = \frac{N_U \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$

$$N_U = 239,38 \text{ kN (Calculé par SAP 2000)}$$

$$A_U = \frac{239,38 \times 10^{-3} \times (1,3 - 0,55)}{8 \times 0,50 \times 347,82} = 1,29 \text{ cm}^2$$

- À ELS :

$$A_S = \frac{N_S \times (A - a)}{8 \times d \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

Avec : $\overline{\sigma_{sol}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n \times f_{c28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$

$$N_S = 211,43 \text{ kN}$$

$$A_S = \frac{211,43 \times 10^{-3} \times (1,3 - 0,55)}{8 \times 0,50 \times 201,63} = 1,97 \text{ cm}^2$$

Nous avons $A_S > A_U$ donc on prend un ferrailage de 5T12 = 5,65 cm²

VII .3.4.3 Détermination de la hauteur du patin 'e'

$$e \geq \max (6\phi + 6 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow e \geq \max (13,2, 15 \text{ cm}) \text{ donc on prend } e = 20 \text{ cm}$$

VII .3.4.4 Calcul de l'espacement

$$s_t = \frac{1,3 - 0,20}{4} = 0,28 \text{ m}$$

$$\text{On prend } s_t = 30 \text{ cm}$$

VII .3.5 Dimensionnement de la semelle intermédiaire « Poteau HEA260 »

$$a = b = 50 \text{ cm} \quad \text{avec} \quad \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = A = B$$

$$\text{On a:} \quad \sigma_{sol} < \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B}$$

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots (1)$$

$$(1) \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{166,58}{200}} = 0,91 \text{ m}$$

On prend A= 1 m et B = 1 m

VII .3.5.1 Détermination de d et h

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A - a \Rightarrow \frac{1-0,50}{4} \leq d \leq 1 - 0,5$$

$$\Rightarrow 0,13 \leq d \leq 0,5 \text{ m}$$

Donc on prend : d= 35 cm

$$h=d+5 = 35+ 5 = 40 \text{ cm}$$

VII .3.5.2 Calcul du ferrailage

- À ELU :

$$A_U = \frac{N_U \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$

$$N_U = 152,17 \text{ kN}$$

$$A_U = \frac{152,17 \cdot 10^{-3} \cdot (1-0,5)}{8 \cdot 0,35 \cdot 347,82} = 0,78 \text{ cm}^2$$

- À ELS :

$$A_S = \frac{N_S \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{sol}}$$

Avec : $\overline{\sigma_{sol}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{c28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$

$$N_S = 211,43 \text{ kN}$$

$$A_S = \frac{166,58 \times 10^{-3} \cdot (1-0,5)}{8 \times 0,35 \times 201,63} = 1,48 \text{ cm}^2$$

Nous avons $A_S > A_U$, donc on prend un ferrailage de 5T12 = 5,65 cm².

VII .3.5.3 Détermination de la hauteur du patin 'e'

$$e \geq \max (6\phi+6\text{cm}, 15\text{cm})$$

$$\Rightarrow e \geq \max (13,2, 15\text{cm}) \text{ donc on prend } e = 20 \text{ cm}$$

VII .3.5.4 Calcul de l'espacement

$$s_t = \frac{1-0,20}{4} = 0,2\text{m}$$

On prend $s_t = 20\text{cm}$

VII .3.6 Dimensionnement de la semelle d'angle « Poteau HEA260 »

$$a=b=50\text{cm} \quad \text{avec} \quad \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = A=B$$

$$\text{On a:} \quad \sigma_{\text{sol}} < \overline{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{N_s}{A.B}$$

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{\text{sol}}} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$(1) \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma}_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{160,28}{200}} = 0,90 \text{ m}$$

On prend $A = 1,00 \text{ m}$ et $B = 1,00 \text{ m}$

VII .3.6.1 Détermination de d et h

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A-a \Rightarrow \frac{1-0,50}{4} \leq d \leq 1-0,5$$

$$\Rightarrow 0,13 \leq d \leq 0,5\text{m}$$

Donc on prend : $d = 35 \text{ cm}$

$$h = d + 5 = 35 + 5 = 40\text{cm}$$

VII .3.6.2 Calcul du ferrailage

- À ELU : $A_U = \frac{N_U \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{\text{st}}}$

$$\text{Avec :} \quad \sigma_{\text{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82\text{MPa}$$

$$N_U = 55,85\text{kN} \text{ (Calculé par SAP 2000)}$$

$$A_U = \frac{55,85 \times 10^{-3} \times (1-0,5)}{8 \times 0,35 \times 347,82} = 0,28 \text{ cm}^2$$

- À ELS : $A_S = \frac{N_S \times (A-a)}{8 \times d \times \overline{\sigma}_{sol}}$

Avec : $\overline{\sigma}_{sol} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{c28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$

$$N_S = 160,28 \text{ kN (Calculé par SAP 2000)}$$

$$A_S = \frac{160,28 \times 10^{-3} \times (1-0,5)}{8 \times 0,35 \times 201,63} = 1,42 \text{ cm}^2$$

Nous avons $A_S > A_U$ donc on prend un ferrailage de 5T12 = 5,65 cm²

VII .3.6.3 Détermination de la hauteur du patin 'e'

$$e \geq \max (6\emptyset + 6 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow e \geq \max (13,2, 15 \text{ cm}) \text{ donc on prend } e = 20 \text{ cm}$$

VII .3.6.4 Calcul de l'espacement

$$s_t = \frac{1-0,20}{4} = 0,2 \text{ m}$$

On prend $s_t = 20 \text{ cm}$

Chapitre VIII : Protection et entretien de la structure

VIII.1 Introduction

Les constructions métalliques, quelles qu'elles soient, représentent des risques de dommages importants en cas de non entretien ou de mauvaise pose. Leur principal ennemi est alors la corrosion ainsi que les incendies (action accidentelle).

VIII.2 Resistance au feu

L'incendie fait partie des situations de risque, auquel les bâtiments peuvent être exposés pendant leur durée de service. Les mesures de protection sont exigées pour tous les bâtiments quel que soit le matériau de la structure porteuse. Elles peuvent paraître importantes pour les structures métalliques ; car de nos jours, l'utilisation des éléments en acier devient de plus en plus courante dans les constructions. Or, en matière de résistance au feu, l'acier, bien que matériau incombustible, voit ses caractéristiques mécaniques s'amoinrir lorsque la température augmente.

La résistance au feu indique le temps durant lequel, lors d'un feu, un élément de construction (paroi, poteau, poutre) conserve ses propriétés physique et mécanique.

Ainsi les structures métalliques non protégées atteignent des valeurs de résistance au feu de 30min. Elles nécessitent donc une protection adéquate contre l'incendie car, en matière de résistance au feu, aucune méthode de calcul n'existe actuellement pour permettre aux ingénieurs de vérifier de manière simplifiée la tenue au feu des éléments en acier le cas échéant.

Aucune industrie du domaine de la construction n'a autant investi que la filière acier pour connaître, améliorer en continu et maîtriser le comportement au feu des composants du système de construction. Ainsi, plusieurs techniques furent proposées, notamment le refroidissement par eau ou les peintures intumescentes, qui restent les plus utilisées.

- **Les peintures intumescentes**

Ce sont des produits thermoplastiques qui gonflent sous l'action de la chaleur pour former une mousse microporeuse isolante. Elle protège les supports des flammes, limite la propagation de l'incendie et retarde l'élévation de la température des matériaux. Elles ne modifient pas les dimensions externes des structures métalliques et permettent de conserver l'ossature sans augmenter son poids, tout en conservant le côté esthétique.

La problématique de l'incendie ne doit pas être traitée une fois l'étude du projet réalisée, mais doit être intégrée dans la conception du bâtiment.

VIII.3 La corrosion

La corrosion désigne l'altération d'un matériel par réaction chimique avec un oxydant. La lutte contre la corrosion et le vieillissement dans le domaine du bâtiment est très importante en terme de sécurité, d'économie de matériaux et d'allongement des cycles de vies.

Les composants en acier ordinaire, contrairement à d'autres matériaux de construction, ne comportent que rarement des surfaces laissées à l'état brut. Pour garantir la durabilité, les ingénieurs optent pour un système de prévention :

- Soit par revêtement anticorrosion.
- Soit par l'emploi de l'acier inoxydable.
- Soit par peinture étanche.

Par contre, si la structure est installée dans un local fermé (cas de piscine), l'humidité relative de l'air joue un rôle très important.

En effet, sans traitement d'air adapté, un climat de serre s'installe en peu de temps. La vapeur d'eau est emprisonnée, l'air se sature progressivement et la vapeur se condense sur les parois froides, ce qui entraîne une augmentation du degré hygrométrique de l'air ambiant, influant sur les occupants et entraînant, surtout de graves incidences sur les matériaux de construction (corrosion, moisissures).

Pour prévenir une détérioration du bâtiment, la déshumidification en particulier est préconisée.

En effet, en utilisant un déshumidificateur, l'humidité est extraite par des pompes à chaleur et des récupérateurs. La chaleur, ainsi extraite de l'air, est mélangée à l'air sec et réinjectée dans la piscine. En général, ce cycle est suffisant pour maintenir la température ambiante à niveau et pour récupérer l'énergie calorifique supplémentaire pour le chauffage de l'eau du bassin.

Le but du déshumidificateur n'est pas d'obtenir « un air sec » mais plutôt pour maintenir une hygrométrie dite de confort (60-70%) et surtout pour protéger la structure contre les dommages de l'humidité.



Fig. VIII.1 Déshumidificateur de type 16 /32

- **Le calcul du taux d'humidité à l'intérieur de la piscine**

L'évaporation se calcule selon la formule suivante :

$$W = \varepsilon \times A \times (p_B - p_L) \text{ (g/h)}$$

Avec : A : Superficie du bassin (m²)

P_B : Pression de la vapeur saturante à la température de l'eau (hPa)

P_L : Pression de la vapeur partielle à la température de l'air (hPa)

ε : Facteur empirique = 5(surface non agité)

=15 (piscine privée peu utilisée)

= 20 (piscine à fréquentation normale)

= 28(centre tropical)

= 35(bassin à vagues)

Renouvellement d'air nécessaire :

La quantité d'air atmosphérique nécessaire à l'élimination de l'évaporation se calcule comme suit :

$$m_L = \frac{m_w}{(X_a - X_i) \times \rho}$$

Avec m_L : Masse volumique du flux d'air atmosphérique.

X_a : Humidité absolue de l'air atmosphérique.

X_i : Humidité absolue de l'air ambiant.

m_w : Masse volumique, condensât.

- L'humidité absolue de l'air atmosphérique (X_a) varie, selon la saison, entre 11-12g/kg maximum en été et 2-3 g/kg en hiver.

En pratique, on peut fixer X_a à 9g/kg .

- Par ailleurs, les risques de problèmes d'humidité étant rares en été, on pourra pendant cette période tolérer un X_i légèrement supérieur à la norme de référence.

AN : Dimensions du bassin = 20m×50m = 1000m²

Température de l'eau : 28°C ⇒ P_B = 37,8 hpa

Température de l'air : 30°C ⇒ P_L = 25,45hpa

Taux d'humidité, air ambiant X_i = 14,9g/kg

Taux d'humidité, air atmosphérique X_a = 9,0 g/kg

Densité de l'air ρ = 1,175 kg/m³

Evaporation $W = 20 \times 1000 (37,8 - 25,45) = 247 \text{ kg/m}^3$

$$\text{Renouvellement nécessaire} = \frac{247}{(14,9 - 9) \times 1,175 \times 3600} = 9,90 \text{ m}^3 / \text{sec}$$

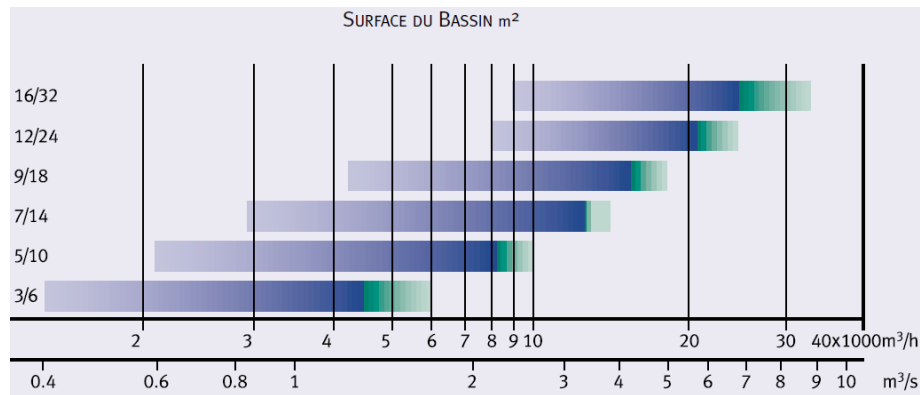


Fig.VIII.2 Le choix du déshumidificateur

Dans le cas ici analysé, le modèle 16 /32 serait le mieux adapté.

Recommandé par la norme VDI-2089 (norme Européenne), qui détermine les données nécessaires au dimensionnement des bassins de natation couverts.

- **Caractéristiques et avantages**

- ✓ Système de commande facile à utiliser pour la gestion de la demande de haute qualité, avec la surveillance et le contrôle de la température, de l'humidité et de la consommation d'énergie automatique.
- ✓ Spécialement conçu pour résister à l'environnement agressif.

- ✓ Unités de ventilation pour les piscines avec échangeurs thermiques à flux croisés ou échangeurs thermiques rotatifs en combinaison avec une pompe à chaleur pour récupération thermique, refroidissement et déshumidification.

Remarque

Maintenir sa piscine saine et transparente est une étape obligatoire pour se baigner dans une eau sans bactérie. Une bonne qualité d'eau dans une piscine est essentielle afin de préserver la santé des baigneurs aussi que la structure. Pour cela, des produits d'entretien sont utilisés ; notamment le chlore qui est fréquemment utilisé et reste peu coûteux ; néanmoins, il présente un grand inconvénient puisqu'il participe avec le temps à la dégradation de la structure, entraînant la corrosion de la charpente métallique qui finit par rouiller à long terme.

Pour essayer d'éviter ce phénomène, d'autres techniques d'assainissement furent proposées afin de réduire ou d'éliminer l'utilisation du chlore qui peut être contraignant pour les baigneurs (irritation des yeux et de la peau) et le maintien de la structure.

Solutions :

Le rayonnement UV : un appareil de désinfection UV est installé sur le circuit de filtration, les bactéries, virus et algues sont soumis au traitement UV sans chlore, ils seront détruits par le rayonnement UV.

Par ionisation : le traitement par ionisation consiste à libérer de faibles quantités de cuivre et d'argent dans l'eau de la piscine, les ions cuivre détruisent les algues, et les ions argent désinfectent et éliminent les bactéries.

L'ionisation d'une piscine permet notamment de réduire l'utilisation de chlore de 80% (diminution d'odeur de chlore, d'irritation de la peau, ainsi qu'une structure saine).s

Conclusion

Il est facile, voir aisée, d'« échafauder » sur papier un plan le plus parfait et de présenter un projet théorique le plus « beau » du monde, encore faut-il que cela soit concrètement réalisable sur le terrain et que tous les éléments soient entièrement réunis.

Chaque cas est spécifique dans sa conception et sa réalisation, ce qui implique à ce titre un traitement spécifique tenant compte de tous les facteurs endogènes et exogènes. Il est indéniable que, d'une manière générale, dans n'importe quelle discipline bien définie, la formation de l'homme n'est jamais complète et reste toujours à parfaire.

Notoirement, il est connu et reconnu que l'être humain est un éternel insatisfait et qu'il cherche en permanence à améliorer ses connaissances et les ouvrages qu'il sera amené à réaliser. Cet état d'esprit ouvre la voie à l'innovation, le perfectionnement et la maîtrise des sujets à traiter.

Néanmoins, dans l'absolu, ceci n'est pas suffisant. Il importe d'abord et avant tout d'aimer son métier, de le pratiquer avec sagacité, clairvoyance et pragmatisme, ce qui nécessite en sus une panoplie de qualités telles que l'esprit d'équipe, le sens du commandement, l'honnêteté intellectuelle, le sens de l'écoute et une disponibilité à toute épreuve.

Notre modeste projet de fin d'études, indéniablement perfectible, consiste à présenter, dans son aspect théorique, la réalisation d'une piscine olympique dont l'ossature est essentiellement composée de deux blocs en charpente métallique.

Ce travail nous a permis de mettre en pratique l'enseignement acquis et d'approfondir davantage nos connaissances en analyse et calcul de structure, tant ceux obtenus par l'utilisation de logiciels que ceux issus des vérifications et dimensionnements manuels.

Ce projet nous a ainsi donné l'occasion de nous familiariser avec les différents outils informatiques utilisés dans la profession (SAP 2000, Autocad, Teckla) et de maîtriser les différentes dispositions légales et réglementaires régissant les principes et les concepts de calcul d'ouvrages dans le domaine du bâtiment et de la construction.

L'expérience obtenue à partir du projet proposé a été très instructive dans la mesure où elle nous a permis, grâce au stage pratique effectué sur site, de sortir de l'environnement théorique pour être confronté à une situation professionnelle réelle et de nous impliquer, d'une manière directe, au fonctionnement d'une affaire.

Nous espérons avoir été à la hauteur de nos modestes prétentions et que cet humble travail servira comme point de départ à d'autres travaux qui pourront l'enrichir, l'améliorer et le compléter.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

CHARGES ET SURCHARGES (DTR B.C 2.2) ministère de l'habitat et de l'urbanisme (ALGERIE).

COURBON.J & THEILLOUT.J (2006) TECHNIQUE DE L'INGENIEUR, traité construction ; École nationale des ponts et chaussées (PARIS).

LAHLOU.D(2012) CALCUL DES ELEMENT DE CONSTRUCTION METALLIQUE SELON L'EUROCODE3 (Office Des Publication Universitaire).

Lahlou. D (CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS D'UNE CONSTRUCTION METALLIQUE) : Office des Publications Universitaires (Algérie) 2009.

MANFRED.A & CRISINEL(2001) CHARPENTE METALLIQUE, CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES HALLES ET BATIMENT (volume11), presses polytechniques et universitaires romandes ; CH-1015 LAUSANNE.

MANFRED.A & ROLF.B(1994) CONTRUCTION METALLIQUE, NOTIONS FONDAMENTALES ET METHODES DE DIMENSIONNEMENT (volume 10).

MOREL.J(2005) STRUCTURES METALLIQUES SELON L'EUROCODE3 (Université de LYON).

REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM97 » ministère de l'habitat et de l'urbanisme,(ALGERIE).

REGLES NEIGE ET VENT « RNV99 » (DTR .C2-4.7) ministère de l'habitat et de l'urbanisme.

REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA99 VERSION 2003 » ministère de l'habitat et de l'urbanisme.

REGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES OUVRAGES ET DES CONSTRUCTIONS EN BETON ARME suivant la méthode des états limites « BAE91 » ministère de l'habitat et de l'urbanisme.

TIMOCHENKO.S (1968) RESISTANCE DES MATERIAUX (TOME2).

LE CALCUL DU TAUX D'HUMIDITE A L'INTERIEUR DE LA PISCINE : (2007),
www.geco.fr - www.thermexcel.com