

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	1
I. GENERALITES	2
I.1 Introduction	2
I.1.1 Avantages	2
I.1.2 Inconvénients	2
I.2 Présentation du projet	2
I.3 Données concernant le site	3
I.4 Description de l'ouvrage	4
I.5. Règlements utilises	4
I.6 Logiciels utilisés	4
I.7 Matériaux utilisés	4
I.7.1 L'acier de construction	4
I.7.2 Le béton	5
I.8 Les assemblages	5
I.8.1 Le boulonnage	5
I.8.2 Le soudage	5
II EVALUATION DES CHARGES	6
II.1 Introduction	6
II.2 Charges permanentes	6
II.3 Charges d'exploitation	6
II.4 Charges climatiques	7
II.4.1 Effet de La neige	7
II.4.2 Effet du vent	9
II.4.3 Forces de frottement	18

III DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE	20
III.1 Introduction	20
III.2 Étude des éléments secondaires	20
III.2.1 Calcul des chéneaux	20
III.2.2 Caractéristiques de la tôle de couverture	21
III.2.3 Calcul des pannes de couverture	22
III.2.4 Calcul des liernes	30
III.2.5 Calcul de l'échantignolle	32
III.2.6 Calcul des lisses de bardage	37
III.2.7 Calcul des potelets	43
III.3 Étude des éléments porteurs	49
III.3.1 Introduction	49
III.3.2 Justification de la traverse de lanterneau (IPE220)	49
III.3.3 Justification du potelet de lanterneau (HEA160)	53
III.3.4 Justification de la traverse (IPE360)	55
III.3.5 Justification du poteau (HEA300)	58
IV ETUDE SISMIQUE ET ANALYSE DYNAMIQUE	61
IV.1 Introduction	61
IV.2 Principe de la méthode	61
IV.3 Spectre de réponse de calcul	61
IV.4 Analyse dynamique de la structure	63
IV.4.1 Modélisation de la structure	63
IV.4.2 Analyse modale	64
IV.5 Vérification de la structure	65
IV .5 .1 Caractéristiques dynamiques de la structure	65
IV .5 .2 Vérification de la période fondamentale de la structure	66
IV .5 .3 Vérification de la force sismique à la base	66

IV .5 .4 Vérification des déplacements	67
V ETUDE DES ASSEMBLAGES	68
V.1 Introduction	68
V.2 Liaison Poteau-Traverse (HEA300-IPE360)	68
V.2.1 Efforts sollicitant	69
V.2.2 Soudure de la platine	69
V.2.3 Disposition constructives	70
V.2.4 Calcul des boulons sollicités en traction	71
V.2.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement	71
V.2.6 Vérification de la pression diamétrale	71
V.3 Liaison Traverse-Traverse (IPE 360-IPE360)	71
V.3.1 Efforts sollicitant	72
V.3.2 Soudure de la platine	72
V.3.3 Disposition constructives	73
V.3.4 Calcul des boulons sollicités en traction	74
V.3.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement	74
V.3.6 Vérification de la pression diamétrale	74
V.4 Liaison Potelet de lanterneau-Traverse principale (HEA160-IPE360)	74
V.4.1 Efforts sollicitant	74
V.4.2 Soudure de la platine	75
V.4.3 Disposition constructives	75
V.4.4 Calcul des boulons sollicités en traction	76
V.4.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement	77
V.4.6 Vérification de la pression diamétrale	77
V.5 Liaison Potelet lanterneau –Traverse lanterneau (HEA160-IPE220)	77
V.5.1 Efforts sollicitant	78
V.5.2 Soudure de la platine	78
V.5.3 Disposition constructives	79

V.5.4 Calcul des boulons sollicités en traction	79
V.5.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement	79
V.5.6 Vérification de la pression diamétrale	80
V.6 Liaison Traverse -Traverse de lanterneau (IPE220-IPE220)	80
V.6.1 Efforts sollicitant	80
V.6.2 Soudure de la platine	81
V.6.3 Disposition constructives	81
V.6.4 Calcul des boulons sollicités en traction	82
V.6.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement	82
V.6.6 Vérification de la pression diamétrale	82
VI ETUDE DE L'IFRASTRUCTURE	83
VI.1 Calcul des pieds de poteaux	83
VI.1.1 Introduction	83
VI.1.2 Effort sollicitant	84
VI.1.3 Dimensionnement de la plaque d'assise	84
VI.1.4 Vérification de la contrainte de compression sur la semelle	84
VI.1.5 Vérification de tige d'ancrage	85
VI.1.6 Condition d'équilibre du BAEL	85
VI.2 Calcul des fondations	86
VI.2.1 Introduction	86
VI.2.2 Effort sollicitant	86
VI.2.3 Dimensionnement de semelle	86
VI.2.4 Vérification des contraintes	87
VI.2.5 Vérification de la stabilité au renversement	87
VI.2.6 Calcul du ferrailage	87
VI.3 Calcul des longrines.	91
VI.3.1 Dimensionnement des longrines	91
VI.3.2 Calcul du ferrailage	91

VI.3.3 Vérification de condition de non fragilité	92
VI.3.4 Calcul d'armatures transversales	92
VI.3.5 Calcul d'espacement des cadres	92
VII PROTECTION DE LA STRUCTURE	93
VII.1 Introduction	93
VII.2 La corrosion	93
VII.2.1 Protection par peinture	93
VII.2.2 protection par zinc	93
VII.3 Le feu	93
VII.3.1 Protection par peinture intumescente	94
VII.3.2 Protection par produit projeté	95
VII.4 Conclusion	97
CONCLUSION GENERALE	98

LISTE DES TABLEAUX

TAB. II.1	Pressions sur les parois verticales - Direction V1(AB) et V3(CD) du vent	17
TAB. II.2	Pressions sur la toiture – Directions du vent de chaque versant	17
TAB. II.3	Pressions sur les parois verticales - Direction V2(AD) et V4(BC) du vent	17
TAB. II.4	Pressions sur la toiture – Directions du vent (versant 1)	17
TAB. II.5	Pressions sur la toiture – Directions du vent (versant 2&3)	18
TAB. II.6	Pressions sur la toiture – Directions du vent (versant 4)	18
TAB. II.7	Force de frottement du vent	19
TAB.III.1	caractéristiques du profilé IPE160	26
TAB.III.2	caractéristiques du profilé UAP130	39
TAB.III.3	caractéristiques du profilé IPE240	44
TAB.III.4	caractéristiques du profilé IPE220	49
TAB.III.5	caractéristiques du profilé HEA160	53
TAB.III.6	caractéristiques du profilé IPE360	55
TAB.III.7	caractéristiques du profilé HEA300	58
TAB.IV.1	Facteur de qualité	62
TAB.IV.2	Éléments structuraux constituant la structure	63
TAB.IV.3	Caractéristiques dynamiques de la structure	65
TAB.IV.4	Résultante des forces sismiques à la base	67
TAB.IV.5	Déplacements relatifs dans le sens (x-x)	67
TAB.IV.6	Déplacements relatifs dans le sens (y-y)	67
TAB.VI.1	Récapitulatif des efforts M et N	86
TAB.VI.2	Récapitulatif des résultats de la semelle ❶	89
TAB.VI.3	Récapitulatif des résultats de la semelle ❷	90
TAB.VI.4	Récapitulatif des résultats de la semelle ❸	90
TAB.VII.1	Épaisseur de PROMATECT pour profilés exposés à 470°C	96
TAB.VII.2	Épaisseurs de PRMATECT pour les éléments de la structure	97

LISTE DES FIGURES

Fig. I.1	Localisation du marché	3
Fig. I.2	Vue en 3D du marché	3
Fig. II.1	Vent sur la structure	10
Fig. II.2	Répartition des pressions sur les parois Verticales - Direction du V1(AB), V3(CD)	14
Fig. II.3	Répartition des pressions sur la toiture-Direction du vent chaque versant	14
Fig. II.4	Répartition des pressions sur les parois Verticales - Direction du V2(AC), V4(BD)	15
Fig. II.5	Répartition des pressions sur la toiture-Direction du vent 0° (Versant 1)	15
Fig. II.6	Répartition des pressions sur la toiture-Direction du vent 0° (Versant 2 et 3)	16
Fig. II.7	Répartition des pressions sur la toiture-Direction du vent 0° (Versant 4)	16
Fig. III.1	Chéneau d'eau	20
Fig. III.2	Coupe transversale	20
Fig. III.3	Moignon cylindrique	20
Fig. III.4	Tôle nervurée	21
Fig. III.5	Schéma statique de la couverture	23
Fig. III.6	Coupe transversale des liernes	30
Fig. III.7	Vue en 3D de l'échantignolle	32
Fig. III.8	Échantignolle	36
Fig. III.9	Cordon de soudure	36
Fig. III.10	Coupe longitudinal de la lisse de bardage	37
Fig. III.11	Coupe transversal de la lisse de bardage	37
Fig. III.12	Fixation de lisse avec cornière par boulon d'attache	41
Fig. III.13	Fixation de lisse avec poteau par soudure	42
Fig. IV.1	Spectre de réponse	64

Fig. V.1	3D d'assemblage poteau - traverse (HEA300 – IPE360)	68
Fig. V.2	Détail d'assemblage poteau - traverse (HEA300 – IPE360)	68
Fig. V.3	3D d'assemblage traverse - traverse (IPE360– IPE360)	72
Fig. V.4	Détail d'assemblage traverse - traverse (IPE360 – IPE360)	72
Fig.V.5	Détail d'assemblage Potelet de lanterneau -Traverse principale	74
Fig. V.6	3D d'assemblage Potelet lanterneau –Traverse lanterneau (HEA160-IPE220)	77
Fig.V.7	Détail d'assemblage Potelet lanterneau –Traverse lanterneau	77
Fig. V.8	3D d'assemblage Traverse -Traverse de lanterneau (IPE220-IPE220)	80
Fig. V.9	Détail d'assemblage Traverse -Traverse de lanterneau (IPE220-IPE220)	80
Fig. VI.1	3D de la jonction poteau-fondation	83
Fig. VI.2	Détail de jonction poteau-fondation	83
Fig. VI.3	Ferraillage de la semelle ❶	89
Fig. VI.4	Ferraillage de la semelle ❷	90
Fig. VI.5	Ferraillage de la semelle ❸	91
Fig.VII.1	Protection par système intumescent	94
Fig.VII.2	Protection du profilé par plaque en plâtre	95
Fig.VII.3	Protection du profilé par plaque PROMATECT	97

LISTE DES NOTATIONS

- 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 : Coefficient de pression ;
C_e : Coefficient d'exposition ;
C_d : Coefficient dynamique ;
E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ;
G : Module d'élasticité transversale de l'acier ;
G : Charge permanente ;
I : Moment d'inertie ;
K : Coefficient d'encastrement ou de Rigidité poteaux/Poutre ;
K₀ : Coefficient de flambement ;
K_T : Facteur de terrain ;
L : Longueur ;
M_{Sd} : Moment fléchissant ;
M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise ;
M_{pl} : Moment plastique ;
M_{Cr} : Moment critique ;
M_{sd} : Valeur de calcul du moment fléchissant ;
M_{b,Rd} : Valeur de calcul de la résistance au déversement ;
N_{pl,Rd} : Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute ;
N_{b,Rd} : Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement ;
N_{Sd} : Effort normal ;
N_{t,sd} : Effort normal de traction ;
N_{c,sd} : Effort normal de compression ;
N_{pl} : Effort normal plastique ;
N_{c,Rd} : Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression uniforme ;
Q : Charge d'exploitation ;
R : Coefficient de comportement de la structure ;
S : Surface ;
S : La charge de la neige ;
S_k : La charge de la neige sur le sol ;
V_{Sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant ;
V_{pl,Rd} : Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement ;



V_k	: Effort tranchant d'étage au niveau « k » ;
$V_{réf}$: Vitesse de référence du vent ;
W_{el}	: Module de résistance élastique ;
W_{pl}	: Module de résistance plastique ;
W	: Poids de la structure
d	: Diamètre d'une section circulaire ;
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 ;
r	: Rayon d'une section circulaire ;
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 ;
z_{min}	: Hauteur minimale ;
χ	: Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié ;
β	: Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ;
β_w	: Facteur de corrélation ;
β_M	: Facteur de moment uniforme équivalent ;
γ_M	: Coefficient de sécurité ;
	: Élancement ;
$\overline{\lambda}_{LT}$: Élancement de déversement ;
α	: Facteur d'imperfection ;
\emptyset	: Rotation ;
\emptyset_{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 F_i ;
Δ_k	: Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » ;
μ	: coefficient de forme de la charge de neige ;

INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil à l'Université Abou Bekr Belkaid « Tlemcen », nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE). Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien.

Il s'agit d'un marché couvert composée de deux halls en charpente métallique à maghnia wilaya de « TLEMEN ».

Les ossatures métalliques se distinguent par certains avantages tel que : la légèreté, le montage rapide et la facilité des transformations, c'est la raison pour laquelle ce hall a été conçu en charpente métallique. Ce pendant ce matériau présente aussi quelques inconvénients qui sont principalement la corrosion et sa faible résistance au feu qui sont abordés dans ce projet.

Notre travail contient plusieurs chapitres. Après l'introduction :

- ✓ Le premier chapitre présente l'ouvrage.
- ✓ Le deuxième chapitre, l'évaluation des charges permanentes, d'exploitations selon le règlement Algérien charges et surcharges et aussi les charges climatiques (neige et vent) selon le « RNV99 »
- ✓ Le troisième chapitre est le dimensionnement des éléments de la structure secondaire et porteurs selon le « CCM97 ».
- ✓ le quatrième chapitre, l'étude dynamique et sismique du bâtiment selon le « RPA99 » pour choisir le système de contreventement a fin d'assurer la stabilité de la structure en utilisant le logiciel « sap2000V12 ».
- ✓ Le cinquième chapitre consiste à étudier les différents assemblages métalliques de la structure selon le « CCM97 ».
- ✓ le sixième chapitre traite l'étude de l'infrastructure selon le « BAEL91 ».
- ✓ Enfin dans le septième chapitre, les systèmes de protections de la structure sont présentés.

Notre mémoire est finalisé par une conclusion générale.

I.1 INTRODUCTION :

L'acier présente plusieurs avantages, c'est pourquoi il a peu à peu remplacé les vieux matériaux de construction comme le béton armé durant le dernier siècle dans les nouvelles structures, et a permis d'aller de plus en plus en hauteur, ainsi de réaliser différentes formes tout en gardant une bonne stabilité ; toute fois chaque matériau présente aussi des inconvénients.

Les avantages et inconvénients de l'acier sont présentés ci-dessus.

I.1.1 Avantages :

- ✓ Préfabrication intégrale du bâtiment en atelier avec une haute précision et la rapidité du montage sur chantier.
- ✓ En raison de la légèreté, les éléments du bâtiment peuvent être transportés aisément voir même exportés.
- ✓ La grande résistance de l'acier à la traction offre la possibilité de franchir de grandes portées.
- ✓ Grâce à sa ductilité, l'acier possède une bonne résistance aux forces sismiques.
- ✓ Transformations, adaptations, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont facilement réalisables.
- ✓ Possibilités architecturales plus étendues qu'en béton.

I.1.2 Inconvénients :

L'acier présente deux inconvénients majeurs :

- ✓ sa corrodabilité et sa faible résistance au feu du fait qu'il perd sa résistance et s'écroule rapidement sous une température relativement élevée.

I.2 PRÉSENTATION DU PROJET :

Ce projet de fin d'étude qui nous a été confié par l'**APC MAGHНИЯ** de la Wilaya de Tlemcen, consiste en l'étude d'un marché couvert.

Le projet est implanté dans la Daïra de Maghnia, Wilaya de Tlemcen « **Zone I** de faible sismicité selon la classification de l'RPA 99/Version 2003 »

Le terrain de bâtiment est plat avec une surface de **792.54 m²**, le bâtiment est constitué de deux hangars chaque hangar a double versant avec lanterneau.

I.3 DONNÉES CONCERNANT LE SITE :

Le site choisi pour la réalisation du nouveau marché couvert est un ancien site qui abritait des constructions avec 5 à 7 mètres de dénivelée.

Le sol est meuble avec une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 1.8$ bars

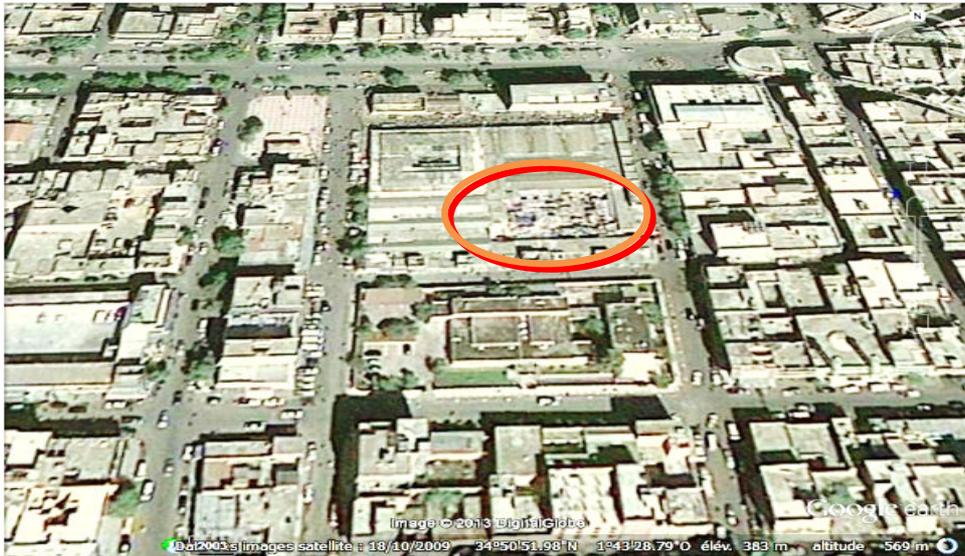


Fig.I.1 Localisation du marché

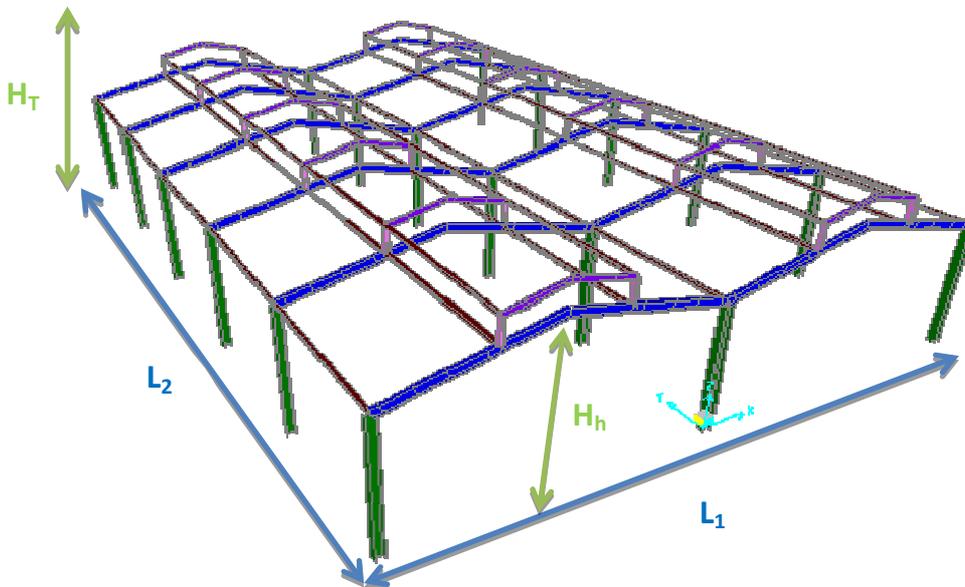


Fig. I.2 Vue en 3D du marché

I.4 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :

Le marché à une forme en plan rectangulaire de dimension : 23,8m × 33,3m, elle est composée de 2 parties chacune a une dimension de : 11,9 m × 33,3m, il est entouré par des locaux commerciaux.

Les données géométriques de l'ouvrage sont :

- La hauteur totale du bâtiment : $H_T = 9.08\text{m}$.
- La largeur de la structure : $L_1 = 33,3\text{ m}$.
- La longueur de la structure : $L_2 = 23,8\text{ m}$.
- La hauteur des hangars : $H_h = 7.85\text{ m}$.
- La hauteur de lanterneau : $H_l = 1.23\text{ m}$.
- La pente de versant : **28%**

I.5. RÈGLEMENTS UTILISES :

- CCM97 : Règles de calcul des constructions en acier.
- DTR C2.2 : Document technique règlement charges permanentes et d'exploitation.
- RPA99 : Règles parasismiques algériennes version 2003.
- BAEL91 : Béton armé aux états limite.
- RNV99 : Règles définissant les effets de la neige et du vent.

I.6 LOGICIELS UTILISÉS :

- SAP2000 V12
- Auto CAD 2009 V14.
- ROBOT

I.7 MATÉRIAUX UTILISÉS :

I.7.1. L'acier de construction :

L'acier est un matériau par transformation qui associe le fer et le charbon dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition.

- Nuance d'acier : S235.
- La limite élastique : $f_y = 235\text{ MPa}$.
- La résistance à la traction : $f_u = 360\text{ MPa}$.
- La masse volumique : $\rho = 7850\text{ Kg/m}^3$
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000\text{ MPa}$.
- Module d'élasticité transversale : $G = 84000\text{ MPa}$.

I.7.2. Le béton :

C'est un matériau constitué par le mélange de ciment avec granulats (sable et pierre) et de l'eau, tous ces composants interviennent dans la résistance du mélange (béton), on utilise ce matériau à cause de sa résistance à la compression mieux qu'à l'effort de traction.

Ces caractéristiques sont :

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$
- Poids volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/ m}^3$
- Module d'élasticité : $E = 14000 \text{ MPa}$.

I.8 LES ASSEMBLAGES :

Les principaux modes d'assemblages sont :

I.8.1 Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour notre cas on a utilisé les boulons de haute résistance (HR) classe 10.9 pour les assemblages rigides des portiques auto stable Les boulons HR comprennent une tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

I.8.2 Le soudage :

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport, ce dernier sert de liant entre les deux pièces à assembler.

II.1 INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation et des effets climatiques. Ces derniers 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 CHARGES PERMANENTES :

Les efforts permanents sollicitant la structure sont le poids mort des éléments Structuraux, Ils sont donnés dans les documents techniques fournis par le fournisseur.

➤ Bardage

- Tôle nervurée TN40 0,11 KN/m²

➤ Toiture

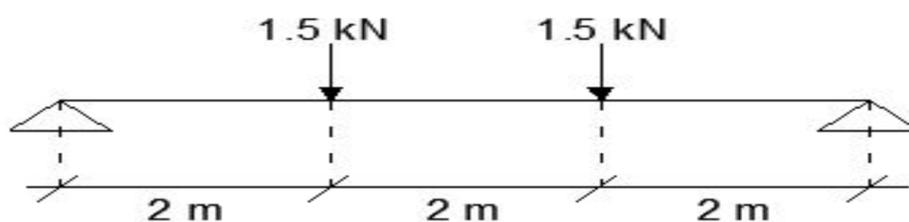
- Tôle nervurée TN40 0,11KN/m²

II.3 CHARGES D'EXPLOITATION :

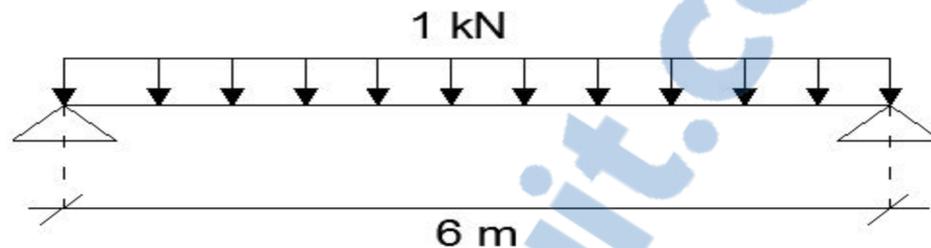
Les charges d'exploitation sont déterminées suivant le document technique réglementaire Charges et surcharges d'exploitations (D.T.R-B.C-2.2).

Pour le toit, sans accès autre que le nettoyage et l'entretien nécessaires, il existe deux cas de charges:

- Cas 1 : Charges ponctuelles de 1,5kN au 1/3 et 2/3 de la portée :



- **Cas 2** : une charge de 1kN appliquée sur une surface de 10m². Ces 10m² forment un rectangle, dont un cote est déterminé par l'entre-axe des éléments considérés .Donc pour une bande de 1ml, Q sera prise égale a 1kN/ml.



$$M_2 = (1 \times 6^2) / 8 = 4,5 \text{ kN/m}$$

II.4 CHARGES CLIMATIQUES :

Cette partie a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNV 99).

Le règlement RNV 99 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres. Notre structure se trouve à une altitude environ de 530m.

II.4.1 Effet de La neige :

La neige n'a qu'un effet vertical sur les structures, les valeurs des surcharges sont en fonction de :

- La région
- L'altitude

L'accumulation de la neige sur la toiture de la structure produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure.

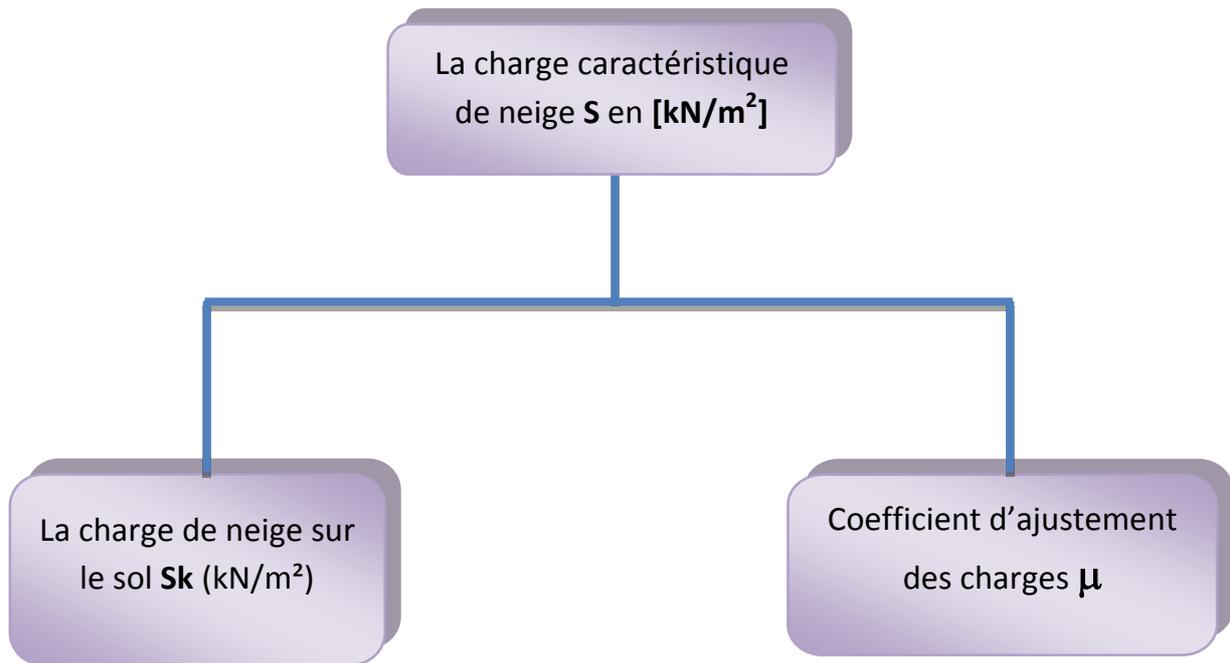
II.4.1.1 Données relatives au site :

Le site du projet se trouve dans la région de MAGHNIA, wilaya de TLEMCEM.

Les données relatives au projet sont les suivants :

- Altitude : 530 m
- Zone de neige par commune : zone A

L'organigramme qui suit représente les étapes à suivre pour le calcul des charges de la neige :



II.4.1.2 Calcul des charges de la neige :

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

$$S = \mu \times S_K \quad KN/m^2$$

Où :

- S_k (en kN/m^2) est la charge de neige sur le sol en fonction de l'altitude et de la zone de neige (cf. carte de neige).
- μ est un coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

a/ Valeurs caractéristique de la neige S_k :

$$S_k = \frac{0,07 H + 15}{100} \quad KN/m^2 \quad (\text{Zone A})$$

$$\longrightarrow \quad s_k = 0,521 \quad KN/m^2$$

b/ Coefficient de forme de la toiture μ :

La structure est de toitures à versant multiples où :

$$\blacksquare \quad 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$$

$$\longrightarrow \begin{cases} \mu_1 = 0,8 \\ \mu_2 = \left[0,8 + 0,8 \left(\frac{\alpha}{30}\right)\right] \end{cases} \quad (\text{voir annex A. 1}) \quad \Rightarrow \begin{cases} \mu_1 = 0,8 \\ \mu_2 = 1,21 \end{cases}$$

II.4.1.3 Valeurs des charges de la neige S :

$$\begin{cases} S_1 = \mu_1 \times S_k \\ S_2 = \mu_2 \times S_k \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} S_1 = 0,416 \text{ kn/m}^2 \\ S_2 = 0,630 \text{ kn/m}^2 \end{cases}$$

II.4.2 Effet du vent :

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

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

II.4.2.1 Données relatives au site :

Le site du projet se trouve dans la région de MAGHNIA, wilaya de TLEMCEM.

- Catégorie de construction I
- Site plat
 - $C_T=1$
- Zone de vent I
 - $q_{\text{réf}}=37,5 \text{ daN/m}^2$ (voir annex A. 2)
- Catégorie de terrain III
 - $K_T = 0,22$ (facteur de terrain)
 - $Z_0 = 0.3 \text{ m}$ (paramètre de rugosité)
 - $Z_{\text{min}}=8\text{m}$ (hauteur minimale)

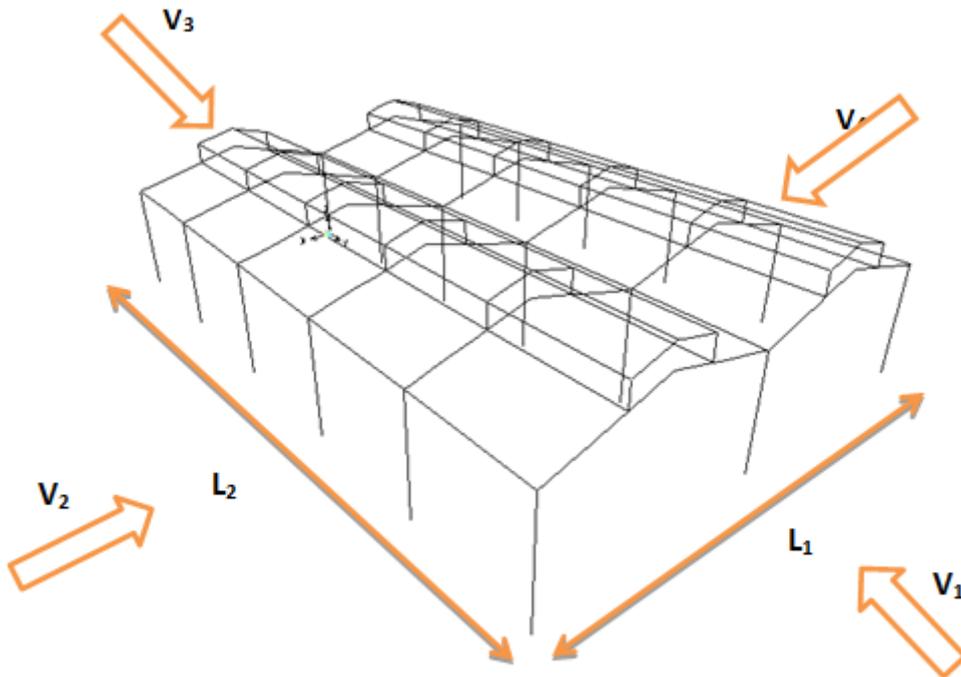
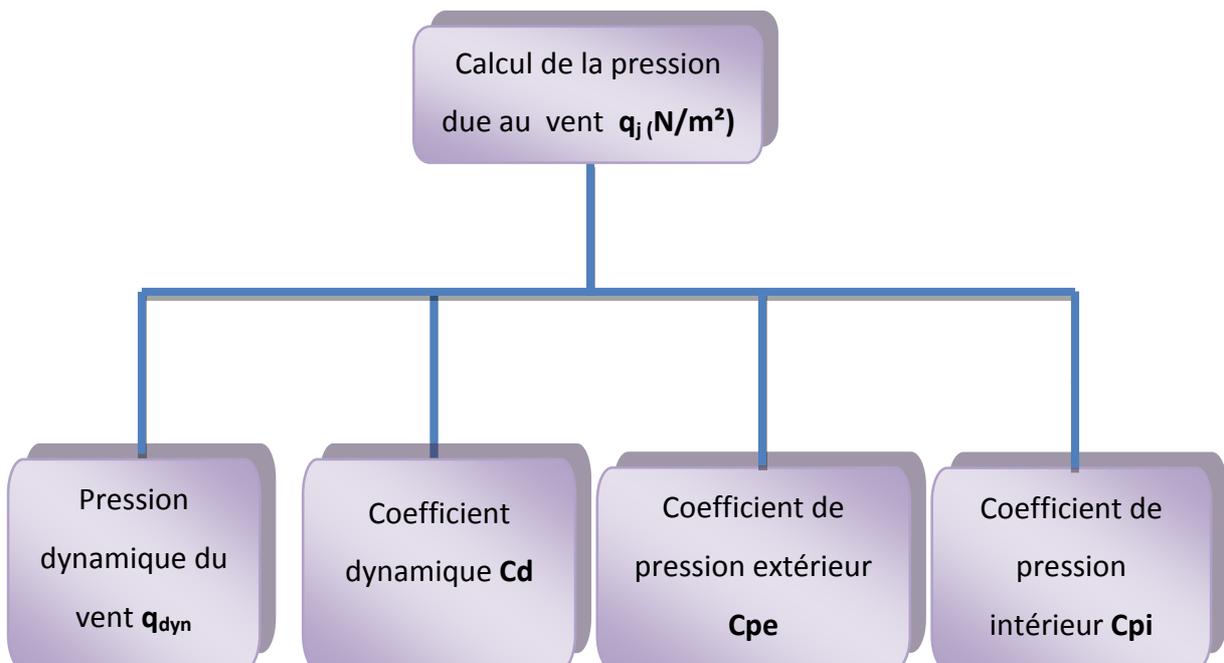


Fig.II.1 Vent sur la structure

L'organigramme suivant représente le travail à effectuer afin de déterminer les pressions dues au vent.



II.4.2.2 Calcul de la pression due au vent q_j :

L'effet du vent par unité de surface est donné par la formule suivante :

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

Avec :

- q_{dyn} : Pression dynamique du vent.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

a/ Détermination de coefficient dynamique C_d :

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

Il dépend de la hauteur et la largeur de la structure, ainsi que du matériau de la structure.

Vent sur le pignon (sens V1) :

La structure du bâtiment étant métallique, on utilise l'abaque dans l'annex A. 2

$$\begin{cases} h = 9,08 \\ b = 23,8 \end{cases} \Rightarrow C_d = 0,93$$

Vent sur le long-pan (sens V2) :

La structure du bâtiment étant métallique, on utilise l'abaque dans l'annex A. 2

$$\begin{cases} h = 9,08 \\ b = 33,3 \end{cases} \Rightarrow C_d = 0,91$$

b / Calcul de la pression dynamique q_{dyn} :

Pour une structure permanente q_{dyn} est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- q_{ref} : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent (voir annex A. 2).
- C_e : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (C_r), et du coefficient de topographie (C_t).

La structure est de hauteur totale $H \leq 10\text{m}$, Il n'y a donc pas lieu de subdiviser le maître couple (cf. chapitre 2, § 3.1.1), on calculera donc la pression dynamique à :

$Z=9,08\text{m}$ \longrightarrow Toiture & lanterneau (cf. chapitre 2, § 3.2).

$Z=3,11\text{m}$ \longrightarrow Parois vertical (c'est-à-dire à mi-hauteur cf. chapitre 2, § 3.2).

Coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$Cr(Z) \begin{cases} KT \cdot \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) & \text{pour } z < z_{min} \\ KT \cdot \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right) & \text{pour } z > z_{min} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} Cr(9,08) = 0,22 \ln\left(\frac{9,08}{0,3}\right) = 0,75 \\ Cr(3,11) = 0,22 \ln\left(\frac{8}{0,3}\right) = 0,72 \end{cases}$$

Coefficient d'exposition (C_e):

La structure est considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent.

$$C_e(Z_j) = Ct(Z_j)^2 \cdot Cr(Z_j)^2 \left[1 + \frac{7kT}{Ct(Z_j) \cdot Cr(Z_j)} \right]$$

Le coefficient d'exposition sera donc :

$$C_e(9,08) = Cr(Z_j)^2 \left[1 + \frac{1,54}{cr(Z_j)} \right] = 1,717 \quad (\text{Toiture})$$

$$C_e(3,11) = Cr(Z_j)^2 \left[1 + \frac{1,54}{cr(Z_j)} \right] = 1,633 \quad (\text{Parois verticales})$$

Valeur de la pression dynamique (q_{dyn}):

Après avoir défini tous les coefficients qui permettent de prendre en compte les différents effets provoqués par le vent, on peut calculer la pression dynamique comme suit :

$$\begin{cases} q_{dyn}(9,08) = 375 \times 1,717 = 670 \text{ N/m}^2 & (\text{toiture}) \\ q_{dyn}(3,11) = 375 \times 1,633 = 615 \text{ N/m}^2 & (\text{parois verticales}) \end{cases}$$

c/ Coefficient de pression extérieur Cpe :

Le coefficient de pression extérieur Cpe dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée.

Avec :

- **b** : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.
- **d** : la dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

- $c_{pe} = c_{pe.1} \dots \dots \dots \text{si } S \leq 1m^2$
- $c_{pe} = c_{pe.1} + (c_{pe.10} - c_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \dots \dots \text{si } 1m^2 \leq S \leq 10m^2$
- $c_{pe} = c_{pe.10} \dots \dots \dots \text{si } S \geq 10m^2$

Avec :

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : $S \geq 10 m^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe.10}$

On utilise :

- la figure 5.1 (RNV99) pour déterminer les différentes zones de pression.
- le tableau 5.1 (RNV99) pour tirer les valeurs des coefficients Cpe.

Les valeurs du Cpe pour la structure, sont présentées ci-dessus

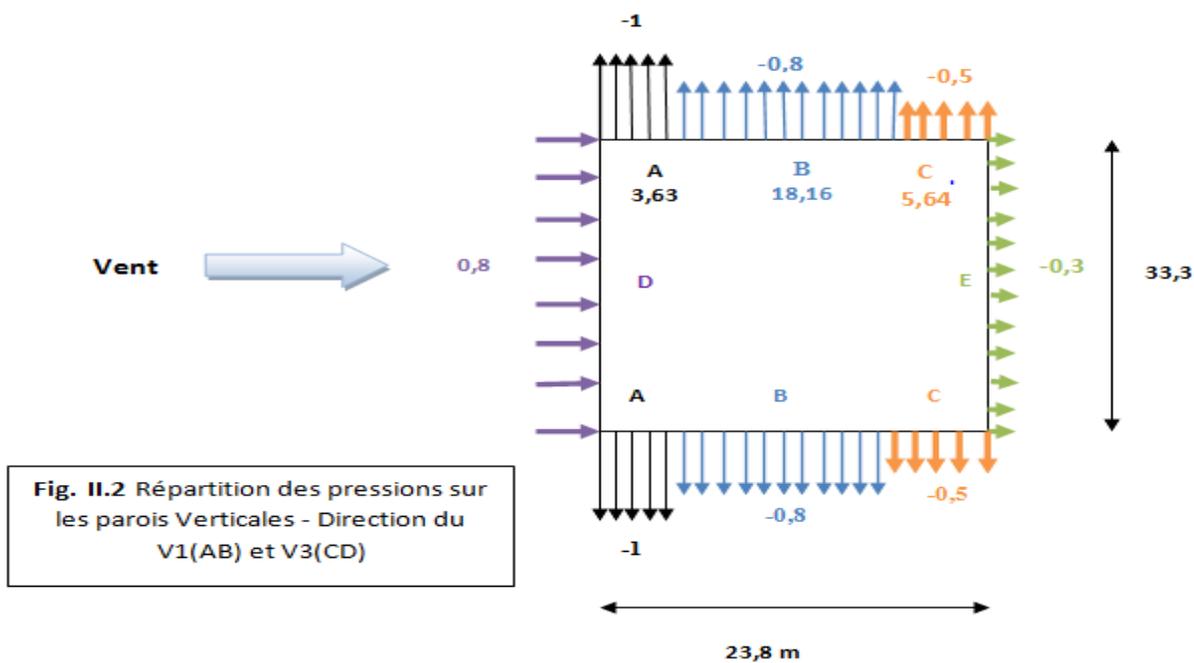
 **Vent sur le pignon :**

Pour un vent dont la direction est parallèle aux génératrices, les coefficients de pression de chaque versant s'obtiennent en utilisant les valeurs des toitures à un versant pour $\emptyset = 90^\circ$ (cf. 1.1.4) RNV 99.

$$e = \min [b, 2h]$$

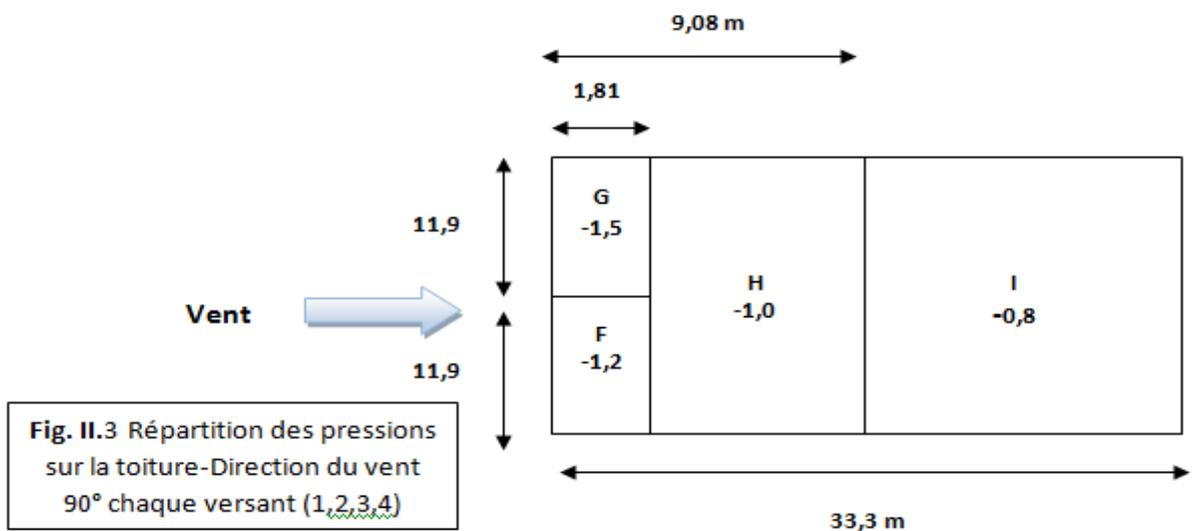
$$\begin{cases} b = 33,3 m \\ d = 23,8 m \\ h = 9,08 m \end{cases} \Rightarrow \{e = \text{Min.}[33,3 ; 2.9,08] = 18,16 m$$

❖ Parois verticales :



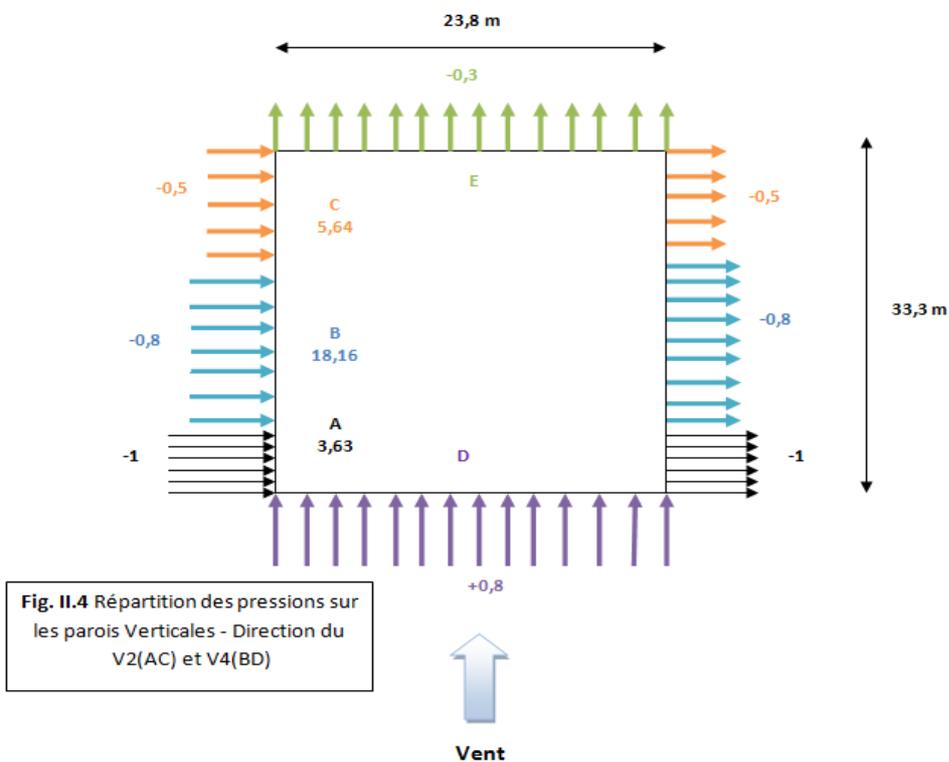
❖ Toiture :

- Chaque versant (1, 2, 3, 4) :



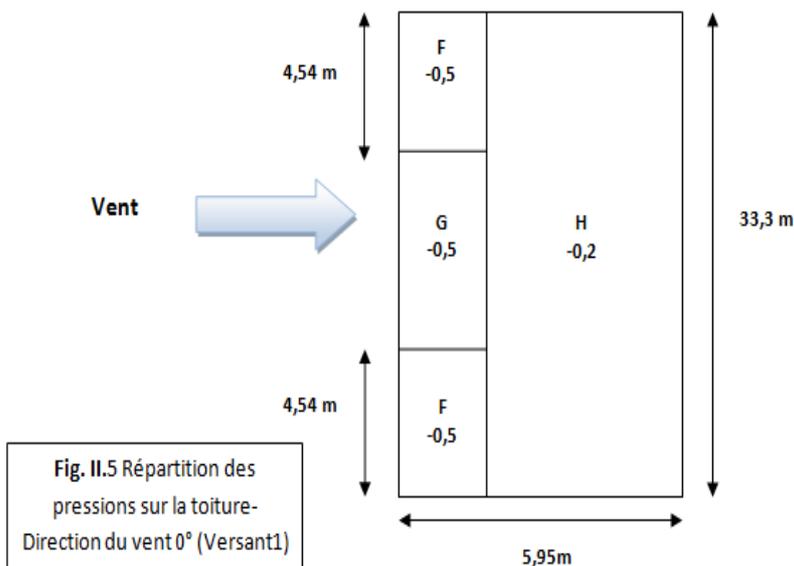
Vent sur le long-pan :

❖ Parois verticales

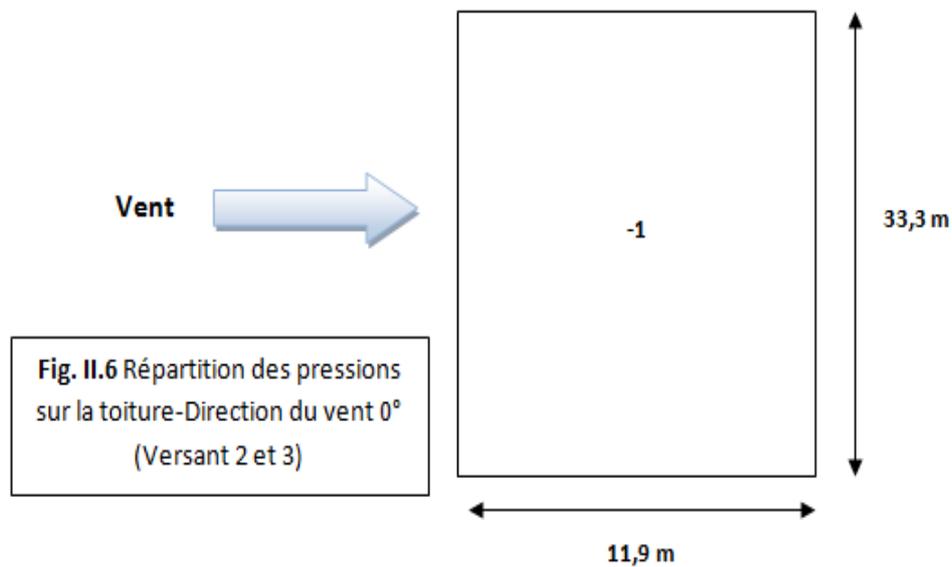


❖ Toiture :

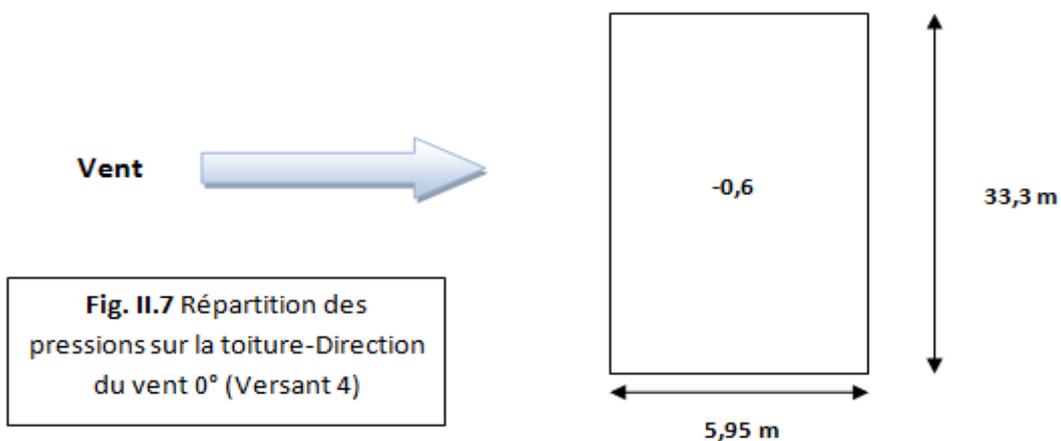
▪ Versant 1 :



- Versant 2 et 3 :



- Versant 4 :



d / Coefficient de pression intérieur C_{pi} :

Le Coefficient de pression intérieur C_{pi} est fonction du pourcentage des ouvertures dans la structure considérée, et en fonction de l'indice de perméabilité μ_p qui est définie comme suit :

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

Dans le cas des bâtiments sans cloisons intérieures pour lesquels μ_p ne peut être déterminé (dossier technique incomplet par exemple), les valeurs extrêmes suivantes peuvent être utilisées:

- $C_{pi} = 0,8$ et $C_{pi} = - 0,5$.

II.4.2.3 Valeurs de la pression due au vent :

Après avoir défini tous ces coefficients, on peut calculer la pression due au vent :

✚ Vent sur le pignon (sens V1 et V3) :

✓ **Parois vertical :**

Face AB et CD:

Zone	Cd	q _{dyn}	Cpe	Cpi ₁	Cpi ₂	q _{j1}	q _{j2}
A	0,93	615	-1	0,8	-0,5	-1029,51	-285,85
B	0,93	615	-0,8	0,8	-0,5	-915,12	-171,53
C	0,93	615	-0,5	0,8	-0,5	-743,53	0
D	0,93	615	+0,8	0,8	-0,5	0	+743,53
E	0,93	615	-0,3	0,8	-0,5	-629,14	114,39

TAB. II.1 Pressions sur les parois verticales - Direction V1(AB) et V3(CD) du vent

✓ **Toiture :**

Chaque versant :

Zone	Cd	q _{dyn}	Cpe	Cpi ₁	Cpi ₂	q _{j1}	q _{j2}
G	0,93	643,87	-1,5	0,8	-0,5	-1377,23	-598,8
F	0,93	643,87	-1,2	0,8	-0,5	-1197,59	-419,15
H	0,93	643,87	-1,0	0,8	-0,5	-1077,83	-299,4
I	0,93	643,87	-0,8	0,8	-0,5	-958,07	-174,64

TAB. II.2 Pressions sur la toiture – Directions du vent de chaque versant

✚ Vent sur le pignon (sens V2 et V4) :

✓ **Parois vertical :**

Face AD & BC :

Zone	Cd	q _{dyn}	Cpe	Cpi ₁	Cpi ₂	q _{j1}	q _{j2}
A	0,93	615	-1	0,8	-0,5	-1029,51	-285,97
B	0,93	615	-0,8	0,8	-0,5	-915,12	-171,58
C	0,93	615	-0,5	0,8	-0,5	-743,53	0
D	0,93	615	+0,8	0,8	-0,5	0	+743,53
E	0,93	615	-0,3	0,8	-0,5	-629,14	114,39

TAB. II.3 Pressions sur les parois verticales - Direction V2(AD) et V4(BC) du vent

✓ **Toiture :**

Versant 1 :

Zone	Cd	q _{dyn}	Cpe	Cpi ₁	Cpi ₂	q _{j1}	q _{j2}
F	0,91	643,87	-0,5	0,8	-0,5	-761,69	0
G	0,91	643,87	-0,5	0,8	-0,5	-761,69	0
H	0,91	643,87	-0,2	0,8	-0,5	-410,14	175,76

TAB. II.4 Pressions sur la toiture – Directions du vent (versant 1)

Versant 2 & 3 :

Zone	Cd	q _{dyn}	Cpe	Cpi ₁	Cpi ₂	q _{j1}	q _{j2}
J	0,91	643,87	-1	0,8	-0,5	-1054,65	-292,96

TAB. II.5 Pressions sur la toiture – Directions du vent (versant 2&3)

Versant 4 :

Zone	Cd	q _{dyn}	Cpe	Cpi	Cpi ₂	q _{j1}	q _{j2}
I	0,91	643,87	-0,6	0,8	-0,5	-820,29	-58,6

TAB. II.6 Pressions sur la toiture – Directions du vent (versant 4)

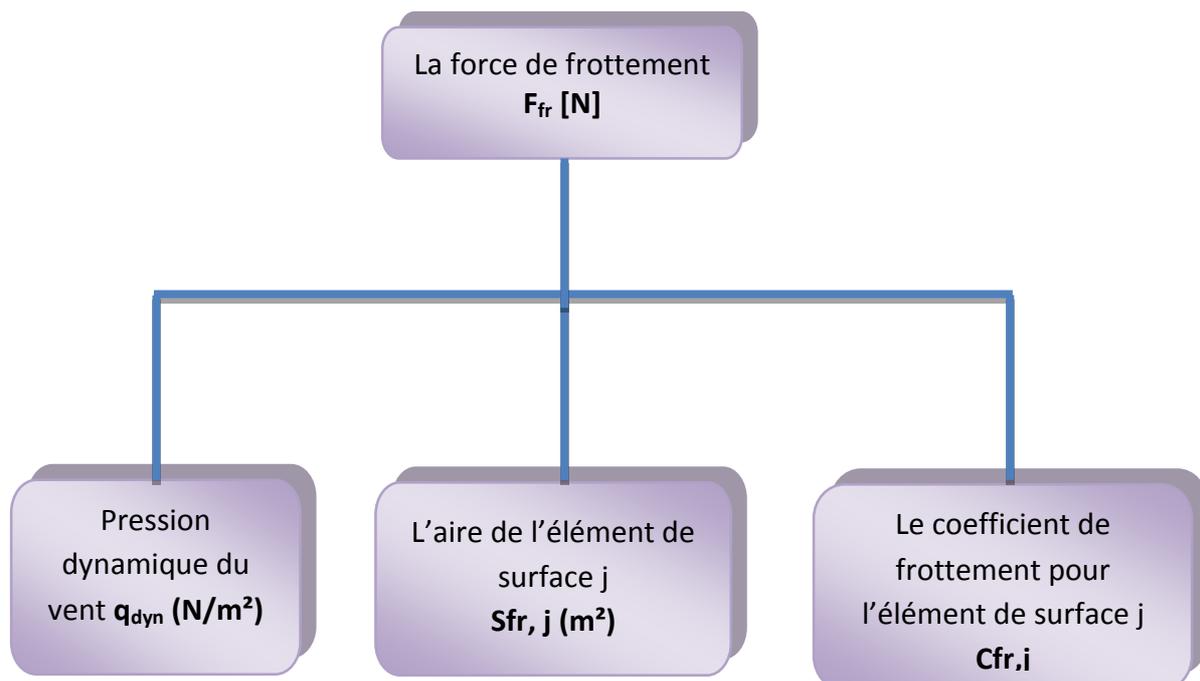
II.4.3 Forces de frottement F_{fr} :

Dans le cas des structures allongées, ou élancées ; on tient compte d’une force complémentaire due au frottement qui s’exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit le rapport $\frac{d}{b} \geq 3$, soit le rapport $\frac{d}{h} \geq 3$, doit être vérifié dont :

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

L’organigramme qui suit représente les étapes à suivre pour le calcul des forces de frottement :



II.4.3.1 Calcul de la Forces de frottement F_{fr} :

La force de frottement est donnée par la formule suivante :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad (N)$$

Avec :

- q_{dyn} : Pression dynamique du vent.
- C_{fr} : Coefficient de frottement pour l'élément de surface.
 - pour les parois lisses $C_{fr,j} = 0,01$ (voir annex A.3).
- S_{fr} : (en m^2) L'aire de l'élément de surface.
- j : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.
- Z_j : (en m) est la hauteur du centre de l'élément j.

Vent sur le pignon V1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{33,3}{23,8} = 1,4 < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{33,3}{9,08} = 3,66 > 3 \end{array} \right. \longrightarrow$$

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

- Coefficient de frottement :
 - $C_{fr,j} = 0,01$ (Surface lisse)
- L'aire de l'élément de surface :
 - $S_{fr,j} = d \times h_j \quad m^2$

Le tableau ci-dessous résume les valeurs des forces de frottement :

Type de paroi	q_{dyn}	$C_{fr,j}$	$S_{fr,j}$	F_{fr}
Toiture	643,87	0,01	823,01	5299,11
Paroi vertical	615	0,01	207,42	1275,63
				$\Sigma F_{fr} = 6574,74N$

TAB. II.7 Force de frottement du vent

Vent sur le long pan V2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{23,8}{33,3} = 0,71 < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{23,8}{9,08} = 2,26 < 3 \end{array} \right. \longrightarrow$$

Les conditions ne sont pas vérifiées donc on ne considère pas les forces de frottement.

III .1 INTRODUCTION :

Dans ce chapitre l'étude de la structure comportera deux grandes parties :

- ✓ Étude des éléments secondaires
- ✓ Étude des éléments porteurs

III.2 ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES :

III.2.1 Calcul des chéneaux :

Le chéneau à pour rôle l'évacuation des eaux pluviales et éviter leur stagnation afin d'assurer une bonne étanchéité de la toiture et de la construction.

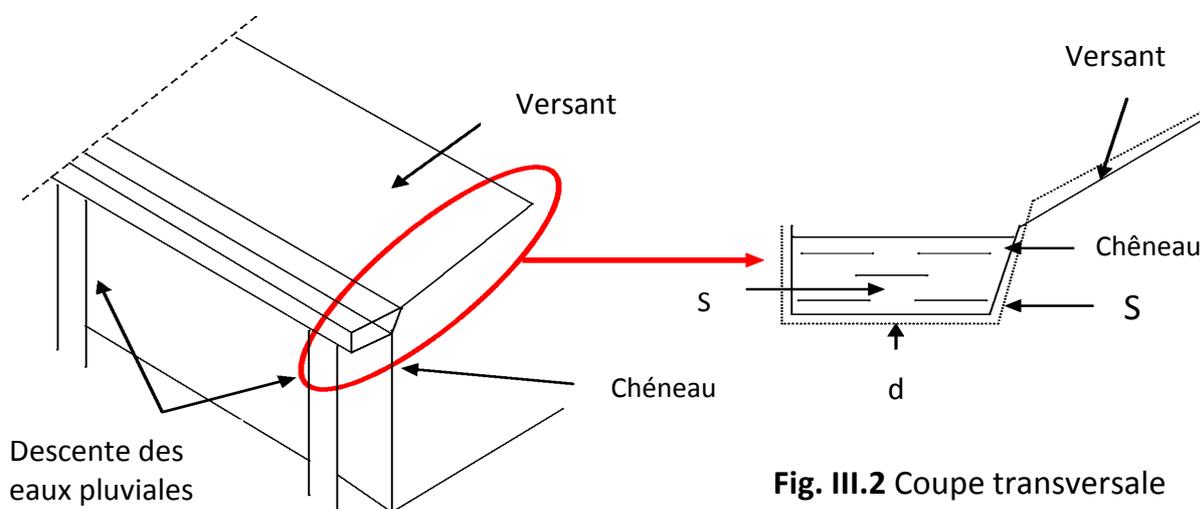


Fig. III.1 chéneau d'eau

III.2.1.1 Calcul de la section et du diamètre du chéneau :

La section du chéneau sera déterminée comme suit :

$$\frac{s}{S} \geq \frac{63}{\sqrt{\frac{s}{d} p}}$$

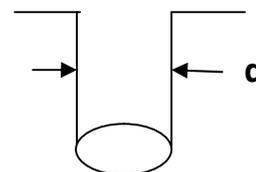


Fig. III.3 Moignon cylindrique

Avec :

- s : section transversale du chéneau en cm²
- S : surface couverte du chéneau en m²
- d : périmètre de la section mouillée du chéneau en cm
- p : pente du chéneau

a/ Chéneau rive :

Le chéneau est de type moignon cylindrique – sans trop plein

$$p=1 \text{ mm/m (1‰)}$$

$$S = 6,17 \times 33,3 = 205,5 \text{ m}^2$$

$$\text{Suivant les abaques } \begin{cases} s = 375 \text{ cm}^2 (\text{voir Annexe B}_1) \\ d = 23 \text{ cm} (\text{voir Annexe B}_2) \end{cases}$$

b/ Chéneau intermédiaire :

$$p=1 \text{ mm/m (1‰)}$$

$$S = 205,5 \times 2 = 411 \text{ m}^2$$

$$\text{Suivant les abaques } \begin{cases} s = 600 \text{ cm}^2 (\text{voir Annexe B}_1) \\ d = 27 \text{ cm} (\text{voir Annexe B}_2) \end{cases}$$

III.2.2 Caractéristiques de la tôle de couverture :

La couverture est en tôle nervurée type TN40 d'épaisseur 10/10^{ème}, de longueur 6 m et de largeur 0.726 m, Elle sera disposée de manière à utiliser son module de résistance maximale, $(I/V)_{\max}$.



Fig.III.4 Tôle nervurée

➤ Poids propre (TN40 10/10 ^{ème})	$P = 0,11 \text{ KN/m}^2$
➤ Contrainte de rupture	$f_u = 400 \text{ N/mm}^2$
➤ Contrainte élastique	$f_y = 160 \text{ N/mm}^2$
➤ Flèche admissible	$\delta_{\max} = l/200$
➤ Module de résistance	$w = 9,24 \text{ cm}^3/\text{ml}$
➤ Moment d'inertie	$I = 27,21 \text{ cm}^4/\text{ml}$

III.2.3 Calcul des pannes de couverture :

Les pannes de couverture sont des poutrelles laminées généralement en I ou U, elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet du poids propre de la couverture, des actions climatiques et la surcharge d'entretien. Elles sont disposées perpendiculairement aux traverses des portiques. Elles sont calculées suivant le "CCM97".

III.2.3.1 Charges à prendre en considération :

- Charges permanentes ($P_{\text{tôle}}$) : $G = 0,11 \text{ kN/m}^2$
- Charges d'entretien : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$
- Action de la neige : $S = 0,63 \text{ kN/m}^2$
- Action du vent : $W = -1,38 \text{ kN/m}^2$

III.2.3.2 Espacement entre pannes :

La couverture est d'une longueur de 6m donc on suppose qu'elle appuyée sur 6 appuis ce qui donne un espacement moyen de 1,2 m

a / Combinaison des charges et actions :

Les charges d'entretien ne sont pas cumulable avec les actions climatiques donc les combinaisons d'actions seront les suivant :

$$q_1 = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(0,11 \times 0,726) + 1,5(1)0,726 = 1,19 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = 1,35 G + 1,5 W = 1,35(0,11 \times 0,726) + 1,5(-1,38)0,726 = -1,24 \text{ KN/ml}$$

$$q_3 = 1,35 G + 1,5 S = 1,35(0,11 \times 0,726) + 1,5(0,63)0,726 = 0,79 \text{ KN/ml}$$

$$q = \max(q_1, q_2, q_3) = 1,24 \text{ KN/ml}$$

b/ moment maximum pour une poutre continue sur six appuis simples :

Le moment maximum est déterminé par le logiciel SAP2000. Le diagramme résultant des moments fléchissant est montré ci-dessous.

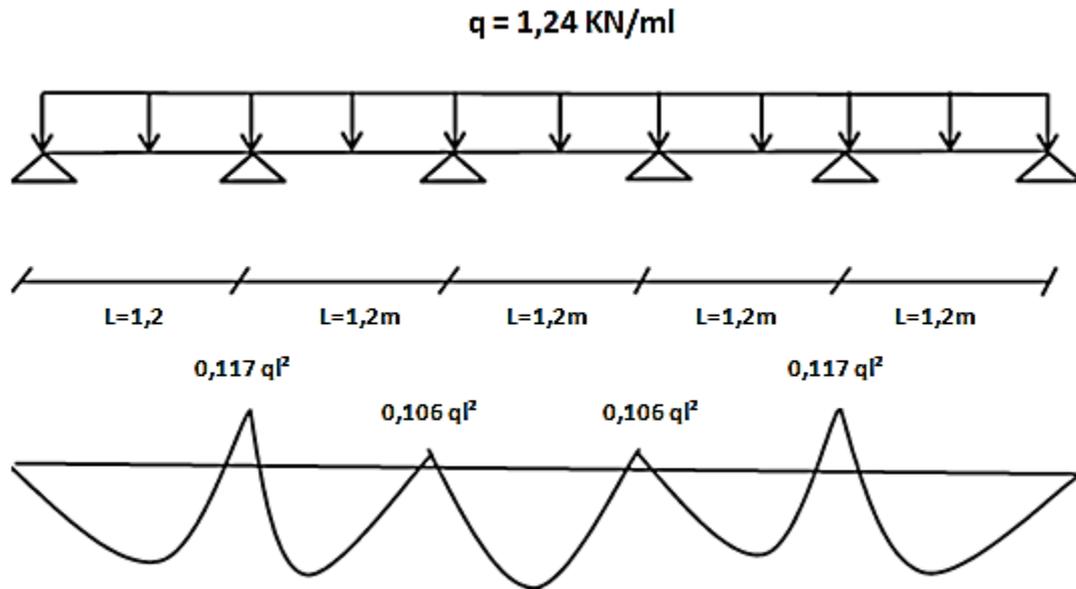


Fig. III.5 Schéma statique de la couverture

c/ Vérification de l'espacement :

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

$$\Rightarrow 0,117ql^2 \leq f_y \times W$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{f_y \times W}{0,117q}}$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{160 \times 10^3 \times 9,24}{0,117 \times 1,24}}$$

$$\Rightarrow l \leq 3,19 \text{ m}$$

III.2.3.3 Dimensionnement des pannes :

- $G = 0,11 \times 1,2 = 0,132 \text{ KN/m}$
- $Q = 1 \times 1,2 = 1,2 \text{ KN/m}$
- $S = 0,63 \times 1,2 = 0,76 \text{ KN/m}$
- $W = -1,38 \times 1,2 = -1,66 \text{ KN/m}$

a / Combinaison des charges :

L'ELU :

$$\left. \begin{aligned} q_1 &= 1,35 G + 1,5 Q = 1,97 \text{ KN/ml} \\ q_2 &= 1,35 G + 1,5 W = -2,3 \text{ KN/ml} \\ q_3 &= 1,35 G + 1,5 S = 1,31 \text{ KN/ml} \end{aligned} \right\} \Rightarrow q_{u \max} = 2,3 \text{ KN/ml}$$

L'ELS :

$$\left. \begin{aligned} q_1 &= G + Q = 1,33 \text{ KN/ml} \\ q_2 &= G + W = -1,51 \text{ KN/ml} \\ q_3 &= G + S = 0,88 \text{ KN/ml} \end{aligned} \right\} \Rightarrow q_{s \max} = 1,52 \text{ KN/ml}$$

b / Calcul des moments sollicitants à l'ELU :

Les travers sont espacés de 6,7m

$$q_{uz} = q_u \sin \alpha = 2,3 \times \sin 15,64 = 0,62 \text{ KN/ml}$$

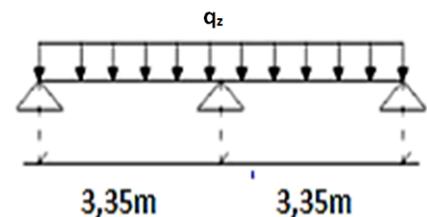
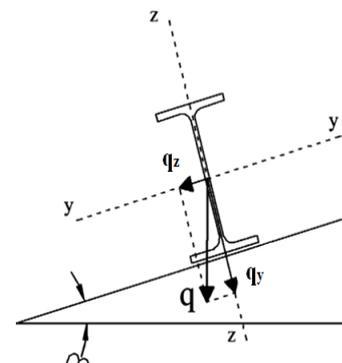
$$q_{uy} = q_u \cos \alpha = 2,3 \times \cos 15,64 = 2,21 \text{ KN/ml}$$

Plan (z-z) :

$$M_{z,sd} = q_z \frac{l_z^2}{8} = 0,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,sd} \leq M_{z,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$\Rightarrow W_{plz} \geq \frac{M_{z,sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{0,87 \times 1,1 \times 10^3}{235} = 4,07 \text{ cm}^3$$

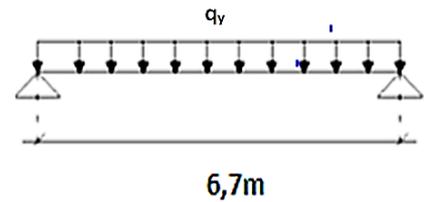


Plan (y-y) :

$$M_{y,sd} = q_y \frac{l_y^2}{8} = 12,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} \leq M_{y,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$\Rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{12,4 \times 1,1 \times 10^3}{235} = 58,04 \text{ cm}^3$$



c / condition de flèche à l'ELS :

$$q_{sz} = q_s \sin \alpha = 1,51 \times \sin 15,64 = 0,41 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sy} = q_s \cos \alpha = 1,51 \times \cos 15,64 = 1,46 \text{ KN/ml}$$

Plan (z-z) :

$$\delta = 0,415 \frac{5 \times q_{sz} \times l_z^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta_{max} = \frac{l_z}{200} = \frac{335}{200} = 1,67 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \Rightarrow I_z \geq 0,415 \frac{5 \times q_{sz} \times l_z^4}{384 \times E \times \delta_{max}}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 0,415 \frac{5 \times 0,41 \times 335^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 1,67}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 7,96 \text{ cm}^4$$

Plan (y-y) :

$$\delta = \frac{5 \times q_{sy} \times l_y^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\delta_{max} = \frac{l_y}{200} = \frac{670}{200} = 3,35 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 1,46 \times 670^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 3,35}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 545 \text{ cm}^4$$

d / Choix du profilé :

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un **IPE 160**.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE160	15.8	20.09	160	82	7.4	5	127	869.3	68.3	124	26.10	6.58	1.84

Tab.III.1 caractéristiques du profilé IPE160

e / condition de flèche avec poids propre inclus :

$$q_1 = G + Q = [(0,11 \times 1,2) + 0,158] + 1 \times 1,2 = 1,49 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = G + W = [(0,11 \times 1,2) + 0,158] + (-1,38) \times 1,2 = -1,36 \text{ KN/ml}$$

$$q_3 = G + S = [(0,11 \times 1,2) + 0,158] + 0,63 \times 1,2 = 1,04 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s \max} = 1,49 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_{sz} = q_s \sin \alpha = 1,49 \times \sin 15,64 = 0,4 \text{ KN/ml} \\ q_{sy} = q_s \cos \alpha = 1,49 \times \cos 15,64 = 1,43 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Plan (z-z) :

$$\delta = 0,415 \frac{5 \times q_{sz} \times l_z^4}{384 \times E \times I_z} = 0,415 \frac{5 \times 0,4 \times 335^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 68,31} = 0,19 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 0,19 \text{ cm} \\ \delta_{\max} = 1,67 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \delta \leq \delta_{\max}$$

Plan (y-y) :

$$\delta = \frac{5 \times q_{sy} \times l_y^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,43 \times 670^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 869,3} = 2,06 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 2,06 \text{ cm} \\ \delta_{\max} = 3,35 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \delta \leq \delta_{\max}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

III.2.3.4 Classe du profilé :**a / Classe de l'âme fléchie :**

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

Avec :

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
- $d = 127,2 \text{ mm}$
- $t_w = 5 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 25,44 \\ 72\varepsilon = 72\sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Donc l'âme est de classe I}$$

b / Classe de la semelle comprimée :

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

Avec :

- $C = 41 \text{ mm}$
- $t_f = 7,4 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{C}{t_f} = \frac{41}{7,4} = 5,54 \\ 10\varepsilon = 10\sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{C}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{Donc la semelle est de classe I}$$

Conclusion : la section globale est de classe I

III.2.3.5 vérification des contraintes :

Les pennes travaillent à la flexion déviée, il faut donc vérifier que :

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

Pour un profilé laminé en I :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{array} \right.$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \quad \text{avec } N_{sd} = 0 \quad \text{donc } n = 0$$

La formule précédente sera comme suit :

$$\left(\frac{M_{y,sd} \cdot \gamma_{M_0}}{W_{ply} \cdot f_y} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,sd} \cdot \gamma_{M_0}}{W_{plz} \cdot f_y} \right)^1 \leq 1$$

$$q_1 = 1,35G + 1,5 Q = 1,35[(0,11 \times 1,2) + 0,158] + 1,5 \times 1,2 = 2,2 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = 1,35G + 1,5W = 1,35[(0,11 \times 1,2) + 0,158] + 1,5(-1,38)1,2 = -2,09 \text{ KN/ml}$$

$$q_3 = 1,35 G + 1,5 S = 1,35[(0,11 \times 1,2) + 0,158] + 1,5 \times 0,63 \times 1,2 = 1,52 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u \max} = 2,2 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_{uz} = q_u \sin \alpha = 2,2 \times \sin 15,64 = 0,6 \text{ KN/ml} \\ q_{uy} = q_u \cos \alpha = 2,2 \times \cos 15,64 = 2,11 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{y,sd} = q_y \frac{l_y^2}{8} = 2,2 \times \frac{6,7^2}{8} = 12,34 \text{ KN.m} \\ M_{z,sd} = q_z \frac{l_z^2}{8} = 0,6 \times \frac{3,35^2}{8} = 0,84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

AN:

$$\left(\frac{12,34 \cdot 10^2 \cdot 1,1}{124 \cdot 23,5} \right)^2 + \left(\frac{0,84 \cdot 10^2 \cdot 1,1}{26,1 \cdot 23,5} \right)^1 = 0,36 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.2.3.6 Résistance de la panne au déversement :

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

- $B_w = 1$ (section de classe I)
- χ_{lt} est le facteur de réduction pour le déversement.
- $F_y = 235 \text{ N/mm}^2$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

Avec :

- $C_1 = 1,132$ (Charge uniformément répartie)
- $G = \frac{E}{2(1-\nu)} \Rightarrow \begin{cases} E = 21.10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0,3 \end{cases} \Rightarrow G = 8,08.10^6 \text{ N/cm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 3,6 \text{ cm}^4$)
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 3,96.10^3 \text{ cm}^6$)
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 68,31 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 1,132. \frac{3,14^2.21.10^6.68,31}{335^2} \sqrt{\frac{3,96.10^3}{68,31} + \frac{335^2.8,08.10^6.3,6}{3,14^2.21.10^6.68,31}}$$

$$M_{cr} = 2424367,22 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 124 \times 235 \times 10^2}{2424367,22}} = 1,09$$

On calcul :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2}\right)} \leq 1$$

Avec :

$$\phi_{lt} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2\right]$$

$\alpha_{lt} = 0,21$ Pour les profiles laminés

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(1,09 - 0,2) + 1,09^2] = 1,19$$

Donc :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(1,19 + \sqrt{1,19^2 - 1,09^2}\right)} = 0,6$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,6 \times 1 \times 124 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 15,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 12,34 \text{ KN.m} \leq M_{b,Rd} = 15,9 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.2.3.7 Résistance au voilement par cisaillement :

$$\frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon$$

Avec :

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
- $d = 127,2 \text{ mm}$
- $t_w = 5 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 25,44 \\ 69\varepsilon = 69 \sqrt{\frac{235}{235}} = 69 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement

III.2.3.8 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq K \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{f_c}}}$$

Avec :

- A_w : Aire de l'âme $A_w = t_w(h - 2t_f) = 726 \text{ mm}^2$
- A_{f_c} : Aire de la semelle comprimée
 $A_{f_c} = b \cdot t_f = 82 \times 7,4 = 606,8 \text{ mm}^2$
- f_{yt} : Limite d'élasticité de la semelle comprimée ($f_{yt} = 235 \text{ N/mm}^2$)
- K : Coefficient pris égal à 0,3 pour une semelle de classe I

$$\left\{ \begin{array}{l} K \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{f_c}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \sqrt{\frac{726}{606,8}} = 293,23 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 25,44 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq K \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{f_c}}}$$

Condition vérifiée

III.2.4 Calcul des liernes :

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

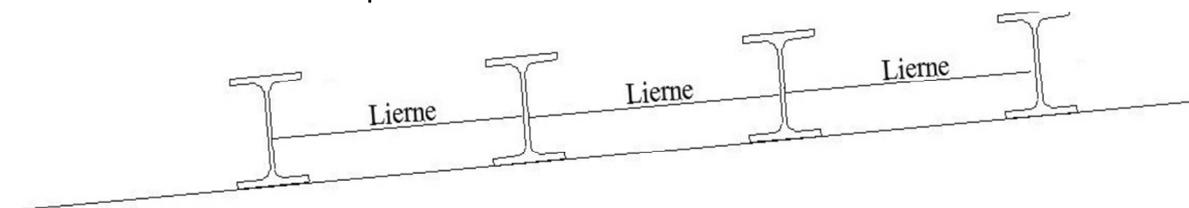
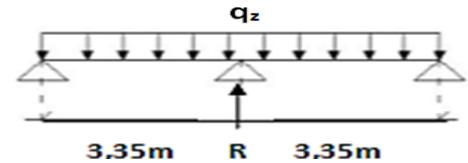


Fig.III.6 Coupe transversale des liernes

III.2.4.1 Les effort dans les liernes :

$$R = 1,25 \cdot q_z \cdot l_z = 1,25 \times 0,6 \times 3,35 = 2,51 \text{ KN}$$



On à 4 pannes par versant et 2 pannes dans lanterneau donc les efforts dans les tronçons de liernes de L_1 à L_3 sont les suivant :

$$T_1 = R/2 = 2,51/2 = 1,255 \text{ KN}$$

$$T_2 = R + T_1 = 2,51 + 1,255 = 3,77 \text{ KN}$$

$$2T_3 \cos \theta = T_2 \Rightarrow T_3 = 2 \text{ KN}$$

III.2.4.2 Dimensionnement des liernes :

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

Avec :

- N_{sd} : Effort normal sollicitant
- $N_{pl.Rd}$: Effort normal résistant
- $N_{pl.Rd} = A_s \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \right)$

$$\Rightarrow N_{sd} \leq A_s \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \right) \Rightarrow A_s \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y}$$

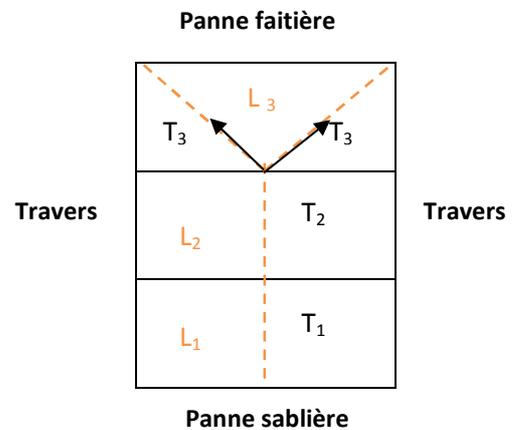
$$\Rightarrow A_s \geq \frac{3,77 \times 1,1}{235 \times 10^{-3}}$$

$$\Rightarrow A_{s_{min}} = 17,6 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\pi \times \varphi_{min}^2}{4} \Rightarrow \varphi_{min}^2 = \frac{4 \cdot A_{s_{min}}}{\pi} = 0,224 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \varphi_{min} = 0,47 \text{ cm}$$

On choisira donc des liernes de pannes de diamètre φ_{10}



III.2.5 Calcul de l'échantignolle :

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

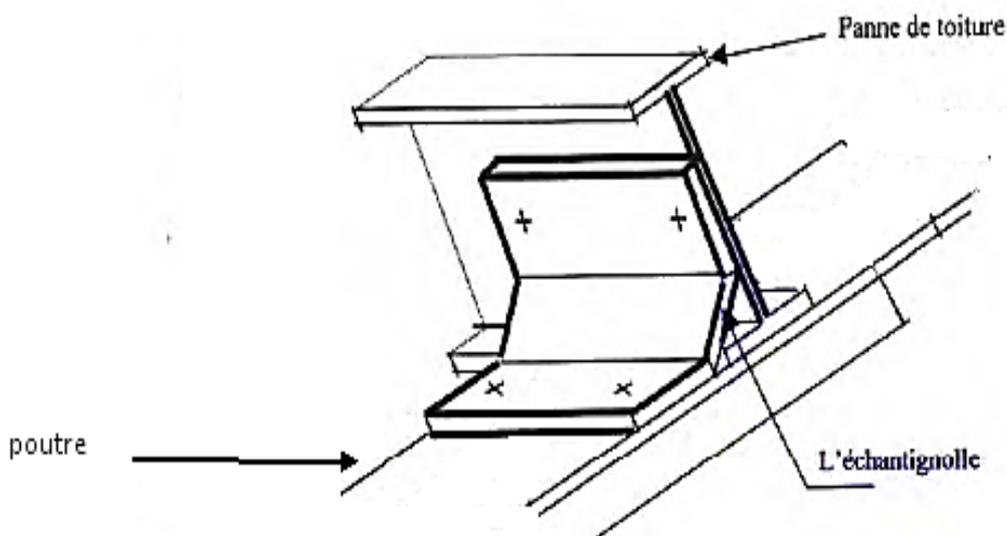
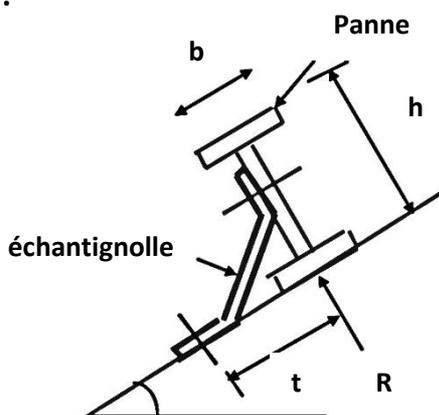


Fig.III.7 Vue en 3D de l'échantignolle

III.2.5.1 Dimensionnement de l'échantignolle :

a / L'excentrement « t » :



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

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

Pour un IPE160 :

$$\begin{cases} b_f = 8,2 \text{ cm} \\ h = 16 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow 8,2 \text{ cm} \leq t \leq 12,3 \text{ cm}$$

Donc on prend $t = 10 \text{ cm}$

b / Calcul du moment de renversement M_r :

M_r sera déterminé par rapport à la section d'encastrement :

$$M_r = F_y \times c + F_z \times \frac{h}{2}$$

$$\begin{cases} F_y = [1,35G_y + 1,5W] \times \frac{l}{2} \\ F_z = 1,35G_z \times \frac{l}{2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} G_y = G \cos \alpha = [0,158 + (1,2.0,11)] \cos 15,64 = 0,28 \text{ KN/m} \\ G_z = G \sin \alpha = [0,158 + (1,2.0,11)] \sin 15,64 = 0,029 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} F_y = [1,35(0,28) + 1,5(-1,66)] \times \frac{6,7}{2} = -7,08 \text{ KN} \\ F_z = 1,35.0,079 \times \frac{6,7}{2} = 0,36 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc :

$$M_r = F_y \times c + F_z \times \frac{h}{2} = (-7,08.0,05) + (0,36.0,08) = -0,33 \text{ KN.m}$$

c / Module de résistance de l'échantignolle :

$$w = \frac{I}{V}$$

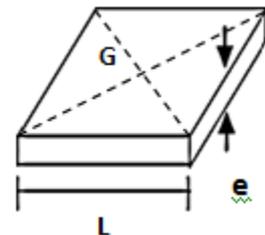
$$\begin{cases} I = \frac{l \cdot e^3}{12} \\ V = \frac{l \cdot e}{2} \end{cases} \Rightarrow W = \frac{l \cdot e^2}{6}$$

d / Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle « e » :

$$\frac{M_r}{w} \leq f_y$$

$$\Rightarrow \frac{6M_r}{le^2} \leq f_y \Rightarrow e_{min} = \sqrt{\frac{6M_r}{l \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 0,33}{0,1 \times 235 \times 10^3}}$$

$$\Rightarrow e_{min} = 0,97 \text{ cm}$$



On prend un échantignolle d'épaisseur $e = 10 \text{ mm}$

III.2.5.2 Boulon d'attache :

Le boulon d'attache est sollicité par deux efforts combinés de traction et de cisaillement. Il sera dimensionné de telle façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1$$

Avec :

➤ $F_{v,sd}$: Effort de cisaillement

➤ $F_{t,sd}$: Effort de traction

$F_{v,sd}$ & $F_{t,sd}$ représentent F_y et F_z respectivement qui sont déjà calculé

➤ $F_{v,Rd}$: Résistance de calcul au cisaillement par boulon

➤ $F_{t,Rd}$: Résistance de calcul à la traction par boulon

Prenons un boulon de classe 10.9 de caractéristiques suivantes :

➤ $F_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$

➤ $\gamma_{Mb} = \begin{cases} 1,25 \text{ boulon sollicité en cisaillement} \\ 1,5 \text{ boulon sollicité en traction} \end{cases}$

$F_{v,Rd}$ & $F_{t,Rd}$ son donnée en fonction de l'aire de la section résistante « A_s » du boulon

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,5 \times 1 \times A_s}{1,25} = 0,4 \cdot A_s$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 1 \times A_s}{1,25} = 0,6 \cdot A_s$$

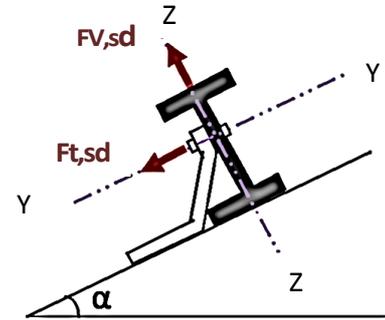
$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1 \Rightarrow \frac{7,08}{0,4 \cdot A_s} + \frac{0,36}{0,84 \cdot A_s} \leq 1$$

$$\Rightarrow \frac{18,36}{A_s} \leq 1 \Rightarrow A_{s \text{ min}} = 18,13 \text{ mm}^2$$

On prend un boulon de diamètre $\emptyset 12$ d'une section résistante $A_s = 84,3 \text{ mm}^2$ Pour la précision, le règlement CCM97 impose d'autre vérification qui sont :

✓ 1^{ère} vérification :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} = \frac{7,08}{0,6 \cdot A_s} \leq 1 \Rightarrow \frac{7,08}{0,6 \cdot 84,3} = 0,14 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$



✓ 2^{ème} vérification :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{Avec} \quad F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M_b}}$$

- $F_{b,Rd}$: Résistance à la pression diamétrale
- $\alpha = \min\left(\frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min\left(\frac{10^3}{360}, 1\right) = 1$
- d : diamètre du boulon (M12)
- t : épaisseur de l'échantignole $t=10$ mm

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 10^3 \times 0,012 \times 0,01}{1,25} = 86,4 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{b,Rd}} = \frac{7,08}{86,4} = 0,082 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ 3^{ème} vérification :

$$\frac{F_{t,sd}}{B_{p,Rd}} \leq 1$$

Avec :

- $B_{p,Rd}$: Résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement de la tête du boulon ou de l'écrou

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{M_0}}$$

Avec :

- t_p : épaisseur de la plaque sous la tête du boulon ou l'écrou
 $t_p = t_w(\text{IPE160}) = 5 \text{ mm}$
- d_m : diamètre moyen de la tête du boulon de l'écrou (M12)
 $d_m = 12 \text{ mm}$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 0,012 \times 5 \times 10^{-3} \times 360 \times 10^3}{1,25} = 32,6 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{t,sd}}{B_{p,Rd}} = \frac{0,36}{32,6} = 0,011 < 1$$

Conclusion : Les conditions imposées par le CCM97 sont vérifiées pour le boulon de diamètre $\emptyset 12$

III.2.5.3 Cordon de soudure :

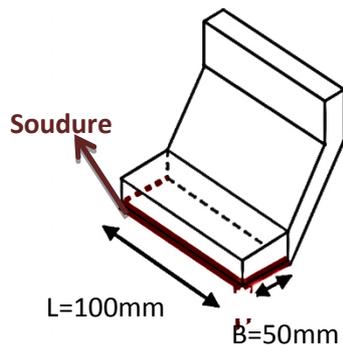


Fig.III.8 échantignole

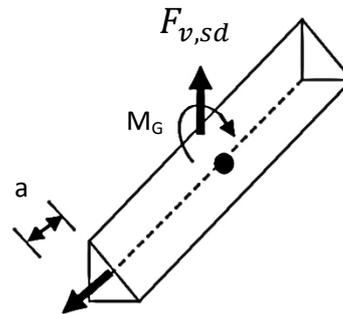


Fig.III.9 Cordon de soudure

$$\text{Pour } t_{max} \leq 17 \text{ mm} \Rightarrow a_{min} = 4 \text{ mm}$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{F_{v,sd}}{2 \cdot (b + l) \times a} = \frac{7,08 \times 10^3}{2(50 + 100) \times 4} = 5,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{//} = \frac{F_{t,sd}}{2 \cdot (b \times a)} = \frac{360}{2(50 \times 4)} = 0,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\perp} = \frac{M_G}{b \cdot (2 \times l) \times a}$$

Avec :

$$\text{➤ } M_G = F_{v,sd}(b + c) + F_{t,sd} \frac{h}{2} = 7080 \cdot 100 + 360 \cdot 80 = 7,4 \cdot 10^5 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\tau_{\perp} = \frac{7,4 \cdot 10^5}{50 \cdot (2 \times 100) \times 4} = 18,5 \text{ N/mm}^2$$

✓ Vérification de la soudure :

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq \frac{f_y}{B_w \times \gamma_{M_w}}$$

Avec :

$$\text{➤ } f_y = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{➤ } B_w = 0,8$$

$$\text{➤ } \gamma_{M_w} = 1,25$$

A.N.:

$$\sqrt{5,9^2 + 3(0,9^2 + 18,5^2)} \leq \frac{360}{0,8 \times 1,25}$$

$$\Rightarrow 32,61 \text{ N/mm}^2 \leq 360 \text{ N/mm}^2$$

Conclusion : le cordon de soudure d'épaisseur 4 mm est suffisant.

III.2.6 Calcul des lisses de bardage :

Les lisses de bardage sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou des profils mince pliés disposées horizontalement, elles sont portées par les poteaux de portiques ou éventuellement par les potelets intermédiaires. Les lisses sont destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage.

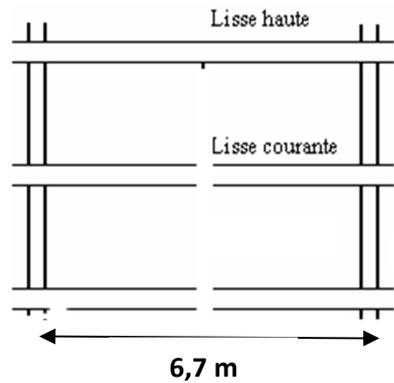


Fig.III.10 Coupe longitudinale de la lisse de bardage

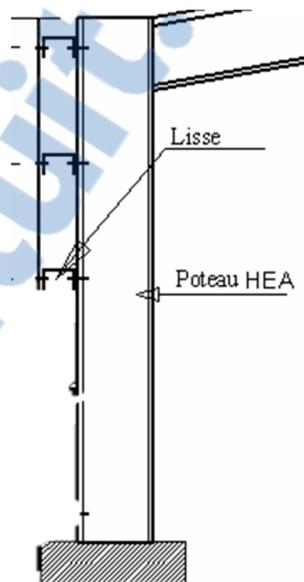


Fig.III.11 Coupe transversal de la lisse de bardage

III.2.6.1 Espacement des lisses :

La structure en charpente à une hauteur des poteaux de 6,229m, elle est entouré par des locaux commerciaux de hauteur 3,5m donc nous ferons un bardage pour la partie qui reste avec une hauteur de 2,73m

- ✓ Espacement des lisses ($e = 1\text{m}$)
- ✓ Nombre de lisses ($n = 3$)

III.2.6.2 Dimensionnement des lisses :

Pour les conditions de réalisation et d'esthétique, les lisses de bardage doivent être de même type et de même dimension.

Pour dimensionner, on tiendra compte de la valeur la plus défavorable entre la pression de vent exercée sur le long-pan et celle sur le pignon.

L'action du vent maximale est :

$$\checkmark \quad W_{\max} = - 1,03 \text{ KN/m}^2$$

a / Efforts sollicitant la lisse :

Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée de $l=6,7$ m, elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet des charges suivantes :

- ✓ Une charge horizontale due à la pression de vent (- 1,03 KN/m)
- ✓ Une charge verticale due au poids propre du bardage TN40 (0,11 KN/m)
- ✓ Une charge verticale due au poids propre de la lisse (0,12 KN/m)

❖ Charge horizontale F_z :

$$F_z = W_{max} \times esp = 1,03 \times 1 = 1,03 \text{ KN/m}$$

❖ Charge verticale F_y :

$$F_y = (0,11 \times 1) + 0,12 = 0,23 \text{ KN/m}$$

b / Calcul des moments à L'ELU :

- ✓ Moment sollicitant M_{sd} :

Plan (y-y) :

$$M_{sd.z} = 1,35 F_y \frac{l_y^2}{8} = 1,35 \times 0,23 \times \frac{6,7^2}{8} = 1,74 \text{ KN.m}$$

Plan (z-z) :

$$M_{sd.y} = 1,5 F_z \frac{l_z^2}{8} = 1,5 \times 1,03 \times \frac{6,7^2}{8} = 8,67 \text{ KN.m}$$

- ✓ Module de résistance :

Plan (y-y) :

$$M_{y,sd} \leq M_{y,cRd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$\Rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{8,67 \times 1,1 \times 10^3}{235} = 40,6 \text{ cm}^3$$

Plan (z-z) :

$$M_{z,sd} \leq M_{z,cRd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$\Rightarrow W_{plz} \geq \frac{M_{z,sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{1,74 \times 1,1 \times 10^3}{235} = 8,14 \text{ cm}^3$$

c / Condition de flèche à L'ELS :

Plan (y-y) :

$$\delta = 0,415 \frac{5 \times F_y \times l_y^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta_{max} = \frac{l_y}{200} = \frac{670}{200} = 3,35 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \Rightarrow I_z \geq 0,415 \frac{5 \times F_y \times l_y^4}{384 \times E \times \delta_{max}}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 0,415 \frac{5 \times 0,23 \times 670^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 3,35}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 35,6 \text{ cm}^4$$

Plan (z-z) :

$$\delta = \frac{5 \times F_z \times l_z^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\delta_{max} = \frac{l_z}{200} = \frac{670}{200} = 3,35 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times F_z \times l_z^4}{384 \times E \times \delta_{max}}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 1,03 \times 670^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 3,35}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 384,16 \text{ cm}^4$$

d / Choix du profilé :

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un **UAP130**.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	d mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wply cm ³	Wplz cm ³	iy cm	iz cm
UAP130	13.7	17.5	130	55	9.5	6	92	459.6	51.3	83.51	25.55	5.12	1.71

Tab.III.2 caractéristiques du profilé UAP130

III.2.6.3 Vérification de contraintes de l'UAP130 :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{Nz,Rd}}\right)^\beta \leq 1$$

$$\Rightarrow \left(\frac{M_{y,sd} \cdot \gamma_{M_0} \cdot (1 - 0,5a)}{W_{ply} \cdot f_y}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,sd} \cdot \gamma_{M_0}}{W_{plz} \cdot f_y}\right)^1 \leq 1$$

Avec :

$$\text{➤ Profilé laminé en U } \begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases}$$

$$\text{➤ } a = \min\left(\frac{A_w}{A}; 0,5\right)$$

$$\Rightarrow A_w = A - 2b_f t_f = 17,5 - (2 \times 5,5 \times 0,95) = 7,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } a = \min\left(\frac{7,05}{17,5}; 0,5\right) = 0,4$$

AN :

$$\left(\frac{8,67 \cdot 10^2 \cdot 1,1 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,4)}{83,51 \cdot 23,5}\right)^2 + \left(\frac{1,74 \cdot 10^2 \cdot 1,1}{25,55 \cdot 23,5}\right)^1 = 0,47 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.2.6.4 Vérification de la flèche d'UAP130 :

L'ELS :✓ Charge horizontale F_z :

$$F_z = W_{max} \times esp = 1,03 \times 1 = 1,03 \text{ KN/m}$$

✓ Charge verticale F_y :

$$F_y = (0,11 \times 1) + 0,137 = 0,247 \text{ KN/m}$$

Plan (y-y) :

$$\delta = 0,415 \frac{5 \times F_y \times l_y^4}{384 \times E \times I_z} = 0,415 \frac{5 \times 0,247 \times 670^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 51,3} = 2,5 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 2,5 \text{ cm} \\ \delta_{max} = 3,35 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \delta \leq \delta_{max} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Plan (z-z) :

$$\delta = \frac{5 \times F_z \times l_z^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,03 \times 670^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 459,5} = 2,8 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 2,8 \text{ cm} \\ \delta_{max} = 3,35 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \delta \leq \delta_{max} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Le profilé UAP130 convient comme lisse de bardage

III.2.6.5 Calcul des attaches des lisses :

La fixation des lisses sur les poteaux et réalisée par des chutes de cornières soudée sur les semelles des poteaux et boulonnées avec les lisses de bardage.

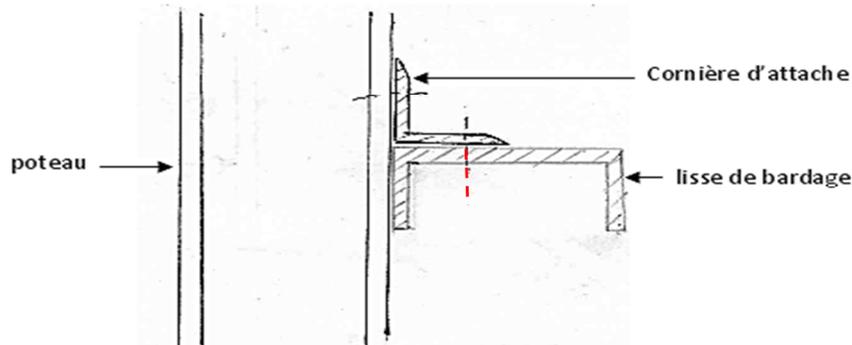


Fig.III.12 Fixation de lisse avec cornière par boulon d'attache

a / Calcul du boulon d'attache :

Le boulon d'attache soumis à un effort de combiné de cisaillement sous l'effort du vent et de traction sous l'effort de charge permanente

$$\frac{F_{v.sd}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.sd}}{1,4 \cdot F_{t.Rd}} \leq 1$$

Avec :

- $F_{v.Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,5 \times 1 \times A_s}{1,25} = 0,4 A_s$
- $F_{t.sd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 1 \times A_s}{1,25} = 0,6 A_s$
- $F_{v.sd} = 1,5 F_Z \frac{l}{2} = 1,5 \times 1,03 \times \frac{6,7}{2} = 5,2 \text{ KN}$
- $F_{t.sd} = 1,35 F_y \frac{l}{2} = 1,35 \times 0,247 \times \frac{6,7}{2} = 1,12 \text{ KN}$

AN:

$$\Rightarrow \frac{5,2}{0,4 A_s} + \frac{1,12}{0,84 \cdot A_s} \leq 1$$

$$\Rightarrow A_{s_{min}} = 14,33 \text{ mm}^2$$

Conclusion : on prend un boulon de diamètre φ_{12} et d'une section résistante

$$A_s = 84,3 \text{ mm}^2$$

b / Calcul du cordon de soudure :

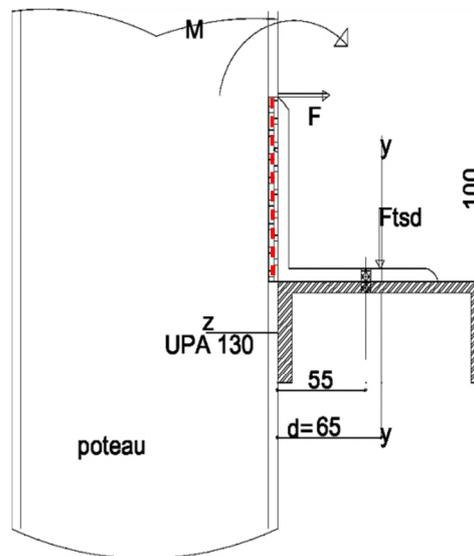


Fig.III.13 Fixation de lisse avec poteau par soudure

✓ Effort sollicitant le cordon de soudure :

$$M = F_{t.sd} \times d = 1,12 \times 65 = 72,8 \text{ KN} \cdot \text{mm}$$

$$F = \frac{M}{h} = \frac{72,8}{100} = 0,728 \text{ KN}$$

✓ Vérification :

$$\sqrt{3 \times \tau_{\perp}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M_w}}$$

Avec :

$$\begin{aligned} \text{➤ } \tau_{\perp} &= \frac{F}{h \times a} = \frac{0,728}{100 \times 4 \times 10^{-6}} = 1820 \text{ KN/m}^2 \\ &\text{(on prend } a_{\min} = 4 \text{ mm car } t_{\max} \leq 17 \text{ mm)} \end{aligned}$$

$$\text{➤ } f_u = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{➤ } \beta_w = 0,8 \text{ (pour Fe360)}$$

$$\text{➤ } \gamma_{M_w} = 1,25$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sqrt{3 \times \tau_{\perp}^2} &= \sqrt{3 \times 1,82^2} = 3,15 \text{ N/mm}^2 \\ \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M_w}} &= \frac{360}{0,8 \times 1,25} = 360 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \right. \Rightarrow 3,15 \leq 360 \text{ Condition vérifiée}$$

Conclusion : Le cordon de soudure $a_{\min} = 4 \text{ mm}$ est suffisant

III.2.7 Calcul des potelets :

Ce sont des éléments secondaires souvent des profilés en I ou H prévus sur le pignon pour réduire la portée entre les poteaux et diminuer la portée des lisses supportant le bardage isolants. Ils sont sollicités en flexion composée :

- ✓ Une flexion sous l'action du vent sur les parois du pignon.
- ✓ Une compression sous l'action des charges permanentes dues au poids propre des lisses, de bardage, et celui du potelet lui-même.

III.2.7.1 Dimensionnement des potelets :

a / Action et sollicitations :

- Poids du bardage (0,11 KN/m²)
- Poids des lisses UAP (0,137 KN/m²)
- Poids propre du potelet (à déterminer)
- Action du vent sur le pignon (1,03 KN/m²)

b / Calcul du moment sollicitant de flexion M_{sd} :

$$M_{sd} = \frac{q_w \times l^2}{8} = \frac{(1,03 \times 5,95) \times 7,54^2}{8} = 43,56 \text{ KN.m}$$

c / Condition de flèche :

$$\delta = \frac{5 \times q_w \times l^4}{384 \times E \times I}$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{200}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \Rightarrow I \geq \frac{1000 \times q_w \times l^3}{384 \times E}$$

$$\Rightarrow I \geq \frac{1000 \times 6,13 \times 754^3}{384 \times 2,1 \times 10^6}$$

$$\Rightarrow I \geq 3258,55 \text{ cm}^4$$

d / Choix du profilé :

Le profilé qui convient comme potelets est l'**IPE240**.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE240	30,7	39,1	240	120	9,8	6,2	190	3892	284	367	73,9	9,97	2,69

Tab.III.3 caractéristiques du profilé IPE240

III.2.7.2 Classe du profilé :**a / Classe de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 36\varepsilon$$

Avec :

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
- $d = 190\text{mm}$
- $t_w = 6,2\text{ mm}$

$$\begin{cases} \frac{d}{t_w} = \frac{190}{6,2} = 30,64 \\ 36\varepsilon = 36\sqrt{\frac{235}{235}} = 36 \end{cases} \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 36\varepsilon \quad \text{Donc l'âme est de classe I}$$

b / Classe de la semelle :

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

Avec :

- $C = 60\text{ mm}$
- $t_f = 9,8\text{ mm}$

$$\begin{cases} \frac{C}{t_f} = \frac{60}{9,8} = 6,12 \\ 10\varepsilon = 10\sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{cases} \Rightarrow \frac{C}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{Donc la semelle est de classe I}$$

Conclusion : La section globale est de classe I

III.2.7.3 Vérification de la flèche :

$$\delta = \frac{5 \times q_w \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 6,13 \times 754^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 3892} = 3,15 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{754}{200} = 3,77 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 3,15 \text{ cm} \\ \delta_{max} = 3,77 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \delta \leq \delta_{max}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée

III.2.7.4 Vérification des contraintes :

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

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

Avec :

- M_{sd} : Moment sollicitant ($M_{sd} = 43,56 \text{ KN.m}$)
- $M_{N.Rd}$: Moment de résistance plastique réduit par la prise en compte de l'effort axial

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[\frac{(1-n)}{(1-0,5a)} \right] = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \left[\frac{(1-n)}{(1-0,5a)} \right]$$

- ✓ Calcul de l'effort normal sollicitant N_{sd} :

$$N_{sd} = (0,11 \times 5,95 \times 2,73) + (0,137 \times 5,95 \times 3) + (30,7 \times 10^{-2} \times 7,54) = 6,55 \text{ KN}$$

Avec :

- Poids du bardage ($0,11 \text{ KN/m}^2$)
- Poids des lisses UAP ($0,137 \text{ KN/m}^2$)
- Poids propre du potelet ($30,7 \cdot 10^{-2} \text{ KN/m}$)
- Espacement entre le potelet et le poteau ($5,95 \text{ m}$)
- Longueur du bardage ($2,73 \text{ m}$)
- Longueur du potelet ($7,54 \text{ m}$)
- Nombres des lisses (3)

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{A \times f_y} = \frac{6,55 \times 1,1}{39,1 \times 23,5} = 0,008$$

$$a = \min\left(\frac{A_w}{A}; 0,5\right) \quad \text{avec} \quad A_w = A - 2b_f t_f$$

$$\Rightarrow A_w = 39,1 - (2 \times 12 \times 0,98) = 15,58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc} \quad a = \min\left(\frac{15,58}{39,1}; 0,5\right) = 0,4$$

Alors :

$$M_{N,Rd} = 367. \frac{235 \times 10^{-3}}{1,1} \left[\frac{(1 - 0,008)}{(1 - (0,5 \times 0,4))} \right] = 97,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 43,56 \text{ KN.m} \ll M_{N,Rd} = 97,22 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.2.7.5 Résistance du potelet au flambement :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

- $N_{b,Rd}$: Résistance au flambement
- $\beta_A = 1$ pour les sections de classe I
- $\gamma_{M_1} = 1,1$
- χ : Coefficient de réduction dépend de $\bar{\lambda}$
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93,9 \varepsilon}$$

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

$$\begin{cases} \frac{h}{b_f} = \frac{240}{120} = 2 > 1,2 \\ t_f = 9,8 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{axe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} (y-y) \\ (z-z) \end{cases} \\ \text{courbe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} a \\ b \end{cases} \end{cases}$$

Plan (y-y) :

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

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{754}{9,97} = 75,6 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9 \varepsilon} = \frac{75,6}{93,9} = 0,8$$

Plan (z-z) :

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

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{754}{2,69} = 280,3 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9 \varepsilon} = \frac{280,3}{93,9} = 3$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 3$$

AN :

$$N_{b,Rd} = \frac{0,0994 \times 1 \times 3910 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 83,03 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 6,55 \text{ KN} \ll N_{N,Rd} = 83,03 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.2.7.6 Résistance au voilement par cisaillement :

$$\frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon$$

Avec :

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
- $d = 190 \text{ mm}$
- $t_w = 6,2 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{190}{6,2} = 30,6 \\ 69\varepsilon = 69\sqrt{\frac{235}{235}} = 69 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement

III.2.7.7 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

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

Avec :

- A_w : Aire de l'âme $A_w = t_w \times d = 190 \times 6,2 = 1178 \text{ mm}^2$
- A_{fc} : Aire de la semelle comprimée
 $A_{fc} = b_f \cdot t_f = 120 \times 9,8 = 1176 \text{ mm}^2$
- f_{yt} : Limite d'élasticité de la semelle comprimée ($f_{yt} = 235 \text{ N/mm}^2$)
- K : Coefficient pris égal à 0,3 pour une semelle de classe I

$$\left\{ \begin{array}{l} K \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \sqrt{\frac{1178}{1176}} = 268,31 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{190}{6,2} = 30,64 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq K \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.2.7.8 Résistance du potelet au déversement :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

- $B_w = 1$ section de classe I
- χ_{lt} est le facteur de réduction pour le déversement.
- $F_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- $\gamma_{M_1} = 1,1$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

Avec :

- $C_1 = 1,132$ (Charge uniformément répartie)
- $G = \frac{E}{2(1-\nu)}$ $\Rightarrow \begin{cases} E = 21 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0,3 \end{cases} \Rightarrow G = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 12,9 \text{ cm}^4$)
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 37,4 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$)
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 284 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 1,132 \cdot \frac{3,14^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 284}{754^2} \sqrt{\frac{37,4 \cdot 10^3}{284} + \frac{754^2 \cdot 8,08 \cdot 10^6 \cdot 12,9}{3,14^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 284}}$$

$$M_{cr} = 39522442,9 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 367 \times 235 \times 10^2}{39522442,9}} = 0,46$$

On calcul :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2} \right)} \leq 1$$

Avec :

$$\phi_{lt} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{lt} (\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2 \right]$$

$\alpha_{lt} = 0,21$ Pour les profils laminés

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(0,46 - 0,2) + 0,46^2] = 0,64$$

Donc :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(0,64 + \sqrt{0,64^2 - 0,48^2} \right)} = 0,94$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,94 \times 1 \times 367 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 73,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 43,56 \text{ KN.m} \leq M_{b,Rd} = 73,70 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.3 ETUDE DES ÉLÉMENTS PORTEURS :

III.3.1 Introduction :

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'actions possibles assure la stabilité statique soit assurée, tant globalement au niveau de la structure, qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments. Il s'agit donc, de garantir le degré de sécurité souhaité et de vérifier que les contraintes et les déformations restent en dessous des limites admissibles.

Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement "CCM97".

III.3.2 Justification de la traverse de lanterneau (IPE220) :

Après modélisation en sap2000, on choisie le profilé IPE220

III.3.2.1 Caractéristiques du travers (IPE220) :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE220	26,2	3,34	220	110	9,2	5,9	178	2772	205	285	58,1	9,11	2,48

Tab.III.4 caractéristiques du profilé IPE220

III.3.2.2 Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel SAP2000 sont :

- $M_{sd} = 9,2089 \text{ KN.m}$
- $V_{sd} = 1,729 \text{ KN}$
- $N_{sd} = 21,56 \text{ KN}$

III.3.2.3 Classe de la section transversale :

a / Classe de l'âme :

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

Avec :

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
- $d = 178 \text{ mm}$
- $t_w = 5,9 \text{ mm}$

Rapport-gratuit.com

LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES



$$\begin{cases} \frac{d}{t_w} = \frac{178}{5,9} = 30,16 \\ 72\varepsilon = 72\sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{cases} \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Donc l'âme est de classe I}$$

b / Classe de la semelle :

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

Avec :

- $C = 55 \text{ mm}$
- $t_f = 9,2 \text{ mm}$

$$\begin{cases} \frac{C}{t_f} = \frac{55}{9,2} = 5,97 \\ 10\varepsilon = 10\sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{cases} \Rightarrow \frac{C}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{Donc la semelle est de classe I}$$

Conclusion : la section globale est de classe I

III.3.2.4 Vérification de la flèche :

- Poids de la couverture ($0,11 \text{ KN/m}^2$)
- Poids propre de la panne ($15,8 \cdot 10^{-2} \text{ KN/m}$)
- Poids propre du travers ($26,2 \cdot 10^{-2} \text{ KN/m}$)
- Espacement entre les travers ($6,7 \text{ m}$)
- Nombres des pannes dans lanterneau (2)

$$G = (0,11 \times 6,7) + (15,8 \cdot 10^{-2} \times 2) + (26,2 \cdot 10^{-2})$$

$$G = 1,315 \text{ KN/m}$$

$$G + Q = (1,315 + 6,7) = 8,015 \text{ KN/M}$$

$$\delta = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 8,015 \times 227^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 2772} = 0,047 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{227}{200} = 1,13 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 1,13 \text{ cm} \\ \delta_{max} = 0,047 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \delta \leq \delta_{max}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée

III.3.2.5 Condition de résistance :✓ **Cisaillement**

$$V_{sd} \leq 50\% V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}}$$

$$A_v = A - 2b_f t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 3340 - 2(110 \times 9,2) + (5,9 + (2 \times 12)) \times 9,2$$

$$A_v = 1591,08 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$V_{pl,Rd} = \frac{1591,08 (235 \times 10^{-3} / \sqrt{3})}{1,1} = 838,93 \text{ KN}$$

Alors :

$$V_{sd} = 1,729 \text{ KN} \ll 50\% V_{pl,Rd} = 419,46 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Flexion composée**

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

Avec :

$$\text{➤ } M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{285 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 60,88 \text{ KN.m}$$

$$\text{➤ } N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{3340 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 713,54 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{9,2089}{60,88} \right)^1 + \left(\frac{21,56}{713,54} \right)^2 = 0,15 \ll 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.3.2.6 Vérification au déversement :

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

- $B_w = 1$ section de classe I
- χ_{lt} est le facteur de réduction pour le déversement.
- $F_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- $\gamma_{M_1} = 1,1$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

Avec :

- $K = 0,5$ donc $C = 0,712$ (encastrement parfait)
- $G = \frac{E}{2(1-\nu)}$ $\Rightarrow \begin{cases} E = 21 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0,3 \end{cases} \Rightarrow G = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 9,07 \text{ cm}^4$)
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 22,7 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$)
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 205 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 0,712 \cdot \frac{3,14^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 205}{227^2} \sqrt{\frac{22,7 \cdot 10^3}{205} + \frac{227^2 \cdot 8,08 \cdot 9,07}{3,14^2 \cdot 21 \cdot 205}}$$

$$M_{cr} = 8288011,68 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 285 \times 235 \times 10^2}{8288011,68}} = 0,89$$

On calcul :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2} \right)} \leq 1$$

Avec :

$$\phi_{lt} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{lt} (\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2 \right]$$

$\alpha_{lt} = 0,21$ Pour les profils laminés

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(0,89 - 0,2) + 0,89^2] = 0,95$$

Donc :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(0,95 + \sqrt{0,95^2 - 0,89^2} \right)} = 0,67$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,67 \times 1 \times 285 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 47,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 9,2089 \text{ KN.m} \ll M_{b,Rd} = 47,48 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.3.3 Justification du potelet de lanterneau (HEA160) :

III.3.3.1 Caractéristiques du potelet (HEA160) :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA160	30,4	38,8	152	160	9	6	104	1673	616	246	118	6,57	3,98

Tab.III.5 caractéristiques du profilé HEA160

III.3.3.2 Efforts sollicitant :

- $M_{sd} = 14,033 \text{ KN.m}$
- $N_{sd} = 17,477 \text{ KN}$

III.3.3.3 Classe de la section transversale :

a / Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 33\varepsilon$$

Avec :

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
 - $d = 104 \text{ mm}$
 - $t_w = 6 \text{ mm}$
- $$\begin{cases} \frac{d}{t_w} = \frac{104}{6} = 17,33 \\ 33\varepsilon = 33 \sqrt{\frac{235}{235}} = 33 \end{cases} \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 33\varepsilon \text{ Donc l'âme est de classe I}$$

b / Classe de la semelle :

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

Avec :

- $c = 55 \text{ mm}$
 - $t_f = 9,2 \text{ mm}$
- $$\begin{cases} \frac{c}{t_f} = \frac{80}{9} = 8,88 \\ 10\varepsilon = 10 \sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{cases} \Rightarrow \frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \text{ Donc la semelle est de classe I}$$

Conclusion : la section globale est de classe I

III.3.3.4 Condition de résistance :

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

Avec :

$$\triangleright M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{246 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 52,55 \text{ KN.m}$$

$$\triangleright N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{3880 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 828,9 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{140,33}{52,55}\right)^1 + \left(\frac{17,477}{828,9}\right)^2 = 0,27 \ll 1 \text{ Condition vérifiée}$$

III.3.3.5 Résistance au flambement :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

- $N_{b,Rd}$: Résistance au flambement
- $\beta_A = 1$ pour les sections de classe I
- $\gamma_{M_1} = 1,1$
- χ : Coefficient de réduction dépend de $\bar{\lambda}$
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93,9\varepsilon}$$

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

$$\begin{cases} \frac{h}{b_f} = \frac{152}{160} = 0,95 < 1,2 \\ t_f = 9 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{axe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} (y-y) \\ (z-z) \end{cases} \\ \text{courbe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} b \\ c \end{cases} \end{cases}$$

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

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{123}{6,57} = 18,72 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\varepsilon} = \frac{18,72}{93,9} = 0,2$$

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

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{123}{3,98} = 30,9 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9\varepsilon} = \frac{30,9}{93,9} = 0,33$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,33$$

Le coefficient de réduction χ est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement C par la méthode de l'interpolation.

AN:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,9335 \times 1 \times 3880 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 773,78 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 17,477 \text{ KN} \ll N_{b,Rd} = 773,78 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.3.4 Justification de la traverse (IPE360) :

III.3.4.1 Caractéristiques de la traverse (IPE 360) :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE360	57,1	72,7	360	170	12,7	8	299	16270	1043	1019	191	13,7	3,55

Tab.III.6 caractéristiques du profilé IPE360

III.3.4.2 Efforts sollicitant :

- $M_{sd} = 103,524 \text{ KN.m}$
- $V_{sd} = 19,237 \text{ KN}$
- $N_{sd} = 48,622 \text{ KN}$

III.3.4.3 Classe de la section transversale :

a / Classe de l'âme :

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

Avec :

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
- $d = 299 \text{ mm}$
- $t_w = 8 \text{ mm}$

$$\begin{cases} \frac{d}{t_w} = \frac{299}{8} = 37,37 \\ 72\varepsilon = 72\sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{cases} \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Donc l'âme est de classe I}$$

b / Classe de la semelle :

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

Avec :

- $C = 85 \text{ mm}$
- $t_f = 12,7 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{C}{t_f} = \frac{85}{12,7} = 6,69 \\ 10\varepsilon = 10 \sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{C}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{Donc la semelle est de classe I}$$

Conclusion : la section globale est de classe I

III.3.4.4 Vérification de la flèche :

- Poids de la couverture ($0,11 \text{ KN/m}^2$)
- Poids propre de lanterneau ($10 \cdot 10^{-2} \text{ KN/m}$)
- Poids propre de la panne ($15,8 \cdot 10^{-2} \text{ KN/m}$)
- Poids propre du travers ($57,1 \cdot 10^{-2} \text{ KN/m}$)
- Espacement entre les travers ($6,7 \text{ m}$)
- Nombres des pannes (6)

$$G = (0,11 \times 6,7) + (15,8 \cdot 10^{-2} \times 6) + (57,1 \cdot 10^{-2}) + (10 \cdot 10^{-2} \times 6,7)$$

$$G = 2,926 \text{ KN/m}$$

$$G + Q = (2,926 + 6,7) = 9,626 \text{ KN/m}$$

$$\delta = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 9,626 \times 617,8^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 16270} = 0,53 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{617,8}{200} = 3,089 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta = 0,53 \text{ cm} \\ \delta_{max} = 3,089 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \delta \leq \delta_{max} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.3.4.5 Condition de résistance :

✓ **Cisaillement :**

$$V_{sd} \leq 50\% V_{pl.Rd}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}}$$

$$A_v = A - 2b_f t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 7270 - 2(170 \times 12,7) + (8 + (2 \times 18)) \times 12,7 = 3510,8 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$V_{pl,Rd} = \frac{3510,8 (235 \times 10^{-3} / \sqrt{3})}{1,1} = 1851,14 \text{ KN}$$

Alors :

$$V_{sd} = 19,237 \text{ KN} \ll 50\% V_{pl,Rd} = 925,57 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Flexion composée :**

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

Avec :

$$\text{➤ } M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1019 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 217,69 \text{ KN.m}$$

$$\text{➤ } N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{7270 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 1553,13 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{103,524}{217,69} \right)^1 + \left(\frac{48,622}{1553,13} \right)^2 = 0,48 \ll 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.3.4.6 Vérification au déversement :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

- $B_w = 1$ section de classe I
- χ_{lt} est le facteur de réduction pour le déversement.
- $F_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- $\gamma_{M_1} = 1,1$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

Avec :

- $K = 0,5$ donc $C = 0,712$ (encastrement parfait)
- $G = \frac{E}{2(1-\nu)} \Rightarrow \begin{cases} E = 21 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0,3 \end{cases} \Rightarrow G = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 37,3 \text{ cm}^4$)
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 314 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$)
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 1043 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 0,712 \cdot \frac{3,14^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 1043}{617,8^2} \sqrt{\frac{314 \cdot 10^3}{1043} + \frac{617,8^2 \cdot 8,08 \cdot 37,3}{3,14^2 \cdot 21 \cdot 1043}}$$

$$M_{cr} = 1163020635,2 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 1019 \times 235 \times 10^2}{1163020635,2}} = 0,45$$

On calcul :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2} \right)} \leq 1$$

Avec :

$$\phi_{lt} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{lt} (\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2 \right]$$

$\alpha_{lt} = 0,21$ Pour les profils laminés

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(0,45 - 0,2) + 0,45^2] = 0,62$$

Donc :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(0,62 + \sqrt{0,62^2 - 0,45^2} \right)} = 0,95$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,95 \times 1 \times 1019 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 206,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 103,524 \text{ KN.m} \ll M_{b,Rd} = 206,81 \text{ KN.m} \text{ Condition vérifiée}$$

III.3.5 Justification du poteau (HEA300) :

III.3.5.1 Caractéristiques du poteau (HEA300) :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA 300	88,3	113	290	300	14	8,5	208	18260	6310	1380	642	12,7	7,49

Tab.III.7 caractéristiques du profilé HEA300

III.3.5.2 Efforts sollicitant :

- $M_{sd} = 143,78 \text{ KN.m}$
- $N_{sd} = 112,01 \text{ KN}$

III.3.5.3 Classe de la section transversale :**a / Classe de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 38\varepsilon$$

Avec :

$$\triangleright \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\triangleright d = 208 \text{ mm}$$

$$\triangleright t_w = 8,5 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{208}{8,5} = 24,47 \\ 38\varepsilon = 38\sqrt{\frac{235}{235}} = 38 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 38\varepsilon \quad \text{Donc l'âme est de classe II}$$

b / Classe de la semelle :

$$\frac{C}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 11\varepsilon$$

Avec :

$$\triangleright C = 150 \text{ mm}$$

$$\triangleright t_f = 14 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{C}{t_f} = \frac{150}{14} = 10,71 \\ 11\varepsilon = 11\sqrt{\frac{235}{235}} = 11 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{C}{t_f} \leq 11\varepsilon \quad \text{Donc la semelle est de classe II}$$

Conclusion : la section globale est de classe II

III.3.5.4 Condition de résistance :

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

Avec :

$$\triangleright M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1380 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 294,8 \text{ KN.m}$$

$$\triangleright N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{11300 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 2414 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{143,78}{294,8} \right)^1 + \left(\frac{112,01}{2414} \right)^2 = 0,49 \ll 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.3.5.5 Résistance au flambement :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

- $N_{b,Rd}$: Résistance au flambement
- $\beta_A = 1$ pour les sections de classe I
- $\gamma_{M_1} = 1,1$
- χ : Coefficient de réduction dépend de $\bar{\lambda}$
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93,9\varepsilon}$$

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

$$\begin{cases} \frac{h}{b_f} = \frac{290}{300} = 0,76 < 1,2 \\ t_f = 14 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{axe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} (y-y) \\ (z-z) \end{cases} \\ \text{courbe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} b \\ c \end{cases} \end{cases}$$

Plan (y-y) :

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

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{622,9}{12,7} = 49,04 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\varepsilon} = \frac{49,04}{93,9} = 0,52$$

Plan (z-z) :

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

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{622,9}{7,49} = 83,16 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9\varepsilon} = \frac{83,16}{93,9} = 0,89$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,89 \approx 0,9$$

AN :

$$N_{b,Rd} = \frac{0,5998 \times 1 \times 11300 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 1447,97 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 112,01 \text{ KN} \ll N_{b,Rd} = 1447,97 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.1 INTRODUCTION :

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes. Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposées aux fondations. Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans la structure.

L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles à solliciter la structure.

Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003- (D.T.R-B.C-2.48), qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente,
- Méthode d'analyse spectrale,
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

Suivant la particularité de la structure, notre calcul se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.2 PRINCIPE DE LA METHODE :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrées par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV.3 SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL :

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

$$\frac{S_a}{g} \left\{ \begin{array}{ll} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 < T < T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} - 1 \right) & T_1 < T < T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 < T < 0,3 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 0,3 \end{array} \right.$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone, donnée suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone I (Tlemcen)} \\ \text{Classification des ouvrages : 2} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0,08 \text{ (voir annexe C)}$$

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

$$\text{Acier dense} \Rightarrow \xi = 5\% \text{ (voir annexe C)}$$

- η : Facteur de correction d'amortissement :

$$\xi = 5\% \Rightarrow \eta = 1$$

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

ossature contreventée par palées triangulées en X $\Rightarrow R = 4$ (voir annexe C)

- T_1, T_2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

$$\text{Site meuble } S_3 : \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases} \text{ (voir annexe C)}$$

- Q: Facteur de qualité donnée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q = 1,2$$

Critères	Observation	p_q
1	Non observé	0,05
2	Observé	0
3	Observé	0
4	Observé	0
5	Non observé	0,05
6	Non observé	0,10
		$\sum_1^5 p_q = 0,2$

Tab.IV.1 Facteur de qualité

IV.4 ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amorti. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.4.1 Modélisation de la structure :

La modélisation représente l'établissement d'un model à partir de la structure réelle. Ce travail sera suivi de certaines modifications en vue d'approcher au maximum le comportement de la structure d'origine.

On a fait appel pour la modélisation de notre structure au logiciel SAP2000. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adapté aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures.

Étapes de la modélisation de la structure :

1. Opter pour un système d'unités (KN et m),
2. Définition de la géométrie de base,
3. Définition des matériaux
4. Définition des sections

Éléments de la structure	Profilés
Traverse lanterneau	IPE220
Potelet lanterneau	HEA160
Traverse poteaux	IPE360
Potelets	HEA300
Pannes	IPE240
	IPE160

Tab.IV.2 Éléments structuraux constituant la structure

5. Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies,
6. Définition des charges a appliquées,
7. Introduction du spectre de réponse,
8. Définition des combinaisons de charges,
9. Définition des conditions aux limites,
10. Lancer l'analyse.

IV.4.2 Analyse modale :

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure, elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliquée a tout types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisant à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

Le spectre est caractérisé par les donnés suivants :

- Zone sismique I (Tlemcen)
- Groupe d'usage 2 (ouvrages courant ou d'importance moyenne)
- pourcentage d'amortissement ($\xi = 5\%$)
- Coefficient de comportement ($R = 4$)
- Facteur de qualité ($Q = 1,2$)
- Site meuble (S_3)

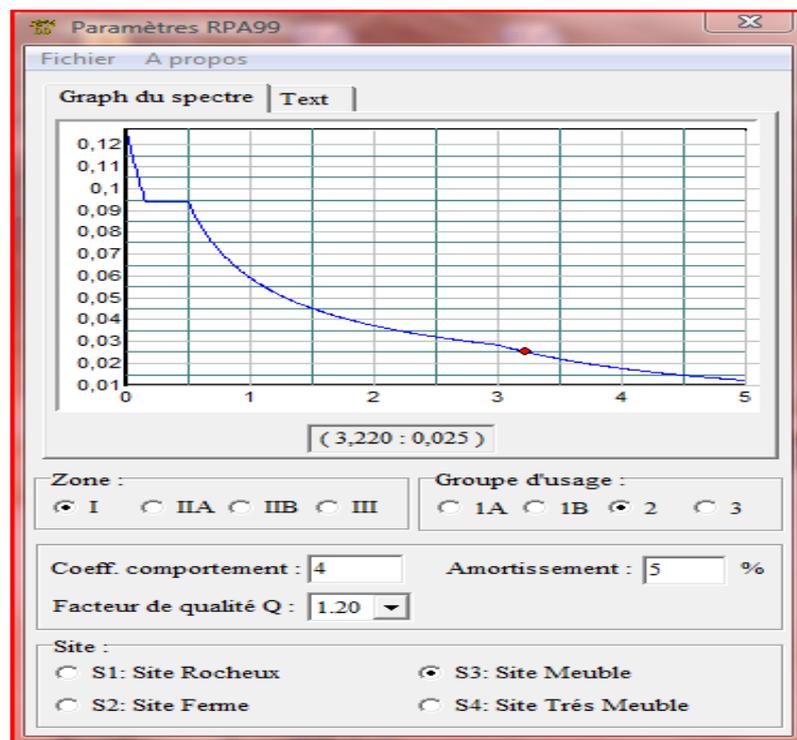


Fig. IV.1 Spectre de réponse

IV.4.2.1 Nombre de modes à considérer (RPA99 /V2003) :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

IV.5 VERIFICATION DE LA STRUCTURE :**IV.5.1 Caractéristiques dynamiques de la structure :**

Mode	Période	Facteurs de Participation Massique				Condition
		U_x	U_y	$\sum U_x$	$\sum U_y$	
1	0,434754	7,21E-01	2,4E-04	0,72121	0,00024	vérifiée
2	0,431576	1,6E-04	8,53E-01	0,72137	0,85335	
3	0,417106	5,97E-05	5,36E-05	0,72143	0,85341	
4	0,394387	2,41E-05	8,57E-06	0,96314	0,85341	
5	0,375315	3,32E-06	1,21E-07	0,96315	0,85341	
6	0,333183	6,04E-06	3,7E-04	0,96315	0,85379	
7	0,279006	2,42E-08	2,3E-04	0,96315	0,85401	
8	0,276029	3,72E-07	3,81E-02	0,96315	0,89221	
9	0,246594	1,43E-09	3,71E-03	0,96315	0,89592	
10	0,246508	1,43E-07	2,26E-03	0,96315	0,89818	
11	0,246362	3,15E-10	5,73E-08	0,96315	0,89818	
12	0,246361	2,64E-08	1,08E-07	0,96315	0,89818	
13	0,220953	2,05E-06	1,29E-02	0,96316	0,91117	

Tab.IV.3 Caractéristiques dynamiques de la structure

IV.5.2 Vérification de la période fondamentale de la structure :

La valeur de T, calculée par le logiciel SAP2000 ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%.

La période fondamentale obtenu par le logiciel SAP2000 : $T = 0,43s$

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T = C_t \cdot h_N^{3/4}$$

Avec :

- C_t : Coefficient donnée en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, pour des contreventements assurés par des palées triangulés $C_t = 0,05$
- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) : $h_N = 9,09m$

D'où :

$$T = 0,05 \cdot 9,09^{3/4} = 0,261s$$

Donc :

$$T = 0,43s > 130\% T = 1,3 \cdot 0,261 = 0,34 s$$

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, sachant que nous avons eu de mal à ajouter des contreventements pour le bon fonctionnement de la structure (marché).

IV.5.3 Vérification de la force sismique à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée .

$$V_t > 0,8 V$$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

- Effort sismique dans le sens (X) : $V_t = 87,17 \text{ KN}$
- Effort sismique dans le sens (Y) : $V_t = 76,08 \text{ KN}$

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,08
- D : facteur d'amplification dynamique moyen D = 2,5 ($0 < T < T_2$)
- Q : Facteur de qualité Q = 1,2
- R : Coefficient de comportement global de la structure R = 4
- W : poids total de la structure (calculée par SAP2000) W = 482,79 KN

Donc :

$$V = \frac{0,08 \times 2,5 \times 1,20}{4} \times 482,79 = 28,97 \text{ KN}$$

	V_t (KN)	V (KN)	80% V (KN)	$V_t > 80\% V$
V_x	87,17	28,97	23,17	Vérifiée
V_y	76,08	28,97	23,17	Vérifiée

Tab.IV.4 Résultante des forces sismiques à la base

IV.5.4 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 1.0% de la hauteur de l'étage.

Etage	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	1% h_k (cm)	Condition
Toiture	0,56	4	2,24	9,09	Vérifiée

Tab.IV.5 Déplacements relatifs dans le sens (x-x)

Etage	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	1% h_k (cm)	Condition
Toiture	1,57	4	6,28	9,09	Vérifiée

Tab.IV.6 Déplacements relatifs dans le sens (y-y)

V.1 INTRODUCTION :

La conception et le calcul des assemblages ont une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces constituant la structure. En effet, les assemblages constituent un dispositif qui permet de réunir et de solidariser les pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations régnant dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement "CCM97".

V.2 LIAISON POTEAU-TRAVERSE (HEA300-IPE360):

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes perçages qui sont effectués sur l'aile du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assemblés. Le jarret qui figure sous la traverse permet d'obtenir un bras de levier assez important, pour pouvoir développer une meilleure résistance, vis-à-vis du moment de flexion, qui est très fréquemment la sollicitation prédominante.

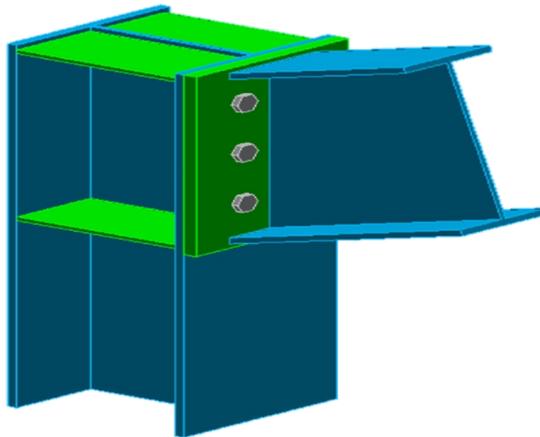


Fig. V.1 3D d'assemblage poteau - traverse (HEA300 – IPE360)

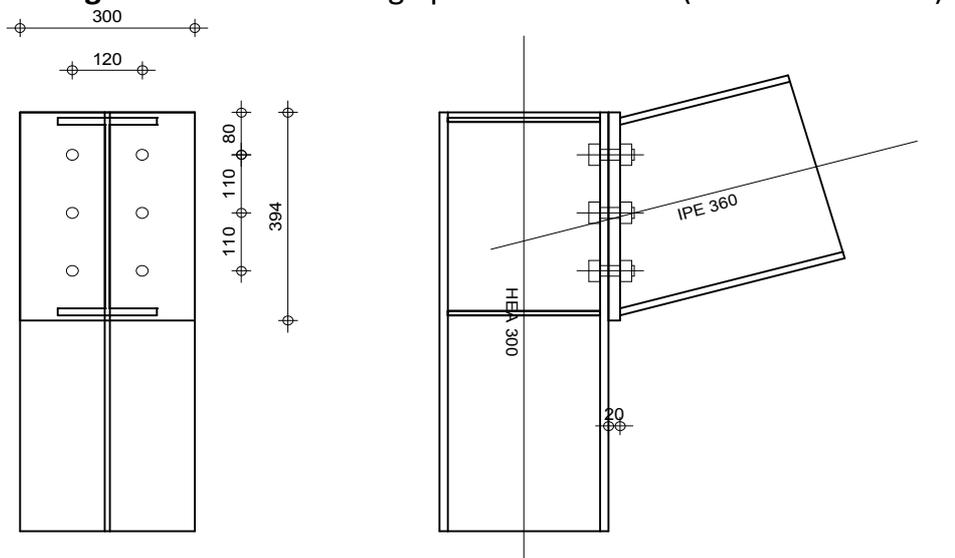


Fig. V.2 Détail d'assemblage poteau - traverse (HEA300 – IPE360)

V.2.1 Efforts sollicitant :

Les efforts maximaux à prendre en compte pour calculer un assemblage sont :

- $N_{sd} = 137,57 \text{ KN}$
- $V_{sd} = 56,48 \text{ KN}$
- $M_{sd} = 105,53 \text{ KN.m}$

V.2.2 Soudure de la platine :**V.2.2.1 Cordon de soudure :**

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

$$a_{min} \leq a \leq a_{max}$$

Avec :

- $t_{max} = t_{platine} = 20 \text{ mm}$ donc $a_{min} = 5 \text{ mm}$
- $t_{min} = 12,7 \text{ mm}$
- $a_{max} = 0,7 \times t_{min} = 8,89 \text{ mm}$

Donc on prend $a = 8 \text{ mm}$

V.2.2.2 Soudure de la semelle tendue :

$$N_d \leq \min(R_w; R_s)$$

Avec :

- $N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{105,53 \times 10^3}{360} + 137,57 = 430,7 \text{ KN}$
- $R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 8 \sqrt{2} \times 340 \times 10^{-3}}{1,1} = 575,25 \text{ KN}$
- $R_w = \frac{0,5 \times f_{UE} \times a \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,5 \times 510 \times 8 \times 340 \times 10^{-3}}{1,1} = 630,54 \text{ KN}$

$$N_d = 430,7 \text{ KN} < \min(630,54 ; 575,25) \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.2.2.3 Soudure de l'âme :

$$V_{sd} \leq R_S$$

$$R_S = \frac{0,7 \times f_y \times a\sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 8\sqrt{2} \times 669,6 \times 10^{-3}}{1,1} = 1132,9 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 56,48 \text{ KN} < R_S = 1132,9 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.2.3 Disposition constructives :**V.2.3.1 Choix de diamètre du boulon :**

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents ; le choix du diamètre se fera en déterminant leurs résistances tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

- ✓ $t \leq 10 \text{ mm} \Rightarrow d = (12; 14) \text{ mm}$
- ✓ $10 \leq t \leq 25 \text{ mm} \Rightarrow d = (16; 20; 24) \text{ mm}$
- ✓ $t > 25 \text{ mm} \Rightarrow d = (24; 27; 30) \text{ mm}$

On a l'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend deux files de 3 boulons de diamètre $\Phi = 20 \text{ mm}$ classe 10.9

V.2.3.2 Pince longitudinale e_1 :

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

Avec :

- $d_0 = \Phi + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$
- $t = 12,7 \text{ mm}$

$$26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 152,4 \text{ mm}$$

$$\text{Alors on prend } e_1 = 80 \text{ mm}$$

V.2.3.3 Pince transversale e_2 :

$$33 \text{ mm} \leq e_1 \leq 152,4 \text{ mm}$$

$$\text{Alors on prend } e_2 = 90 \text{ mm}$$

V.2.4 Calcul des boulons sollicités en traction :

$$M_{sd} \leq M_R$$

$$T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 196 \text{ KN}$$

$$M_R = 2T_R(0,07 + 0,18 + 0,29) = 211,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 105,53 \text{ KN.m} < M_R = 211,68 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.2.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

$$V_d \leq V_R/\gamma_{M_1}$$

Avec :

$$\text{➤ } V_R = 0,4 \times f_{ub} \times A_s = 0,4 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 98 \text{ KN}$$

$$\text{➤ } V_d = \frac{V_{sd}}{6} = \frac{56,48}{6} = 10,91 \text{ KN}$$

$$V_d = 10,91 \text{ KN} < V_R/\gamma_{M_1} = 89,09 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.2.6 Vérification de la pression diamétrale :

$$V_d \leq L_R/\gamma_{M_1}$$

Avec :

$$\text{➤ } L_R = 2,4 \times f_u \times d \times t = 2,4 \times 360 \times 22 \times 12,7 \times 10^{-3} = 241,4 \text{ KN}$$

$$V_d = 10,91 \text{ KN} < L_R/\gamma_{M_1} = 219,45 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3 LIAISON TRAVERSE-TRAVERSE (IPE 360-IPE360) :

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes perçages qui sont effectués sur la platine soudée en bout de l'autre travers, permettent de solidariser les deux éléments assemblés. Le raidisseur qui figure sous les traverses permet d'obtenir un bras de levier assez important, pour pouvoir développer une meilleure résistance, vis-à-vis du moment de flexion, qui est très fréquemment la sollicitation prédominante.

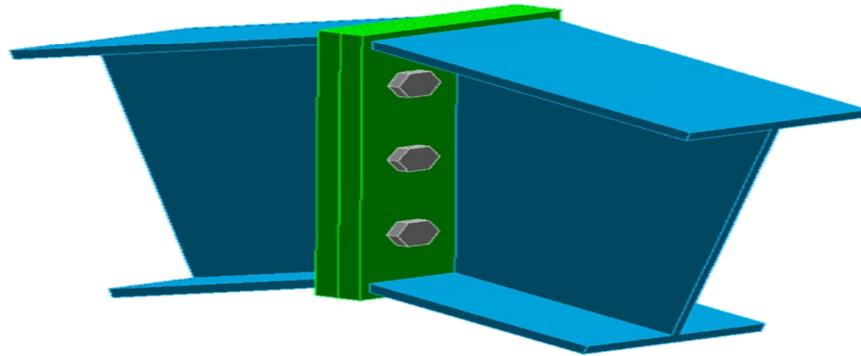


Fig. V.3 3D d'assemblage traverse - traverse (IPE360– IPE360)

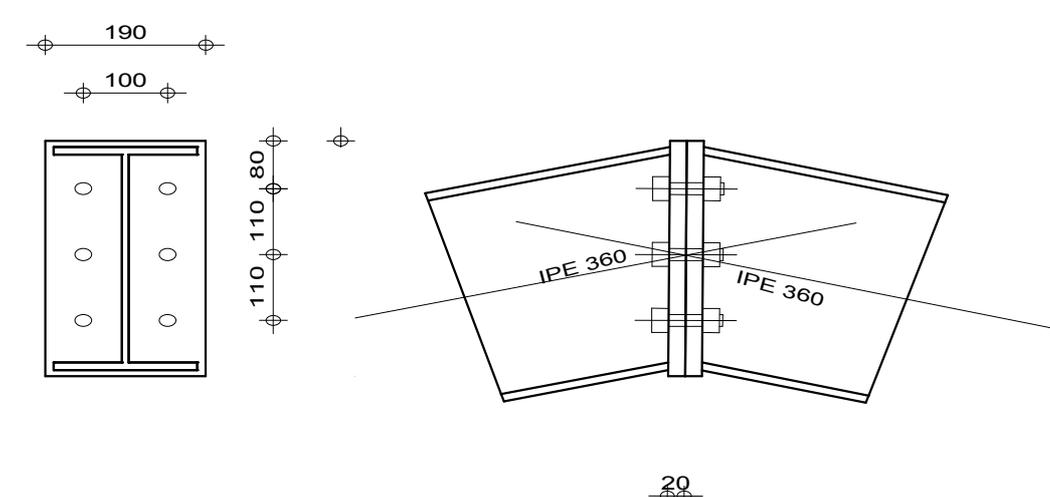


Fig. V.4 Détail a assemblage traverse - traverse (IPE360 – IPE360)

V.3.1 Efforts sollicitant :

- $N_{sd} = 34,68 \text{ KN}$
- $V_{sd} = 15,46 \text{ KN}$
- $M_{sd} = 34,42 \text{ KN.m}$

V.3.2 Soudure de la platine :

V.3.2.1 Cordon de soudure :

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

$$a_{min} \leq a \leq a_{max}$$

Avec :

- $t_{max} = t_{platine} = 20 \text{ mm}$ donc $a_{min} = 5 \text{ mm}$
- $t_{min} = 12,7 \text{ mm}$
- $a_{max} = 0,7 \times t_{min} = 8,89 \text{ mm}$

Donc on prend $a = 8 \text{ mm}$

V.3.2.2 Soudure de la semelle tendue :

$$N_d \leq \min(R_w; R_s)$$

Avec :

$$\text{➤ } N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{34,42 \times 10^3}{360} + 34,68 = 130,29 \text{ KN}$$

$$\text{➤ } R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 8 \sqrt{2} \times 340 \times 10^{-3}}{1,1} = 575,25 \text{ KN}$$

$$\text{➤ } R_w = \frac{0,5 \times f_{UE} \times a \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,5 \times 510 \times 8 \times 340 \times 10^{-3}}{1,1} = 630,54 \text{ KN}$$

$$N_d = 130,29 \text{ KN} < \min(630,54 ; 575,25) \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3.2.3 Soudure de l'âme :

$$V_{sd} \leq R_s$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 8 \sqrt{2} \times 669,6 \times 10^{-3}}{1,1} = 1132,9 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 15,46 \text{ KN} < R_s = 1132,9 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3.3 Disposition constructives :**V.3.3.1 Choix de diamètre du boulon :**

$$10 \leq t \leq 25 \text{ mm} \Rightarrow d = (16; 20; 24) \text{ mm}$$

On a l'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend deux files de 3 boulons de diamètre $\Phi = 20 \text{ mm}$ classe 10.9

V.3.3.2 Pince longitudinale e_1 :

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

Avec :

$$\text{➤ } d_0 = \Phi + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$\text{➤ } t = 12,7 \text{ mm}$$

$$26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 152,4 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 45 \text{ mm}$

V.3.3.3 Pince transversale e_2 :

$$33 \text{ mm} \leq e_1 \leq 152,4 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 80 \text{ mm}$

V.3.4 Calcul des boulons sollicités en traction :

$$M_{sd} \leq M_R$$

$$T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 196 \text{ KN}$$

$$M_R = 2T_R(0,08 + 0,19 + 0,3) = 117,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 34,42 \text{ KN.m} < M_R = 117,6 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

$$V_d \leq V_R/\gamma_{M_1}$$

Avec :

$$\text{➤ } V_R = 0,4 \times f_{ub} \times A_s = 0,4 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 98 \text{ KN}$$

$$\text{➤ } V_d = \frac{V_{sd}}{6} = \frac{15,42}{6} = 2,57 \text{ KN}$$

$$V_d = 2,57 \text{ KN} < V_R/\gamma_{M_1} = 89,09 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3.6 Vérification de la pression diamétrale :

$$V_d \leq L_R/\gamma_{M_1}$$

Avec :

$$\text{➤ } L_R = 2,4 \times f_u \times d \times t = 2,4 \times 360 \times 22 \times 12,7 \times 10^{-3} = 241,4 \text{ KN}$$

$$V_d = 2,57 \text{ KN} < L_R/\gamma_{M_1} = 219,45 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

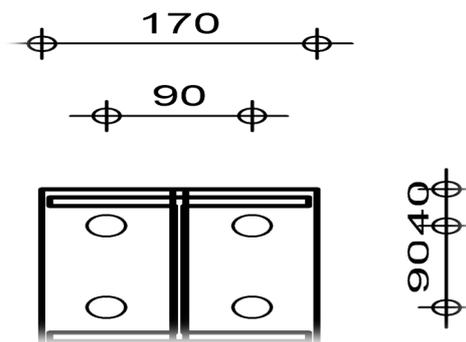
V.4 LIAISON POTELET DE LANTERNEAU-TRAVERSE PRINCIPALE (HEA160-IPE360)

Fig. V.5 Détail d'assemblage Potelet de lanterneau -Traverse principale (HEA160-IPE360)

V.4.1 Efforts sollicitant :

$$\text{➤ } N_{sd} = 32,25 \text{ KN}$$

$$\text{➤ } V_{sd} = 21,05 \text{ KN}$$

$$\text{➤ } M_{sd} = 52,42 \text{ KN.m}$$

V.4.2 Soudure de la platine :**V.4.2.1 Cordon de soudure :**

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

$$a_{\min} \leq a \leq a_{\max}$$

Avec :

- $t_{\max} = t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm}$ donc $a_{\min} = 5 \text{ mm}$
- $t_{\min} = 9 \text{ mm}$
- $a_{\max} = 0,7 \times t_{\min} = 6,3 \text{ mm}$

Donc on prend $a = 6 \text{ mm}$

V.4.2.2 Soudure de la semelle tendue :

$$N_d \leq \min(R_w; R_s)$$

Avec :

- $N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{52,42 \times 10^3}{152} + 32,25 = 377,11 \text{ KN}$
- $R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 6 \sqrt{2} \times 320 \times 10^{-3}}{1,1} = 406,05 \text{ KN}$
- $R_w = \frac{0,5 \times f_{UE} \times a \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,5 \times 510 \times 6 \times 320 \times 10^{-3}}{1,1} = 445,09 \text{ KN}$

$$N_d = 377,11 \text{ KN} < \min(445,09 ; 406,05) \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.4.2.3 Soudure de l'âme :

$$V_{sd} \leq R_s$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 6 \sqrt{2} \times 268 \times 10^{-3}}{1,1} = 340,07 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 21,05 \text{ KN} < R_s = 340,07 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.4.3 Disposition constructives :**V.4.3.1 Choix de diamètre du boulon :**

$$10 \leq t \leq 25 \text{ mm} \Rightarrow d = (16; 20; 24) \text{ mm}$$

On a l'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend deux files de 1 boulon de diamètre $\Phi = 20 \text{ mm}$ classe 10.9

V.4.3.2 Pince longitudinale e_1 :

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

Avec :

$$\triangleright d_0 = \Phi + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$\triangleright t = 9 \text{ mm}$$

$$26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 108 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 85 \text{ mm}$

V.4.3.3 Pince transversale e_2 :

$$33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 108 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 40 \text{ mm}$

V.4.4 Calcul des boulons sollicités en traction :

$$M_{sd} \leq M_R$$

$$T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 196 \text{ KN}$$

$$M_R = 2T_R(0,085) = 33,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 52,42 \text{ KN.m} > M_R = 33,32 \text{ KN.m}$$

La condition n'est pas vérifiée donc on augmente le diamètre du boulon qui sera M24 avec $A_s=353 \text{ mm}^2$

$$T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 1000 \times 10^{-3} \times 353 = 282,4 \text{ KN}$$

$$M_R = 2T_R(0,085) = 48 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 52,42 \text{ KN.m} > M_R = 48 \text{ KN.m}$$

La condition est toujours non vérifiée donc on ajoute un boulon par file

$$T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 1000 \times 10^{-3} \times 353 = 282,4 \text{ KN}$$

$$M_R = 2T_R(0,09 + 0,04) = 73,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 52,42 \text{ KN.m} < M_R = 73,43 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.4.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

$$V_d \leq V_R / \gamma_{M_1}$$

Avec :

➤ $V_R = 0,4 \times f_{ub} \times A_s = 0,4 \times 1000 \times 10^{-3} \times 353 = 141,2 \text{ KN}$

➤ $V_d = \frac{V_{sd}}{6} = \frac{21,05}{4} = 5,26 \text{ KN}$

$V_d = 5,26 \text{ KN} < V_R / \gamma_{M_1} = 128,36 \text{ KN}$ Condition vérifiée

V.4.6 Vérification de la pression diamétrale :

$$V_d \leq L_R / \gamma_{M_1}$$

Avec :

➤ $L_R = 2,4 \times f_u \times d \times t = 2,4 \times 360 \times 26 \times 9 \times 10^{-3} = 171,07 \text{ KN}$

$V_d = 5,26 \text{ KN} < L_R / \gamma_{M_1} = 155,52 \text{ KN}$ Condition vérifiée

V.5 LIAISON POTELET LANTERNEAU –TRVERSE LANTERNEAU (HEA160-IPE220)

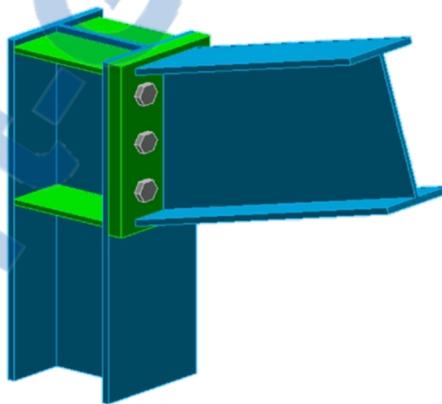


Fig. V.6 3D d’assemblage Potelet lanterneau –Traverse lanterneau (HEA160-IPE220)

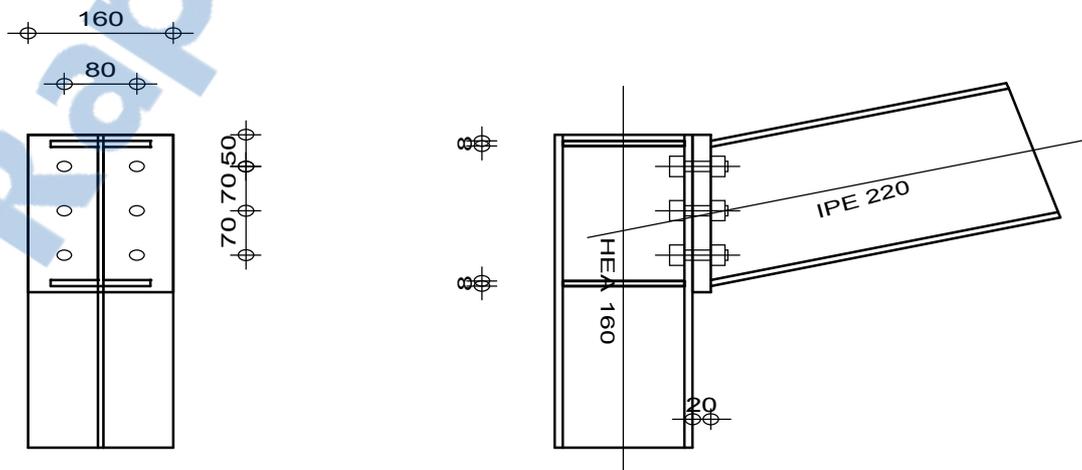


Fig. V.7 Détail d’assemblage Potelet lanterneau –Traverse lanterneau (HEA160-IPE220)

V.5.1 Efforts sollicitant :

- $N_{sd} = 25,22 \text{ KN}$
- $V_{sd} = 19,04 \text{ KN}$
- $M_{sd} = 9,20 \text{ KN.m}$

V.5.2 Soudure de la platine :**V.5.2.1 Cordon de soudure :**

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

$$a_{min} \leq a \leq a_{max}$$

Avec :

- $t_{max} = t_{platine} = 20 \text{ mm}$ donc $a_{min} = 5 \text{ mm}$
- $t_{min} = 9,2 \text{ mm}$
- $a_{max} = 0,7 \times t_{min} = 6,44 \text{ mm}$

Donc on prend $a = 6 \text{ mm}$

V.5.2.2 Soudure de la semelle tendue :

$$N_d \leq \min(R_w; R_s)$$

Avec :

- $N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{9,20 \times 10^3}{220} + 25,22 = 67,03 \text{ KN}$
- $R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 6 \sqrt{2} \times 220 \times 10^{-3}}{1,1} = 279,16 \text{ KN}$
- $R_w = \frac{0,5 \times f_{UE} \times a \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,5 \times 510 \times 6 \times 220 \times 10^{-3}}{1,1} = 306 \text{ KN}$

$$N_d = 67,03 \text{ KN} < \min(306; 279,16) \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.5.2.3 Soudure de l'âme :

$$V_{sd} \leq R_s$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 6 \sqrt{2} \times 403,2 \times 10^{-3}}{1,1} = 511,63 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 19,04 \text{ KN} < R_s = 511,63 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.5.3 Disposition constructives :**V.5.3.1 Choix de diamètre du boulon :**

$$10 \leq t \leq 25 \text{ mm} \Rightarrow d = (16; 20; 24) \text{ mm}$$

On a l'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend deux files de 3 boulons de diamètre $\Phi = 16 \text{ mm}$ classe 10.9

V.5.3.2 Pince longitudinale e_1 :

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

Avec :

- $d_0 = \Phi + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$
- $t = 9,2 \text{ mm}$

$$21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 110,4 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 50 \text{ mm}$

V.5.3.3 Pince transversale e_2 :

$$27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 110,4 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 40 \text{ mm}$

V.5.4 Calcul des boulons sollicités en traction :

$$M_{sd} \leq M_R$$

$$T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 1000 \times 10^{-3} \times 157 = 125,6 \text{ KN}$$

$$M_R = 2T_R(0,05 + 0,12 + 0,19) = 90,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 9,20 \text{ KN.m} \ll M_R = 90,43 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.5.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

$$V_d \leq V_R / \gamma_{M_1}$$

Avec :

- $V_R = 0,4 \times f_{ub} \times A_s = 0,4 \times 1000 \times 10^{-3} \times 157 = 62,8 \text{ KN}$

- $V_d = \frac{V_{sd}}{6} = \frac{19,02}{6} = 3,17 \text{ KN}$

$$V_d = 3,17 \text{ KN} < V_R / \gamma_{M_1} = 57,09 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.5.6 Vérification de la pression diamétrale :

$$V_d \leq L_R / \gamma_{M_1}$$

Avec :

$$\triangleright L_R = 2,4 \times f_u \times d \times t = 2,4 \times 360 \times 18 \times 9,2 \times 10^{-3} = 143,07 \text{ KN}$$

$$V_d = 3,17 \text{ KN} < L_R / \gamma_{M_1} = 130,06 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

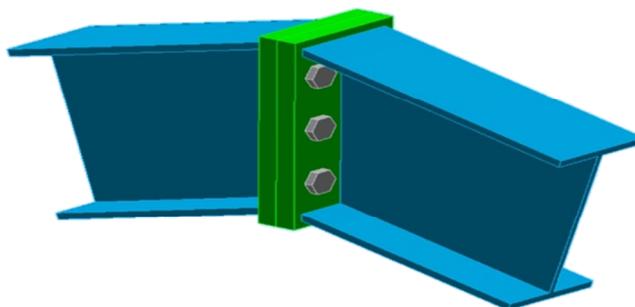
V.6 LIAISON TRAVERSE -TRAVERSE DE LANTERNEAU (IPE220-IPE220)

Fig. V.8 3D d'assemblage Traverse -Traverse de lanterneau (IPE220-IPE220)

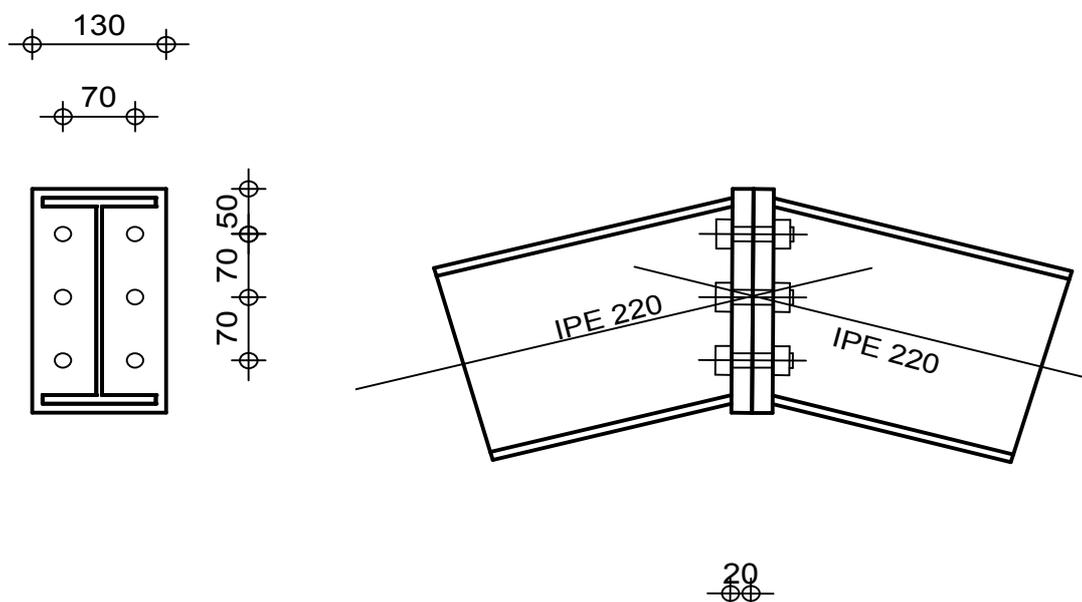


Fig. V.9 Détail d'assemblage Traverse -Traverse de lanterneau (IPE220-IPE220)

V.6.1 Efforts sollicitant :

- $N_{sd} = 20,69 \text{ KN}$
- $V_{sd} = 7,19 \text{ KN}$
- $M_{sd} = 5,89 \text{ KN.m}$

V.6.2 Soudure de la platine :**V.6.2.1 Cordon de soudure :**

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

$$a_{\min} \leq a \leq a_{\max}$$

Avec :

- $t_{\max} = t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm}$ donc $a_{\min} = 5 \text{ mm}$
- $t_{\min} = 9,2 \text{ mm}$
- $a_{\max} = 0,7 \times t_{\min} = 6,44 \text{ mm}$

Donc on prend $a = 6 \text{ mm}$

V.6.2.2 Soudure de la semelle tendue :

$$N_d \leq \min(R_w; R_s)$$

Avec :

- $N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{5,89 \times 10^3}{220} + 20,69 = 47,46 \text{ KN}$
- $R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 6 \sqrt{2} \times 220 \times 10^{-3}}{1,1} = 279,16 \text{ KN}$
- $R_w = \frac{0,5 \times f_{UE} \times a \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,5 \times 510 \times 6 \times 220 \times 10^{-3}}{1,1} = 306 \text{ KN}$

$$N_d = 47,46 \text{ KN} < \min(306; 279,16) \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.6.2.3 Soudure de l'âme :

$$V_{sd} \leq R_s$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 6 \sqrt{2} \times 403,2 \times 10^{-3}}{1,1} = 511,63 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 7,19 \text{ KN} < R_s = 511,63 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.6.3 Disposition constructives :**V.6.3.1 Choix de diamètre du boulon :**

$$10 \leq t \leq 25 \text{ mm} \Rightarrow d = (16; 20; 24) \text{ mm}$$

On a l'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend deux files de 3 boulons de diamètre $\Phi = 16 \text{ mm}$ classe 10.9

V.6.3.2 Pince longitudinale e_1 :

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

Avec :

- $d_0 = \Phi + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$
- $t = 9 \text{ mm}$

$$21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 110,4 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 50 \text{ mm}$

V.6.3.3 Pince transversale e_2 :

$$27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 110,4 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 30 \text{ mm}$

V.6.4 Calcul des boulons sollicités en traction :

$$M_{sd} \leq M_R$$

$$T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 1000 \times 10^{-3} \times 157 = 125,6 \text{ KN}$$

$$M_R = 2T_R(0,05 + 0,12 + 0,19) = 90,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 5,89 \text{ KN.m} \ll M_R = 90,43 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.6.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

$$V_d \leq V_R/\gamma_{M_1}$$

Avec :

- $V_R = 0,4 \times f_{ub} \times A_s = 0,4 \times 1000 \times 10^{-3} \times 157 = 62,8 \text{ KN}$
- $V_d = \frac{V_{sd}}{6} = \frac{7,20}{6} = 1,2 \text{ KN}$

$$V_d = 1,2 \text{ KN} < V_R/\gamma_{M_1} = 57,09 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.6.6 Vérification de la pression diamétrale :

$$V_d \leq L_R/\gamma_{M_1}$$

Avec :

- $L_R = 2,4 \times f_u \times d \times t = 2,4 \times 360 \times 18 \times 9,2 \times 10^{-3} = 143,07 \text{ KN}$

$$V_d = 1,2 \text{ KN} < L_R/\gamma_{M_1} = 130,06 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.1 CALCUL DES PIEDS DE POTEAUX :

VI.1.1 Introduction :

Cette partie, traite les liaisons en pieds de poteaux, qui sont encastrés. Ces liaisons impliquent donc la transmission d'un effort vertical de compression ou de soulèvement suivant les combinaisons de cas de charges considérées, un moment fléchissant, et un effort horizontal.

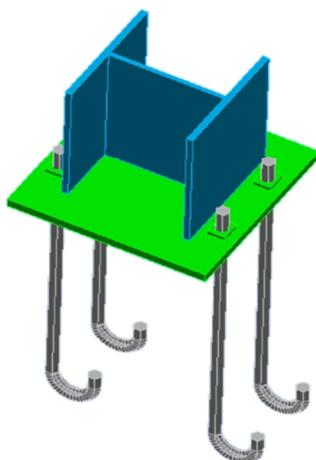


Fig. VI.1 3D de la jonction poteau-fondation

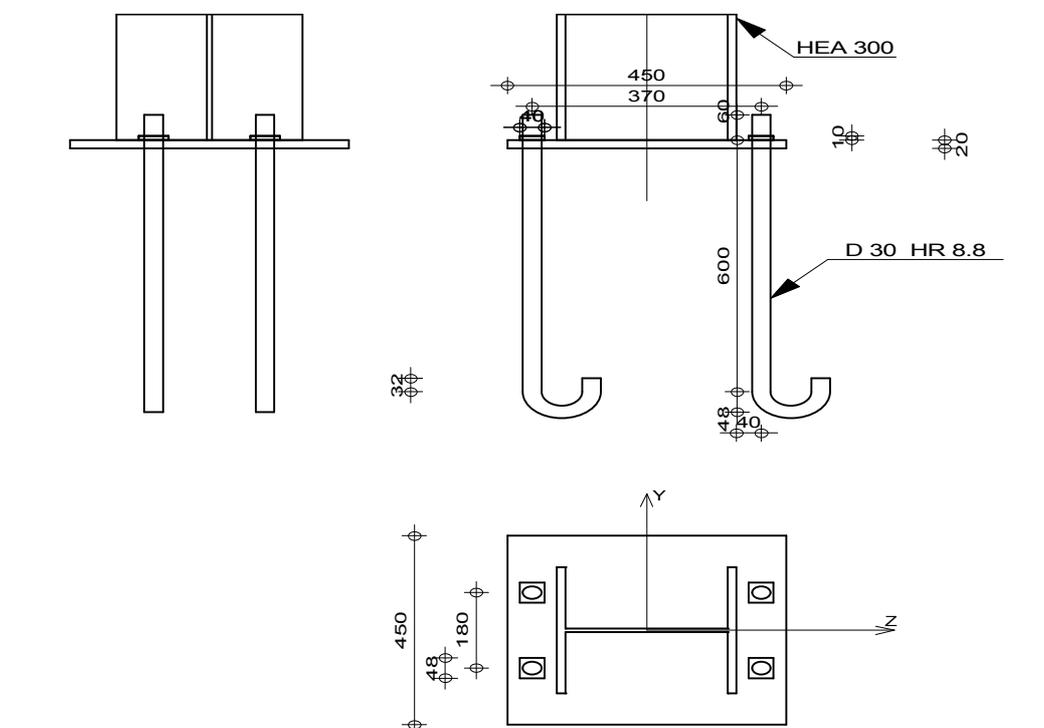


Fig. VI.2 Détail de jonction poteau-fondation

VI.1.2 Effort sollicitant :

- $N_{sd} = 144,173 \text{ KN}$
- $M_{sd} = 7,75 \text{ KN.m}$

VI.1.3 Dimensionnement de la plaque d'assise :**VI.1.3.1 cordon de soudure :**Semelle HEA 300 :

$$a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 14 = 9,8 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } a_s = 12 \text{ mm}$$

Ame HEA 300:

$$a_a = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 8,5 = 5,95 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } a_a = 8 \text{ mm}$$

VI.1.3.2 Surface de la plaque :

$$a \geq h_a + (2a_s) \Rightarrow a \geq 290 + 2 \times 12 = 314 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } a = 450 \text{ mm}$$

$$b \geq h_s + (2a_s) \Rightarrow b \geq 300 + 2 \times 12 = 324 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } b = 450 \text{ mm}$$

VI.1.3.3 Épaisseur de la plaque :

$$t \geq U \sqrt{\frac{3\sigma}{\sigma_e}}$$

Avec :

$$\begin{cases} U = 80 \text{ mm} \\ \sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{144,173 \times 10^2}{450 \times 450} = 7,11 \cdot 10^{-2} \text{ daN/mm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow t \geq 80 \sqrt{\frac{3 \times 0,0711}{24}} = 7,54 \text{ mm}$$

On opte une épaisseur $t = 20 \text{ mm}$ **VI.1.4 Vérification de la contrainte de compression sur la semelle**

$$\sigma < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{144,173}{2025} = 7,11 \text{ daN/cm}^2 \ll \bar{\sigma}_b = 80 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

On doit vérifier aussi que :

$$\sigma \cdot b \frac{U^2}{2} \leq M_e$$

Avec :

- M_e est Le moment résistant élastique de la platine

$$M_e = \sigma_e \frac{I}{V} \text{ et } \frac{I}{V} = \frac{b.t^2}{6}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_e \cdot b \frac{U^2}{2} = 7,11 \times 45 \frac{8^2}{2} = 10238,4 \text{ daN.cm} \\ M_e = \sigma_e \frac{b.t^2}{6} = 24 \times \frac{450 \cdot 20^2}{6} = 72000 \text{ daN.cm} \end{cases} \Rightarrow \sigma_e \cdot b \frac{U^2}{2} \leq M_e$$

Condition vérifiée

VI.1.5 Vérification de la tige d'ancrage :

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \times \frac{\varphi}{\left(1 + \frac{\varphi}{d_1}\right)^2} (20\varphi + 19,2\varphi + 7\varphi) \geq \frac{N}{4}$$

Avec :

- $g_c = 350 \text{ Kg/m}^3$ (Dosage du béton)
- $r = 3\varphi$
- $l_1 = 20\varphi$
- $l_2 = 2\varphi$
- d_1 : la distance la plus petite de l'axe de la tige à une paroi du massif en béton ($d_1 = 40 \text{ mm}$)

$$\Rightarrow 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \times \frac{\varphi}{\left(1 + \frac{\varphi}{40}\right)^2} (20\varphi + 19,2\varphi + 7\varphi) \geq \frac{14417,3}{4} = 3604,325 \text{ N}$$

D'où l'on tire :

$$\varphi^2 - 13,17\varphi - 263,47 \geq 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 35,03 \Rightarrow \varphi \geq 24,1 \text{ mm}$$

On adapte $\varphi = 30 \text{ mm}$

VI.1.6 Condition d'équilibre du BAEL :

$$\frac{N}{4} \leq F_A = \pi \cdot T_{su} \cdot \varphi \cdot L_1$$

Avec :

- $L_1 = 20\varphi$
- $T_{su} = 0,6 \cdot \varphi_s^2 \cdot f_{tj}$
- $\varphi_s = 1$ (Rond lisse)
- $f_{tj} = 0,06 \cdot f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ Mpa}$

$$\Rightarrow F_A = \pi \times 1,26 \times 30 \times 20 \times 30 = 71215,2 \text{ N}$$

Donc :

$$\frac{N}{4} = 3604,32 \text{ daN} < F_A = 7121,52 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.2 CALCUL DES FONDATIONS :

VI.2.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol. Elles transmettent les charges de la superstructure au sol, c'est pourquoi elles constituent une partie très importante puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble de la structure. Le dimensionnement des fondations est fait selon le règlement BAEL91.

VI.2.2 Effort sollicitant :

	Effort	ELU	ELS
Semelle ①	N_{sd} (KN)	144,173	100,86
	M_{sd} (KN.m)	7,75	5,44
Semelle ②	N_{sd} (KN)	63,79	44,9
	M_{sd} (KN.m)	9,15	6,45
Semelle ③	N_{sd} (KN)	35,1	22,29
	M_{sd} (KN.m)	5,13	3,16
$\bar{\sigma}_{sol}$	1,8 bar = 0,18 Mpa = 180 KN/m ²		

Tab.VI.1 récapitulatif des efforts M et N

VI.2.3 Dimensionnement de la semelle ① :

VI.2.3.1 Détermination de A et B :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow \begin{cases} A = B \times \frac{a}{b} \\ B = A \times \frac{b}{a} \end{cases}$$

On a :

$$a = b = 0,45 \text{ m} \Rightarrow A = B \Rightarrow \text{Semelle carré}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{N_s}{A \cdot B} \Rightarrow A \cdot B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\Rightarrow A^2 \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$\Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{100,86}{180}} \Rightarrow A \geq 0,75 \text{ m}$$

Donc on prend une semelle de dimensions $(1 \times 1) \text{ m}^2$

VI.2.3.2 Détermination de d et h :

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a \Rightarrow \frac{1 - 0,45}{4} \leq d \leq 1 - 0,45$$

$$\Rightarrow 13,7 \text{ cm} \leq d \leq 55 \text{ cm}$$

$$d_{\min} = 40 \text{ cm} \text{ donc on prend } d = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Alors } h = 45 + 5 = 50 \text{ cm}$$

VI.2.4 Vérification des contraintes :

$$\sigma_{sol} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I/V} = \frac{100,86}{1 \times 1} + \frac{5,44}{1/12} \times 0,5 = 133,63 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 133,63 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma}_{sol} = 180 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.5 Vérification de la stabilité au renversement :

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaire et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base de fondation résistant au renversement.

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_0 = 0,053 \text{ m} < \frac{B}{4} = 0,25 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.6 Calcul du ferrailage :**VI.2.6.1 Ferrailage A//A :**

📌 **L'ELU :**

$$A_{au} = \frac{N'_{sdu}(A - a)}{8 \cdot d_a \cdot \sigma_{stu}}$$

Avec :

$$\text{➤ } N'_{sdu} = N_{sdu} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) = 0,167 \text{ MN}$$

$$\text{➤ } \sigma_{stu} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{au} = \frac{0,167(1 - 0,45)}{8 \cdot 0,45 \cdot 347,82} = 0,73 \text{ cm}^2$$

✚ **L'ELS :**

$$A_{as} = \frac{N_{sds}'(A - a)}{8 \cdot d_a \cdot \bar{\sigma}_{sts}}$$

Avec :

$$\begin{aligned} \text{➤ } N'_{sdu} &= N_{sdu} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 0,116 \text{ MN} \\ \text{➤ } \bar{\sigma}_{sts} &= \min \left[\frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{1}{2} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right] = 201,6 \text{ MPa} \\ \Rightarrow A_{as} &= \frac{0,116(1 - 0,45)}{8 \cdot 0,45 \cdot 201,6} = 0,88 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

VI.2.6.2 Ferrailage A//B :

✚ **L'ELU :**

$$A_{bu} = \frac{N_{sdu}'(B - b)}{8 \cdot d_b \cdot \sigma_{stu}}$$

Avec :

$$\begin{aligned} \text{➤ } N'_{sdu} &= N_{sdu} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 0,167 \text{ MN} \\ \text{➤ } \sigma_{stu} &= \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa} \\ \Rightarrow A_{bu} &= \frac{0,167(1 - 0,45)}{8 \cdot 0,45 \cdot 347,82} = 0,73 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

✚ **L'ELS :**

$$A_{bs} = \frac{N_{sds}'(B - b)}{8 \cdot d_b \cdot \bar{\sigma}_{sts}}$$

Avec :

$$\begin{aligned} \text{➤ } N'_{sdu} &= N_{sdu} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 0,116 \text{ MN} \\ \text{➤ } \bar{\sigma}_{sts} &= \min \left[\frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{1}{2} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right] = 201,6 \text{ MPa} \\ \Rightarrow A_{bs} &= \frac{0,116(1 - 0,45)}{8 \cdot 0,45 \cdot 201,6} = 0,88 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Vue que la semelle de fondation est une massive ; le ferrailage calculé reste toujours très faible et inférieur au ferrailage minimal donc on adopte un ferrailage minimum selon le RPA 99/ version 2003 (ϕ_{12}) avec un espacement (min =15 ; max =25) cm.

VI.2.6.3 Calcul de nombre des barres :

On a :

- Enrobage = 3cm
- Espacement = 15 cm

$$n_a = \frac{A - 2(\text{enrobage})}{\text{espacement}} + 1 = 7 \text{ barres de } \phi 12$$

$$n_b = \frac{B - 2(\text{enrobage})}{\text{espacement}} + 1 = 7 \text{ barres de } \phi 12$$

VI.2.6.4 Type d'ancrage :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_s = 0,6[\psi^2 \times f_{t28}] = 0,6[1,5^2 \times 2,1] = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 25 \text{ cm}$$

Donc on utilise ce type d'ancrage :



	AxB (m ²)	d (cm)	ht (cm)	e (cm)	Ast (cm)	St (cm)
Semelle ①	1 × 1	40	45	15	7φ12	15

Tab.VI.2 Récapitulatif des résultats de la semelle ①

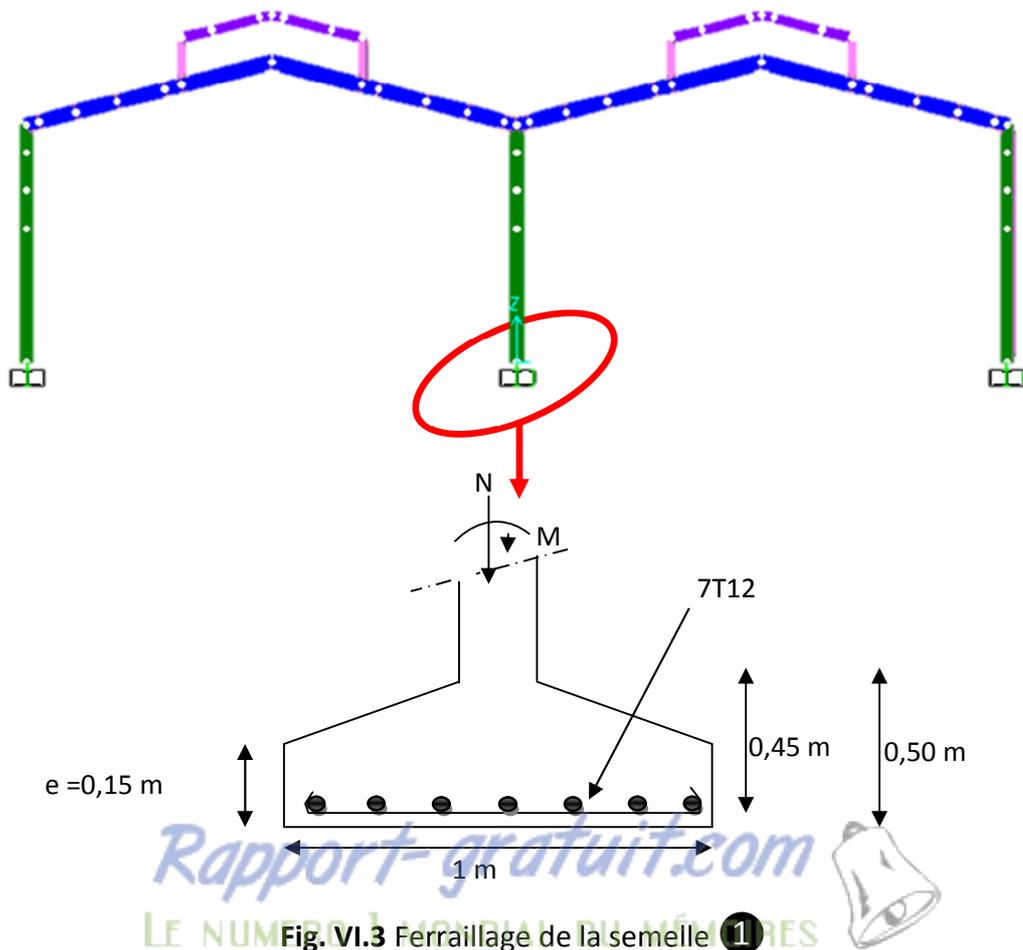


Fig. VI.3 Ferrailage de la semelle ①

Suivant la même méthode précédente, on fait le calcul de la semelle **2** et **3** :

	AxB (m ²)	d (cm)	ht (cm)	e (cm)	Ast (cm)	St (cm)
Semelle 2	0,8 × 0,8	40	45	15	6φ12	15

Tab.VI.3 Récapitulatif des résultats de la semelle **2**

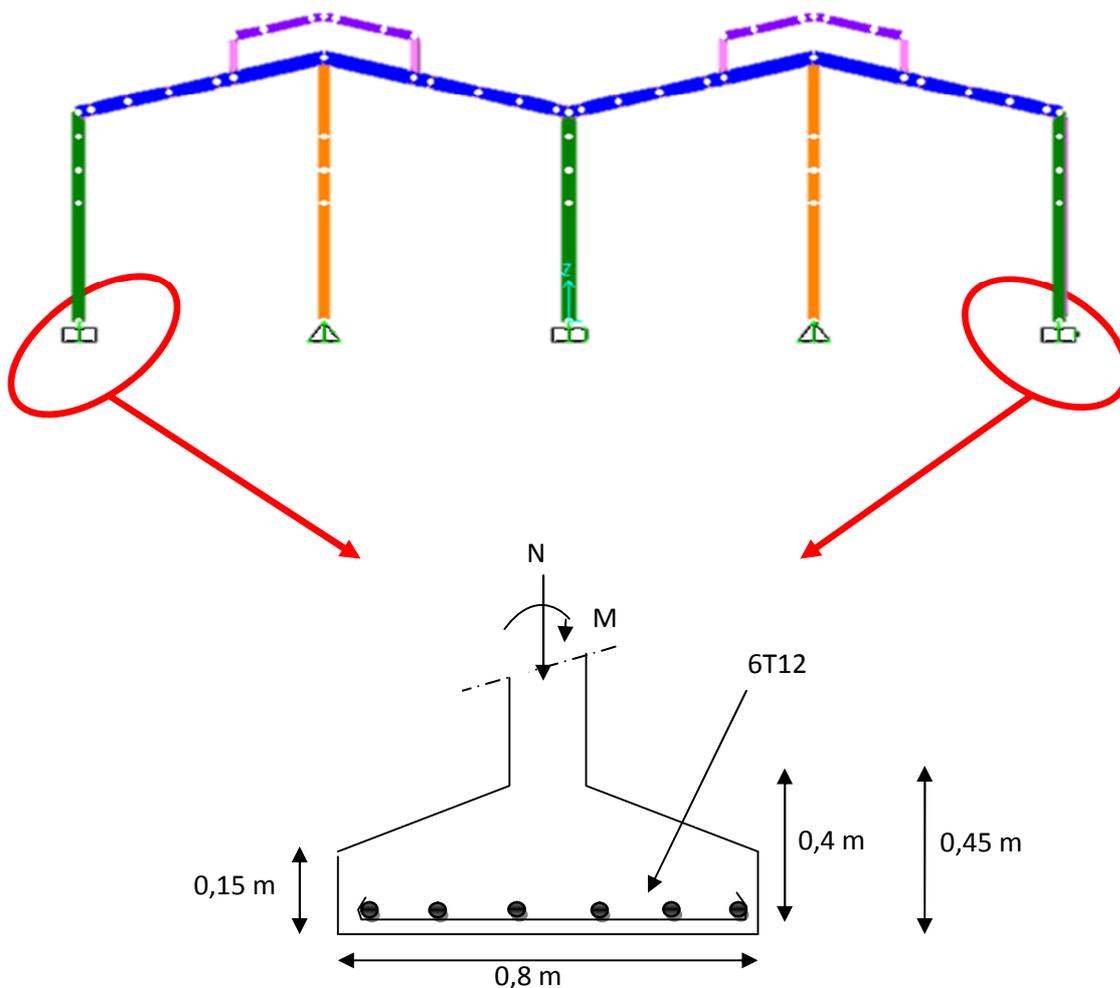


Fig. VI.4 Ferrailage de la semelle **2**

	AxB (m ²)	d (cm)	ht (cm)	e (cm)	Ast (cm)	St (cm)
Semelle 3	0,8 × 0,8	40	45	15	6φ12	15

Tab.VI.4 Récapitulatif des résultats de la semelle **3**

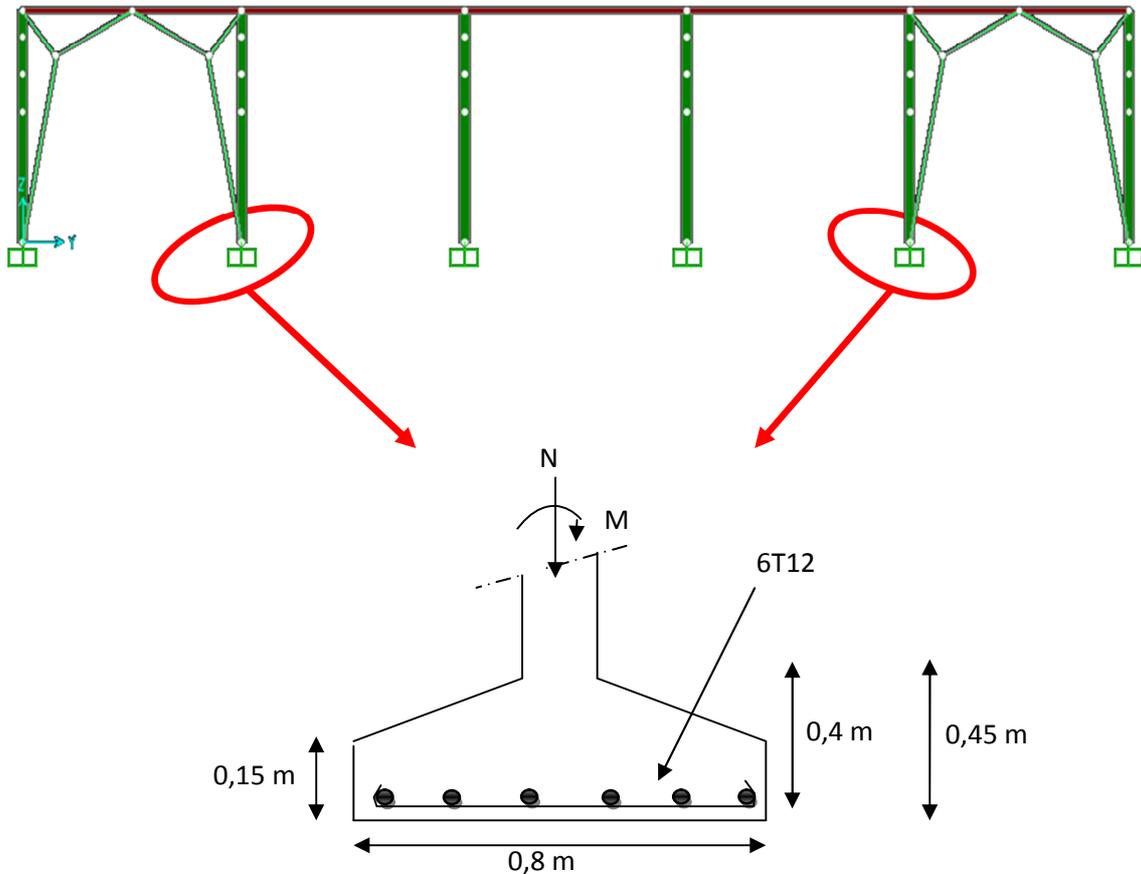


Fig. VI.5 Ferrailage de la semelle ③

VI.3 CALCUL DES LONGRINES :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

VI.3.1 Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, pour un sol de type S_3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

VI.3.2 Calcul du ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max \left[\frac{N}{\alpha} ; 20 \text{ KN} \right]$$

Avec :

- α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S_3 ($\alpha = 15$)

✚ **L'ELU :**

$$\frac{N_u}{\alpha} = \frac{144,173}{15} = 9,61 \text{ KN}$$

✚ **L'ELS :**

$$\frac{N_s}{\alpha} = \frac{100,86}{15} = 6,72 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow F = \max[9,61; 6,72; 20] \text{ KN} = 20 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

✚ **L'ELU :**

$$A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{0,02}{347,82} = 0,57 \text{ cm}^2$$

✚ **L'ELS :**

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{sts}} = \frac{0,02}{201,6} = 0,99 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale : $A_{min} = 0,6\% B = 0,6\% (25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$

On prend donc $A_{st} 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$

VI.3.3 Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{st} \leq 0,23 b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2 \\ 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \cdot 25 \cdot 30 \cdot \frac{25}{400} = 10,78 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.3.4 Calcul d'armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; 1; \frac{250}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(8,5; 1; 25) \text{ mm}$$

Alors on prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

VI.3.5 Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15\phi_t)$$

$$\Rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm} ; 12 \text{ cm}) \text{ Alors on adopte un espacement } S_t = 10 \text{ cm}$$

VII.1 INTRODUCTION :

Comme tout autre matériau, l'acier présente quelques inconvénients, notamment la mauvaise résistance à la corrosion et au feu. C'est pourquoi chaque élément doit subir un traitement spécifique contre ces deux facteurs.

Il existe divers types de protections, ces types sont différents selon l'usage et l'implantation de l'édifice en question.

VII.2 LA CORROSION :

En présence d'eau et d'oxygène et plus particulièrement dans le milieu marin, l'acier a tendance à se dégrader et perdre ainsi de sa résistance et de ces caractéristiques mécaniques.

Les techniques de prévention contre la corrosion sont diverses .Il y a la protection par peinture ou un autre revêtement de surface, ou la protection cathodique. Le choix de la technique adéquate dépend essentiellement de l'agressivité du milieu ambiant, la durée de protection envisagée et les possibilités de mise en œuvre et d'entretien.

VII.2.1 Protection par peinture :

Le système de protection anticorrosion le plus courant est la mise en peinture sur acier nu, elle est plus particulièrement utilisée en milieu marin. Ce système à l'avantage d'être mis en œuvre facilement, généralement il est réalisé en partie en atelier puis en partie sur chantier.

La durabilité de cette protection dépend du milieu ambiant, de la maintenance, mais aussi de la préparation des surfaces à peindre. Pour les ouvrages neufs, l'abrasif doit être projeté sur les surfaces par voie sèche.

VII.2.2 protection par zinc :

Le principe repose sur la création d'une barrière formée par la couche de zinc. En surface, le zinc se recouvre de produits de corrosion, en général adhérents et stables, qui assurent une protection prolongée. La durée de vie du revêtement dépendra principalement des agents de corrosion et de la stabilité des ses produits.

VII.3 LE FEU :

Le principe de développement du feu suit un certain processus qui repose sur la présence de trois éléments :

- ✓ Le combustible
- ✓ Le carburant
- ✓ La source de chaleur

L'acier est un matériau incombustible, mais reste un bon conducteur de chaleur. Non protégées, les sections en acier s'échauffent alors rapidement au cours d'un incendie, causant ainsi leurs déformation et par suit la ruine de la structure. Donc une protection de ces éléments s'impose.

La durée de stabilité au feu d'un profile métallique sans traitement spécifique n'excède que rarement la demi-heure lorsqu'il est placé sous une charge courante. Pour augmenter le délai et ainsi satisfaire aux exigences, il est donc nécessaire de limiter l'échauffement des profilés en acier, pour cela divers techniques existent, on site parmi elles :

- ✓ Protection par peinture intumescente.
- ✓ Protection par produit projeté :
 - Les produits de ciment ou de plâtre
 - Les produits à bas de fibre minérale

VII.3.1 Protection par peinture intumescente :

La peinture intumescente permet d'atteindre la résistance au feu requise tout en conservant les qualités esthétiques de la structure. Sous l'action de la chaleur, cette peinture forme une mousse microporeuse isolante appelée "meringue", elle peut être appliquée par projection, à la brosse ou au rouleau.

Ce type de peinture peut faire l'objet de la protection de notre projet, parmi les peintures on peut choisir la Aithon A90, qui résiste jusqu'à 120 min à une température allant de 270°C à 300.

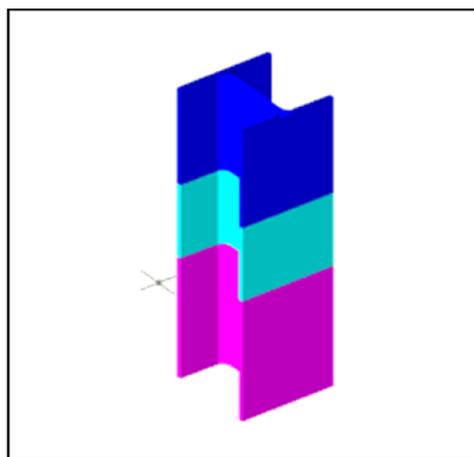


Fig.VII.1 Protection par système intumescent

VII.3.2 Protection par produit projeté :

Les différents systèmes de protection comprennent les produits à base de vermiculite et de ciment ou de plâtre dans lesquels des composants chimiques absorbent la chaleur.

VII.3.2.1 Protection par plâtre :

Les ensembles en acier absorbent rapidement la chaleur. Lorsque leur masse est relativement faible, ils perdent rapidement leurs caractéristiques mécaniques. La limite élastique et le module d'élasticité chutent d'environ 40 % à la température de 470°C.

On peut donc protéger la structure par ce type de plâtre appelée « Placoplatre ». La mise en œuvre de protections en plaques standard ou spéciales retarde la montée en température de l'acier et assure la stabilité au feu des structures métalliques.

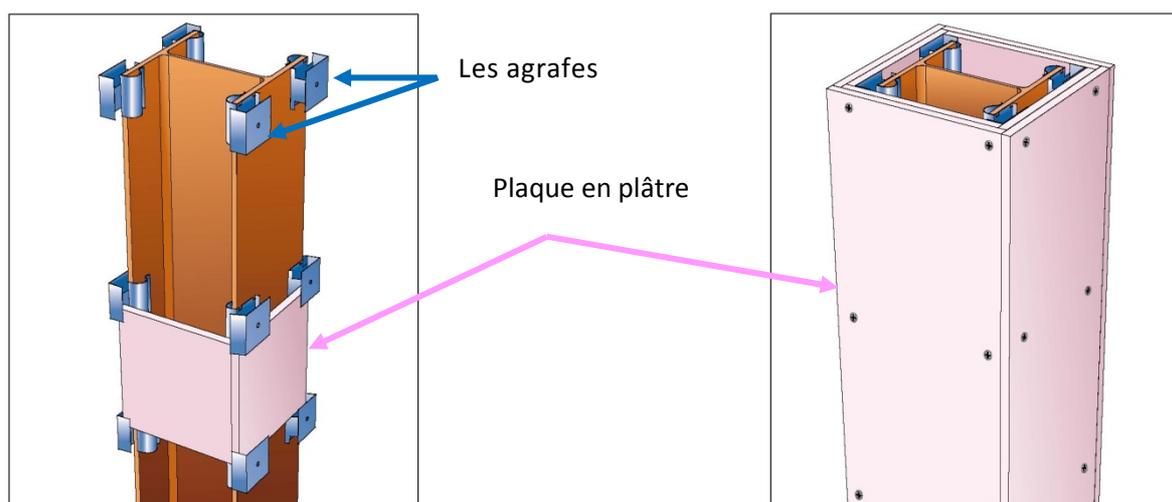


Fig.VII.2 Protection du profilé par plaque en plâtre

VII.3.2.1 Protection par plaques :

Ces systèmes de protection (**secs**) incluent les systèmes à base de plaques composées de fibres minérales ou de vermiculite de fibre minérale. Ces plaques peuvent être collées sur le support ou bien vissées sur la structure ou sur d'autres plaques, sachant que ces produits sont fabriqués avec des épaisseurs fiables. Ils présentent une certaine souplesse d'installation, ils sont propres, causent peu de dommages aux constructions environnantes et offrent une bonne finition de surface.

On peut donc choisir la protection par les plaques appelée « PROMATECT » pour cette structure.

a / Principe de montage :

L'épaisseur des plaques PROMATECT est précisée dans le tableau ci-dessous. Elle est fonction du :

- ✓ Degré de stabilité au feu
- ✓ Type de profilé à protéger
- ✓ L'exposition de profilé au feu

Les plaques sont assemblées à joints décalés de 600 mm minimum entre deux faces perpendiculaires.

SF 1 H00						SF 1 H30					
Type	HEA	HEB	IPE	IPN	UAP	Type	HEA	HEB	IPE	IPN	UAP
80	-	-	30	30	25	80	-	-	50	40	35
100	25	25	30	30	25	100	35	30	50	40	35
120	25	25	30	25	25	120	35	30	50	40	35
140	25	25	25	25	25	140	35	30	50	35	35
160	25	25	25	25	25	160	30	25	35	35	35
180	25	25	25	25	25	180	30	25	35	35	35
200	25	25	25	25	25	200	30	25	35	35	35
220	25	25	25	25	25	220	30	25	35	30	30
240	25	25	25	25	25	240	30	25	35	30	30
260	25	25	25	25	25	260	25	25	35	30	30
280	25	25	25	25	25	280	25	25	35	30	30
300	25	25	25	25	25	300	25	25	30	30	30
320	25	25	25	25		320	25	25	30	25	
340	25	25	25	25		340	25	25	30	25	
360	25	25	25	25		360	25	25	30	25	
380	25	25	25	25		380	25	25	30	25	
400	25	25	25	25		400	25	25	30	25	
425	25	25	25	25	25	425	25	25	30	25	
450	25	25	25	25	25	450	25	25	30	25	
475	25	25	25	25	25	475	25	25	30	25	
500	25	25	25	25	25	500	25	25	30	25	
550	25	25	25	25	25	550	25	25	25	25	
600	25	25	25	25	25	600	25	25	25	25	

Tab.VII.1 Epaisseur de PROMATECT pour profilés exposés à 470°C

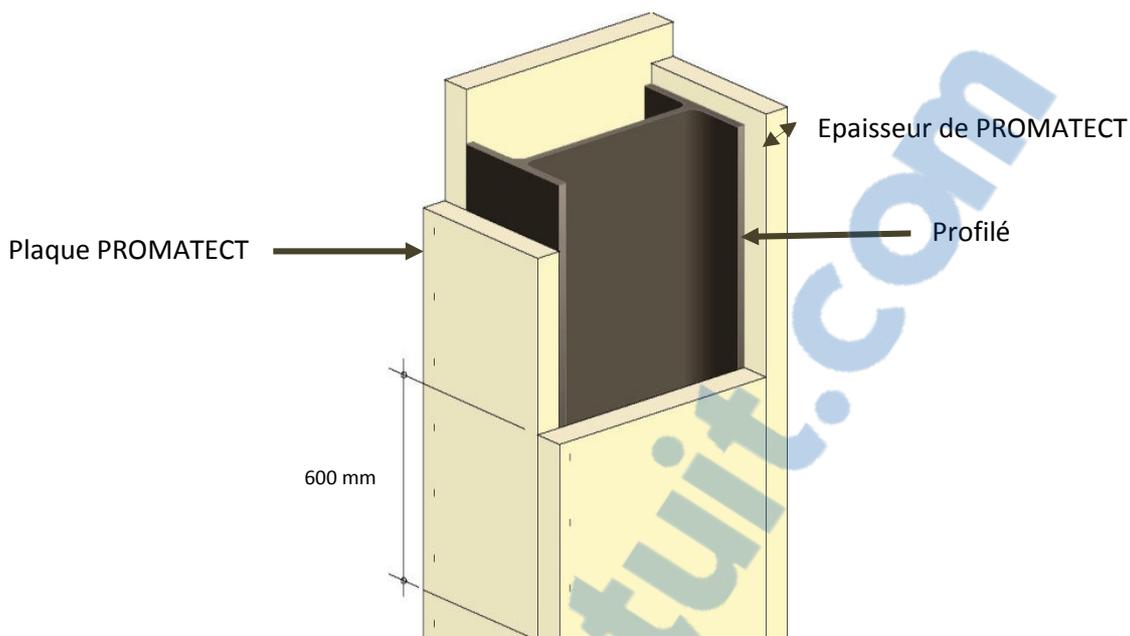


Fig.VII.3 Protection du profilé par plaque PROMATECT

VII.4 CONCLUSION :

Puisque la structure correspond à un marché, les systèmes de protection les plus convenables contre la corrosion et contre le feu sont respectivement : la protection par peinture vue la fréquence et la facilité de son exécution, et par plaque PROMATECT pour une raison essentiellement esthétique ; Sachant que les épaisseurs de cette plaque PROMATECT qui nous permet de protéger les éléments de notre structure exposés au feu de 1h30 à 470°C sont mentionnés ci-dessous :

Éléments de la structure	Épaisseur de la plaque PROMATECT (mm)
UAP130	35
IPE160	35
IPE220	35
IPE360	30
HEA160	35
HEA300	25

Tab.VII.2 Épaisseurs de PRMATECT pour les éléments de la structure

CONCLUSION

Arrivant à la fin de ce modeste travail, qui nous a donné une occasion pour appliquer et approfondir toutes nos connaissances acquises durant le cursus de formation de master.

Cette expérience nous a permis aussi de faire mieux comprendre le domaine de la construction en charpente métallique qui nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine, et développée les idées grâce à la lecture des différentes références bibliographiques et surtout à l'aide de l'équipe des professeurs de la charpente métallique département de génie civil (faculté de Tlemcen).

La conception d'une structure métallique repose le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tel que les surcharges d'exploitation, la température, la neige, le vent et le séisme. Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion ou partie sensible de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs et vérification d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction sont requises.

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans un domaine très vaste, il nous a acquis des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans la vie professionnelle.

Annexe A

Chapitre II : Evaluation des charges

A.1 Effet de la neige :

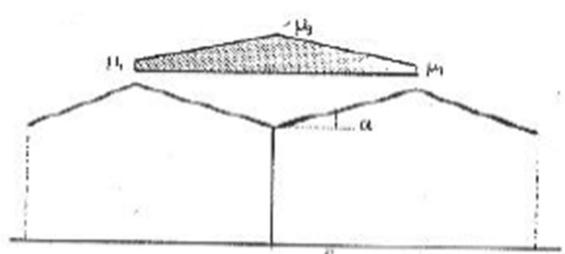


Figure 6.3 : Coefficient de forme des toitures à versants multiples

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$
coefficient de forme μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$
coefficient de forme μ_3	$0.8 + 0.8 \cdot \left(\frac{\alpha}{30} \right)$	1.6

Tableau 6.3: Coefficients de forme - toitures à versants multiples

A.2 Effet du vent :

Zone	$q_{réf}$ (N/m ²)	q_{temp} (N/m ²)
I	375	270
II	470	340
III	575	415

Tableau 2.3 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0,17	0,01	2	0,11
II Régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0,19	0,05	4	0,26
III Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	0,22	0,3	8	0,37
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,24	1	16	0,46

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

Site	$C_t(z)$
site plat ($\Phi < 0,05$, voir § 4.3.4)	1
site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir	1,3
site aux alentours des plateaux	1,15
site aux alentours des collines	1,15
site montagneux	1,5

Tableau 2.5 : Valeurs de $C_t(z)$

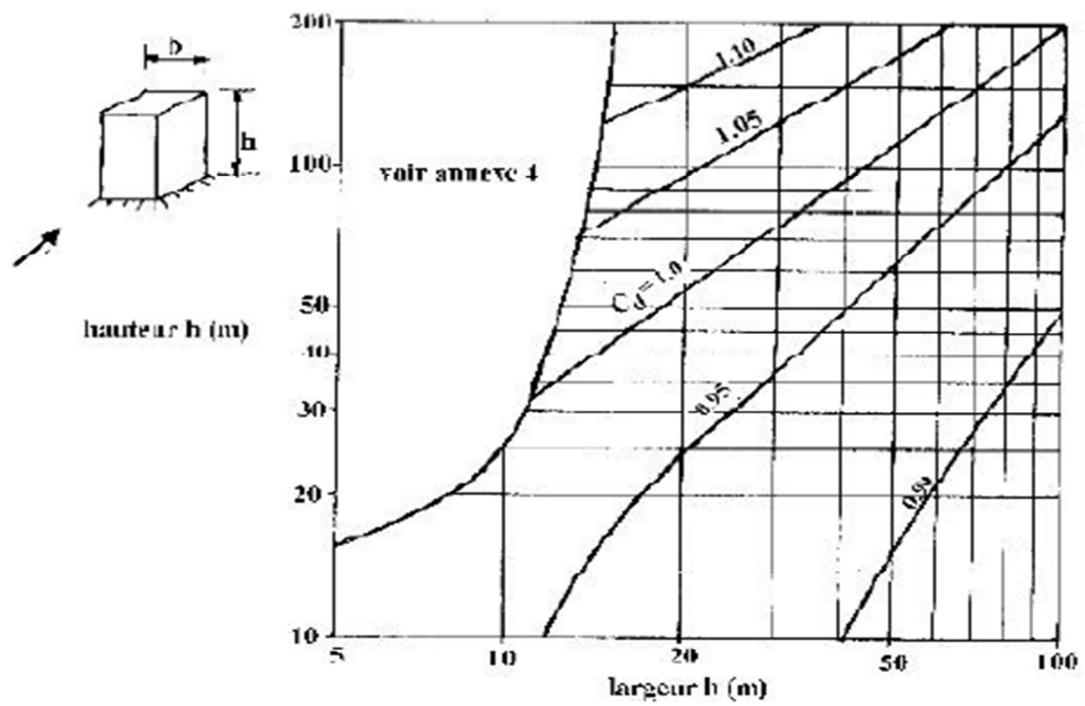


Figure 3.2 : Valeurs de C_d pour les structures métalliques

A.3 Force de frottement :

État de surface	Coefficient de frottement
Lisse (acier, béton lisse, ondulations parallèles au vent, paroi enduite, etc.)	0,01
Rugueux (béton rugueux, paroi non enduite, etc.)	0,02
Très rugueux (ondulations perpendiculaires au vent, nervures, plissements, etc.)	0,04

Tableau 2.1 : Valeurs des coefficients de frottement

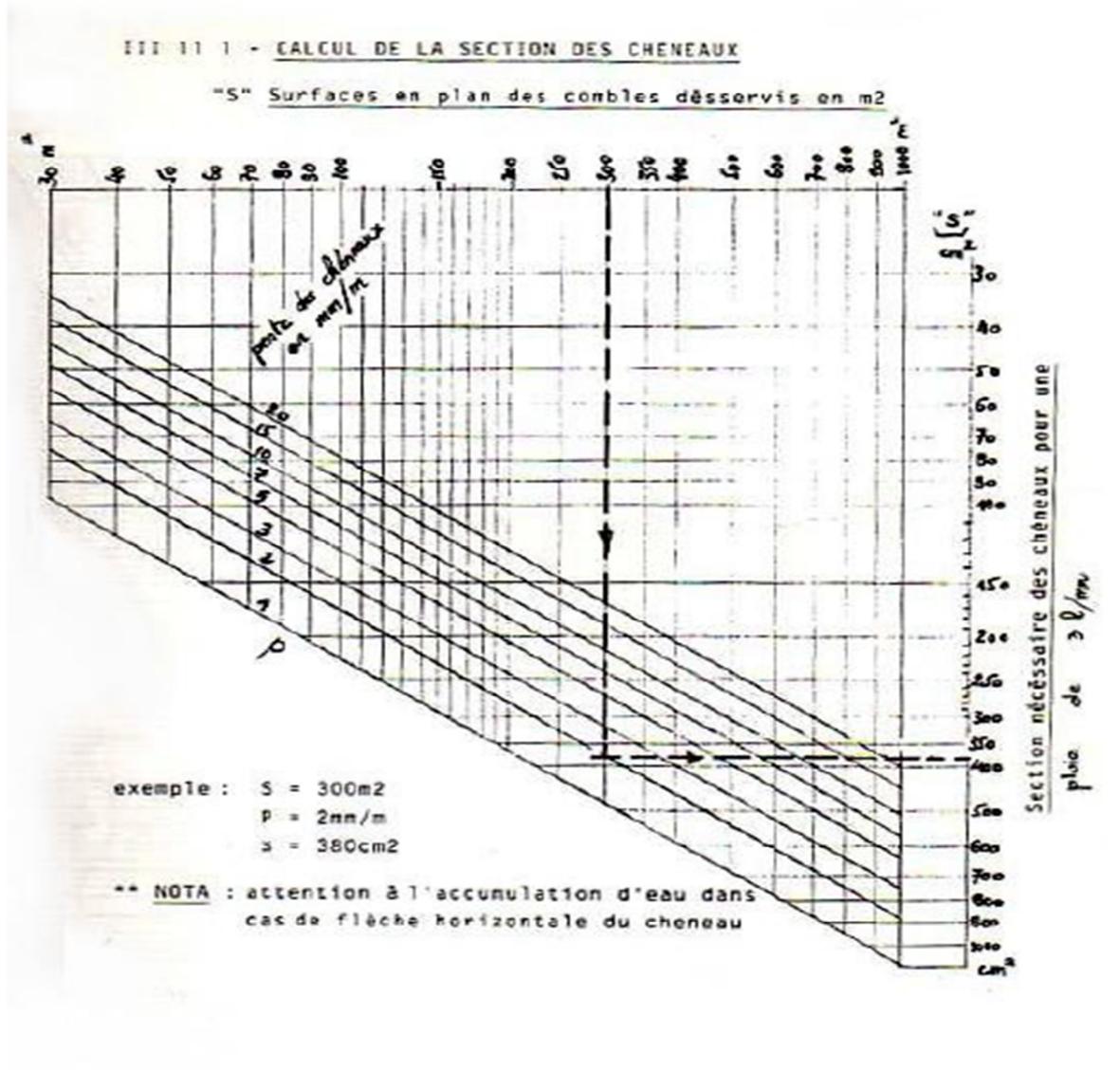
Type de paroi	Schéma	S_{r_i} ou $S_{r_{i,j}}$ (en m ²)
Paroi verticale		$S_{r_{i,j}} = d \times h_i$ $S_{r_i} = d \times h$
Toiture plate ou couverture		$S_{r_i} = d \times b$
Toiture à deux versants Vent parallèle aux génératrices		$S_{r_i} = (\text{longueur ABC du développé}) \times d$
Toiture à versants multiples-Toiture en sheds Vent parallèle aux génératrices		$S_{r_i} = (\text{somme des longueurs des développés de la toiture}) \times d$
Toiture à versants multiples - Toiture en sheds Vent perpendiculaire aux génératrices		$S_{r_i} = (\text{longueur AB}) \times d$ AB est la longueur projetée en plan de la toiture sans considérer le premier et le dernier versant
Toiture en forme de voûte Vent parallèle aux génératrices		$S_{r_i} = (\text{longueur de l'arc AB}) \times d$

Tableau 2.2. : Aire de frottement S_f

Annexe B

Chapitre III : Dimensionnement

B₁ :



B₂ :

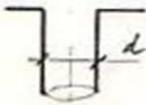
III 11 2 - CALCUL DU DIAMETRE DES DESCENTES D'EAU

(écartement maxi des descentes = 30m)

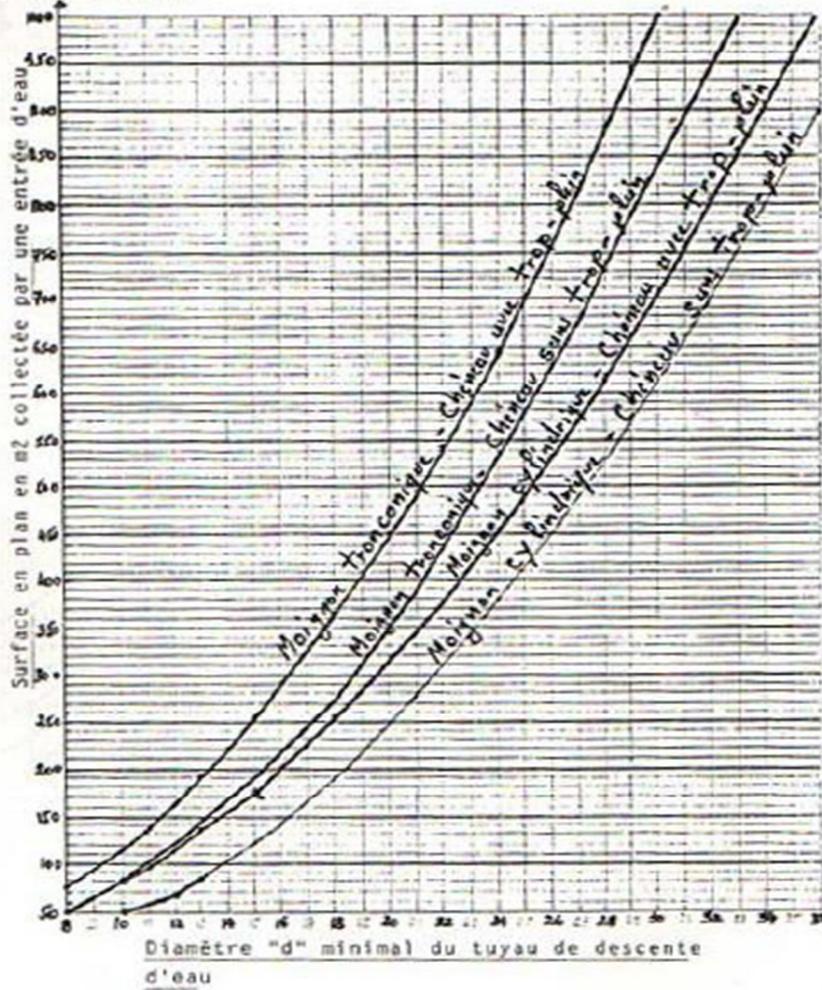
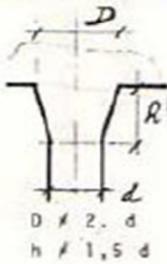
(d mini = 8cm)

S maxi = 1000m²

Voignon cylindrique



Voignon tronconique



Annexe C

Chapitre IV : Étude sismique et analyse dynamique

Tableau 4.1. : Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂ (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
B	<u>Acier</u>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
C	<u>Maçonnerie</u>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Annexe D

Chapitre V : Étude des assemblages

	M 12	M 16	M 20	M 24	M 27
Diamètre tige d (mm)	12	16	20	24	27
Diamètre Trou d (mm)	14	18	22	26	30
Section Tige A (mm ²)	113	201	314	452	573
Section Résistance A _s	84	157	245	353	459

Caractéristique des boulons

Boulons	Valeurs usuelles (mm)			Valeurs minimales (mm)		
	P ₁ , P ₂	e ₁	e ₂	P ₁ , P ₂	e ₁	e ₂
M 12	40	25	20	35	20	15
M 16	50	35	25	40	25	20
M 20	60	40	30	45	30	25
M 24	70	50	40	55	35	30
M 27	80	55	45	65	40	35

Tableau : entraxe des boulons et pincés

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Belazougui.M, Alger (Algérie), (2008), « Calcul pratique des structures métalliques ».

Charges permanentes et charges d'exploitation. « D.T.R-B.C-2.2 ».

Lahlou Dahmani. (2009), « Calcul des éléments résistants d'une construction métallique ».

Lescouarc'h. Y (Février 1997) « Initiation au calcul d'un bâtiment à structure en acier» CTICM.

Manfred A.H, Michel. C (1995) « CHARPENTES METALLIQUES : Conception et dimensionnement des halles et bâtiments.» Vol.11, Presses polytechniques et universitaires romandes (EPFL).

Manfred A.H, Michel. C (1994) « CHARPENTES METALLIQUES : Notions fondamentales de dimensionnement » Vol.10, Presses polytechniques et universitaires romandes (EPFL).

Morel. J (1975) « Conception et calcul des structures métalliques. », Ed., Eyrolles.

Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

Règlement neige et vent « RNV99 » (D.T.R. C 2- 4.7) MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

Règles parasismiques algériennes « RPA 99 version 2003 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie)

ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN MARCHÉ COUVERT À MAGHNIA

OURAGHI .M & DEKHISSI.M (Juin, 2013)

RÉSUMÉ :

Ce projet consiste à étudier la structure d'un bâtiment à usage commercial en charpente métallique selon le règlement algérien. Le bâtiment a été conçu sous forme régulière, pour l'utiliser comme un marché couvert à MAGHNIA (Tlemcen). Ce projet est élaboré par plusieurs étapes ; en premier lieu l'évaluation des charges et surcharges, l'étude climatique (vent, neige, frottement) selon le « RNV99 », ensuite le dimensionnement des différents éléments (secondaires et porteurs), après l'étude dynamique selon le « RPA99 », puis l'étude des assemblages selon le « CCM97 », et enfin l'étude de l'infrastructure selon le « BAEL91 ».