

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE 1 « GENERALITES »	23
1.1 INTRODUCTION	23
1.1.1 Avantages	23
1.1.2. Inconvénients.....	23
1.2. PRESENTATION DU PROJET.....	24
1.3 DONNEES CONCERNANT LE SITE.....	25
1.4 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE	26
1.5. REGLEMENTS UTILISES.....	26
1.6 MATERIAUX UTILISES	26
1.6.1. L'acier de construction	26
1.6.2. Le béton :.....	26
1.7 LA TOITURE.....	27
1.8 LA MAÇONNERIE :	28
1.9. LES ASSEMBLAGES :.....	28
1.9.1. Le boulonnage :	28
1.9.2 Le soudage :	28
CHAPITRE2 : EVALUATION DES CHARGES	29
2.1 INTRODUCTION	29
2.2 CHARGES PERMANENTES	29
2.2.1 Mure	29
2.2.2 Toiture	29
2.3 CHARGES D'EXPLOITATION	29
2.4 CALCUL DES CHARGES DE LA NEIGE	30
2.4.1 Valeurs caractéristique de la neige S_k	30
2.4.2 Coefficient de forme de la toiture μ	30
2.4.3 Valeurs des charges de la neige S	31
2.5 EFFET DU VENT	31

2.5.1 Données relatives au site	31
2.5.2 Calcul de la pression due au vent q_j	32
a. Détermination de coefficient dynamique C_d	32
b. Calcul de la pression dynamique q_{dyn}	32
c. Coefficient de pression extérieur C_{pe}	33
D .Le coefficient de pression intérieure : ‘ C_{pi} ’	34
2.6 CALCUL DE LA FORCES DE FROTTEMENT F_{FR}	42
CHAPITRE 3.ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES	45
3.1. INTRODUCTION.....	45
3.2. CARACTERISTIQUES DE LA TOLE DE LA COUVERTURE.....	45
3.3 CALCUL DES PANNES DE COUVERTURE.....	45
3.3.1 Charges à prendre en considération	45
3.3.2 Espacement Entre Pannes.....	46
a. Combinaison des charges et actions.....	46
b. Moment maximum pour une poutre continue sur 4 appuis simples.....	46
c. Vérification de l’espacement.....	47
3.3.3 Dimensionnement des Pannes.....	47
a. Combinaison des charges.....	47
b. Calcul des moments sollicitant à l’ELU.....	47
c. condition de flèche à l’ELS.....	48
d. condition de flèche avec poids propre inclus.....	49
3.3.4 Classe du profilé.....	50
a. Classe de l’âme fléchie.....	50
b. Classe de la semelle comprimée.....	50
3.3.5 Vérification des contraintes	50
3.3.6 Résistance de la Panne au Déversement.....	52
3.3.7 Résistance au voilement par cisaillement.....	53
3.3.8 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l’âme	53
3.3.9 Conclusion :	54
3.4. CALCUL DE L’ECHANTIGNOLLE	54
a. L’excentrement « t » :	54

b. Calcul du moment de renversement M_r :	55
c. Module de résistance de l'échantignolle	56
d. Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle « e »	56
3.5 CALCUL DES CHENEAUX	56
3.5.1 Calcul de la section et du diamètre du chéneau	57
a. Chéneau rive	57
b. Chéneau intermédiaire	57
CHAPITRE 4 ETUDES SISMIQUES	58
4.1 INTRODUCTION	58
4.2 LA METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE	58
4.2.1. Principe de la méthode	58
4.2.2 Spectre de réponse de calcul	58
a. Classification des zones sismiques :	59
b. Classification de l'ouvrage :	59
4.3 LES RESULTATS DE L'ANALYSE MODALE	61
4.3.1 Vérification de la période fondamentale de la structure	61
4.4 RESULTATS DE LA ANALYSE SPECTRAL	Erreur ! Signet non défini.
4.4.1 Vérification de la force sismique à la base	62
4.4.2 Vérification des déplacements	63
CHAPITRE 5 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	64
5. 1. INTRODUCTION	64
5.2. JUSTIFICATION DE LA TRAVERSE (IPE 550)	64
5.2.1. Caractéristiques de la traverse (IPE 550)	64
5.2.2 Efforts sollicitant	64
5.2.3 Classe de la section transversale	64
a. Classe de l'âme	64
b. Classe de la semelle :	65
5.2.4. Vérification de la flèche :	65
5.2.5. Condition de résistance :	65
a. Cisaillement :	65
b. Flexion composée :	66

5.2.6. Vérification au déversement :	66
5.3 JUSTIFICATION DES POTEAUX DE RIVE	68
5.3.1 Caractéristiques du poteau « HEA300) »	68
5.3.2 Efforts sollicitant	68
5.3.3 Classe de la section transversale	68
a. Classe de l'âme comprimée	68
b. classe de la semelle comprimée	68
5.3.4 Condition de résistance « moment fléchissant plus effort normal »	69
a. Résistance au flambement	69
5.4 JUSTIFICATION DES POTEAUX INTERMEDIAIRES	70
5.4.1 Caractéristiques du poteau (HEA300) :	70
5.4.2 EFFORTS SOLLICITANTS	71
5.4.3 Classe de la section transversale	71
a. Classe de l'âme comprimée	71
b. Classe de la semelle comprimée	71
5.4.4. Condition de résistance « moment fléchissant plus effort normal »	71
Résistance au flambement	72
5.5. JUSTIFICATION DES STABILITES	73
5.5.1 Les éléments comprimés	73
a. Vérification au flambement	73
b. Résistance au flambement	74
c. Résistance plastique de la section brute	74
5.5.2 Les éléments tractés	74
a. Résistance ultime	74
b. Résistance plastique de calcul de la section nette	75
c. Résistance plastique de calcul de la section brute	75
5.6 JUSTIFICATION DES CONTREVENTEMENTS	75
5.6.1 Les éléments comprimés	75
a. Vérification au flambement	75
b. Résistance au flambement	76
c. Résistance plastique de la section brute	76
5.6.2 Les éléments tractés	76

a. Résistance ultime	76
b. Résistance plastique de calcul de la section nette	76
c. Plastique de calcul de la section brute	77
5.7 INTRODUCTION :	77
5.8 JUSTIFICATION DES POTEAUX DE RIVE	77
5.8.1 Caractéristiques du poteau (HEA 220) :	77
5.8.2 Efforts sollicitant	77
5.8.3 Classe de la section transversale	77
a. Classe de l'âme comprimée	77
b. classe de la semelle comprimée	78
5.8.4 Condition de résistance « moment fléchissant plus effort normal »	78
a. Résistance au flambement	79
5.9 JUSTIFICATION DES POTEAUX INTER MEDIANE	80
5.9.1 Efforts sollicitant	80
5.9.2. Classe de la section transversale	80
a. Classe de l'âme comprimée	80
b. Classe de la semelle comprimée	80
5.9.3. Condition de résistance « moment fléchissant plus effort normal »	80
5.9.4. Résistance au flambement	81
5.10 LES ELEMENTS COMPRIMES, LES MONTANTS	82
5.10.1 Classe de la section transversale :	83
a. Ailes comprimées :	83
5.10.2 Vérification de flambement :	83
5.10.3 Résistance plastique de calcul de la section brute	84
5.11 Membrure supérieur 2L 90x90x9 :	84
5.11.1 Vérification de flambement :	84
5.11.2 Résistance plastique de calcul de la section brute	85
5.12 LES ELEMENTS TENDUS, LES DIAGONALES	86
5.12.1 Résistance plastique de calcul de la section brute	87
5.13 MEMBRURE INFÉRIEURE 2L 90X90X9 :	87
5.13.1 Vérification de flambement :	87

5.13.2 Résistance plastique de calcul de la section brute	88
CHAPITRE 6 ASSEMBLAGE	89
6.1. INTRODUCTION	89
6.2. LIAISON POTEAU-TRAVERSE (HEA300-IPE550).....	89
6.2.1 Efforts sollicitant	89
6.2.2 Soudure de la platine	89
a. Cordon de soudure :.....	89
b. Soudure de la semelle tendue :.....	90
c. Soudure de l'âme :.....	90
6.2.3 Disposition constructives.....	90
a. Choix de diamètre du boulon	90
b. Pince longitudinale e_1	90
c. Pince transversale e_2 :	91
6.2.4 Calcul des boulons sollicités en traction.....	91
6.2.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement	91
6.2.6 Vérification à la pression diamétrale	91
6.3 LIAISON TRAVERSE-TRAVERSE (IPE 550– IPE 550).....	92
6.3.1 Efforts sollicitant	92
6.3.2 Soudure de la platine	Erreur ! Signet non défini.
a. Cordon de soudure.....	92
b. Soudure de la semelle tendue	92
c. Soudure de l'âme	93
6.3.3 Disposition constructives.....	93
a. Choix de diamètre du boulon	93
b. Pince longitudinale e_1	93
c. Pince transversale e_2	93
6.3.4 Calcul des boulons sollicités en traction.....	93
6.3.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement	94
6.3.6 Vérification de la pression diamétrale	94
6.4 ASSEMBLAGE PAR COUVRE JOINT.....	94
6.4.1 Vérification des Boulons	94
a. Vérification au cisaillement.....	94

b. Vérification de la pression diamétrale.....	95
6.4.2 Pièces assemblées	95
a. Tirant	95
b. Couvre joint.....	95
6.5 LIAISON BARRES DE LA FERME.....	96
6.5.1 Efforts sollicitant	96
6.5.2. Soudure du gousset.....	96
6.5.3. Disposition constructive	96
a. Pince longitudinale	96
b. Pince transversale.....	96
c. Vérification des boulons sollicités au cisaillement	97
d. Vérification de la pression diamétrale.....	97
6.6. LIAISON POTEAU-FERME.....	98
Membrure (supérieur, inférieur), diagonal-poteau	98
6.6.1. Les efforts sollicitant	98
6.6.2. Détermination des nombres de boulons nécessaires.....	98
a. Disposition des boulons.....	99
b. Vérification de l'effort tranchant.....	99
c. Résistance du boulon au cisaillement.....	99
d. Vérification de la pression diamétral.....	100
e. Résistance des boulons à la traction	100
6.7 LES PIEDS DE POTEAUX	101
6.7.1 Dimensionnement de la plaque d'assise	101
a. Cordons de soudure	101
b. Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement	101
c. Estimation de l'aire de la plaque d'assise.....	101
d. Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise.....	102
e. Détermination de l'épaisseur minimale requise de la plaque d'assise	102
f. Calcul de la largeur d'appui additionnel C	102
g. Calcul de la section efficace A_{eff}	103
h. Calcul de la résistance à l'effort axial	103
i. Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant.....	103

j. Calcul du moment de flexion M_{Sd}	103
k. Vérification de la résistance au cisaillement de la plaque d'assise	103
l. Résistance des tiges d'ancrage au cisaillement	104
6.7.2 Vérification des tiges d'ancrage	105
6.7.3 Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence	105

Aucune entrée de table des matières n'a été trouvée.

Liste des tableaux

Tableau 2. 1: Parois vertical (AB) (figure 2.3)	34
Tableau 2. 2: Toiture (chaque versant) (figure 2.4)	34
Tableau 2. 3: Paroi vertical(AC) (figure 2.5)	36
Tableau 2. 4: Toiture (versant 1) (figure 2.6)	36
Tableau 2. 5: Toiture (versant 2,3) (figure 2.7)	37
Tableau 2. 6: Toiture (versant 4) (figure 2.8)	37
Tableau 2. 7 : Parois verticale (CD) (figure 2.9).....	38
Tableau 2. 8: Toiture chaque versants (figure 2.10)	38
Tableau 2. 9 : Parois verticales (BD) (figure 2.11)	40
Tableau 2. 10 : Toiture (versant 1) (figure 2.12)	40
Tableau 2. 11 : Toiture (versant 2,3) (figure 2.13)	40
Tableau 2. 12 : Toiture (versant 4) (figure 2.14)	40
Tableau 2. 13 : Les valeurs des forces de frottement	43
Tableau 2. 14 : Les valeurs des forces de frottement	44
Tableau 3. 1: Caractéristiques du profilé IPE 160 pour une panne	49
Tableau 4. 1: Valeur de pénalités	59
Tableau 4. 2 : Résultats d'analyse modale obtenue par logiciel de calcul	61
Tableau 4. 3 : Résultante des forces sismiques à la base pour les deux solutions	62
Tableau 4. 4 : Déplacements relatifs dans le sens (X-X).pour les deux solutions.....	63
Tableau 4. 5 : Déplacements relatifs dans le sens (Y-Y).pour les deux solutions.....	63
Tableau 5. 1 : Caractéristiques du profilé « IPE 550 »	64
Tableau 5. 2 : Caractéristiques du profilé « HEA 300 »	68
Tableau 5. 3 : Caractéristiques du profilé HEA300	70
Tableau 5. 4 : Caractéristiques du profilé HEA 220	77
Tableau 5. 5 : Caractéristique de cornière L80/80/8	82
Tableau 5. 6 : Caractéristique de cornière L90/90/9	84
Tableau 7. 1 : les efforts sollicitons pour la 1 ^{er} solutions.....	106
Tableau 7. 2 : Récapitulatif des résultats de la semelle intermédiaire.....	109
Tableau 7. 3 : Récapitulatif des résultats de la semelle angle	109
Tableau 7. 4 : Récapitulatif des résultats de la semelle centrale	110
Tableau 7. 5 : Efforts sollicitants pour 2eme solutions	112
Tableau 7. 6 : Récapitulatif des résultats de la semelle intermédiaire	115



Tableau 7. 7 : Récapitulatif des résultats de la semelle intermédiaire.....	115
Tableau 7. 8 : Récapitulatif des résultats de la semelle centrale	116
Tableau 8. 1 Estimation de délai pour la phase étude	118
Tableau 8. 2 : Les défèrent étapes en atelier	119
Tableau 8. 3 : Les déférentes étapes sur chantier	121
Tableau 8. 4 : Le poids et le délai pour les deux solutions.....	122

Liste des figures

Figure 1. 1 Photo 3d du projet	24
Figure 1. 2 : Vue aérien de projet par google Eherte	25
Figure 1. 3 : Vue du projet en 3 D avec cotations	25
Figure 1. 4 :Panneaux Sandwich	27
Figure 1. 5 : Schémas de fixations.....	27
Figure 2. 1 : Coefficient de forme des toitures à versants multiples	30
Figure 2. 2 : Direction du vent sur la structure	31
Figure 2. 3 : répartition des pressions sur parois vertical (AB) V1	35
Figure 2. 4 : répartition des pressions sur toiture (chaque versant) .V1	35
Figure 2. 5 : répartition des pressions sur parois vertical (AC).V2	37
Figure 2. 6 : répartition des pressions sur toiture (versant 1).V2	37
Figure 2. 7 : répartition des pressions sur toiture (versant2,3).V2	37
Figure 2. 8 : répartition des pressions sur toiture (versant 4).V2	38
Figure 2. 9 : répartition des pressions sur parois (CD).V3.....	39
Figure 2. 10 : répartition des pressions sur toiture (chaque versants) .V3.....	39
Figure 2. 11 : répartition des pressions sur parois vertical (BD).V4.....	41
Figure 2. 12 : répartition des pressions sur toiture (versant 1).V4	41
Figure 2. 13 : répartition des pressions sur toiture (versant 2,3).V4	42
Figure 2. 14 : répartition des pressions sur toiture (versant 4).V4	42
Figure 3. 1 : Cas de l'effet du vent et de neige	45
Figure 3. 2 :Diagramme des moments fléchissant au niveau de la couverture.....	46
Figure 3. 3 : Vue en 3D de l'échantignolle	54
Figure 3. 4 : Vue transversale de l'échantignoll	55
Figure 3. 5 : Chéneau d'eau	56
Figure 3. 6 : Moignon cylindrique.....	57
Figure 4. 1 : Spectre de réponse	60
Figure 6. 1 : Assemblage 3D poteau - traverse (HEA300 – IPE550).....	89
Figure 6. 2 : Assemblage 3D traverse - traverse (IPE 550– IPE 550).....	92
Figure 6. 3 : Assemblage par couvre joint.....	94
Figure 6. 4 : Coupe longitudinale d'un assemblage par couvre joint	95
Figure 6. 5 : Assemblage montants diagonales membrures inferieure.....	97
Figure 6. 6 Assemblage poteau-ferme.....	98

Figure 6. 7 : Le pied de poteau.....	101
Figure 6. 8 : Représentation de la plaque assise.....	103
Figure 6. 9 : Photo 3D des tiges encrages	104
Figure 6. 10 : Les caractéristiques des tiges d'ancrage	105
Figure 7. 1 : Semelle isolée soumise à un effort normal	107
Figure 7. 2 : Ferrailage de la semelle intermédiaire	109
Figure 7. 3 : Ferrailage de la semelle angle.....	110
Figure 7. 4 : Ferrailage de la semelle centrale.....	110
Figure 7. 5 : Ferrailage de la semelle intermédiaire	115
Figure 7. 6 : Ferrailage de la semelle angle.....	115
Figure 7. 7 : Ferrailage de la semelle centrale.....	116

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 ;
K_0	: Coefficient de flambement ;
K_T	: Facteur de terrain ;
L	: Longueur ;
M_{Sd}	: Moment sollicitant;
M_{Rd}	: Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise ;
M_{pl}	: Moment plastique ;
M_{Cr}	: Moment critique ;
$M_{b,Rd}$: 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 ;

$V_{réf}$: 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 ;
λ	: 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 ;
ξ	: Pourcentage d'amortissement critique ;
η	: Facteur de correction d'amortissement ;
δ_{ek}	: Déplacement dû aux forces sismiques F_i ;
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.

Le travail va consister à l'étude d'un hangar de stockage de blé en charpente métallique située à Hassi El Ghella, Wilaya de Ain T'émouchent.

Notre travail est divisé en 8 chapitres. Après l'introduction

- ✓ Le premier chapitre : Généralité sur la charpente métallique et Présentation de projet.
- ✓ Le deuxième chapitre : Evaluation des charges permanentes, d'exploitations selon le règlement Algérien « charges et surcharges », et les Charges climatiques (Neige et Vent) selon le « RNV99 ».
- ✓ Le troisième chapitre : Dimensionnement des éléments secondaires selon le « CCM97 ».
- ✓ Le quatrième chapitre : Etude sismique du bâtiment selon le « RPA99 ».
- ✓ Le cinquième chapitre : Dimensionnement des éléments structuraux.
- ✓ Le sixième chapitre : Il consiste à étudier les différents assemblages métalliques de la structure.
- ✓ Le septième chapitre : l'étude de l'infrastructure selon le « CBA 93 ».
- ✓ Le huitième chapitre : comparaison entre les deux solutions.

Notre mémoire sera finalisé par une conclusion générale.

CHAPITRE 1 « GENERALITES »

1.1 INTRODUCTION

L'acier présente plusieurs avantages, c'est pourquoi il a peu à peu remplacé les anciens 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.

1.1.1 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.

1.1.2. 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.

1.2. PRESENTATION DU PROJET



Figure 1. 1 Photo 3d du projet

Ce projet dont le maître d'ouvrage est l'APC Hassi Elghalla « Wilaya de Ain Témouchent », consiste à l'étude d'un hangar de stockage de blé.

Il est implanté dans la Daïra de Hassi Elghalla (W. de Ain Témouchent). Il est en Zone II, moyen sismicité selon la classification de l'RPA 99/Version 2003.

Le terrain est plat avec une surface de 2650 m². Le bâtiment est constitué de deux portiques à double versant.

La toiture est de type panneau sandwich.

1.3 DONNEES CONCERNANT LE SITE

Le site choisi pour la réalisation d'une usine de stockage de blé est situé dans une zone industrielle avec 1 à 2 m de dénivelée.

Le sol est meuble avec une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 1,6$ bars

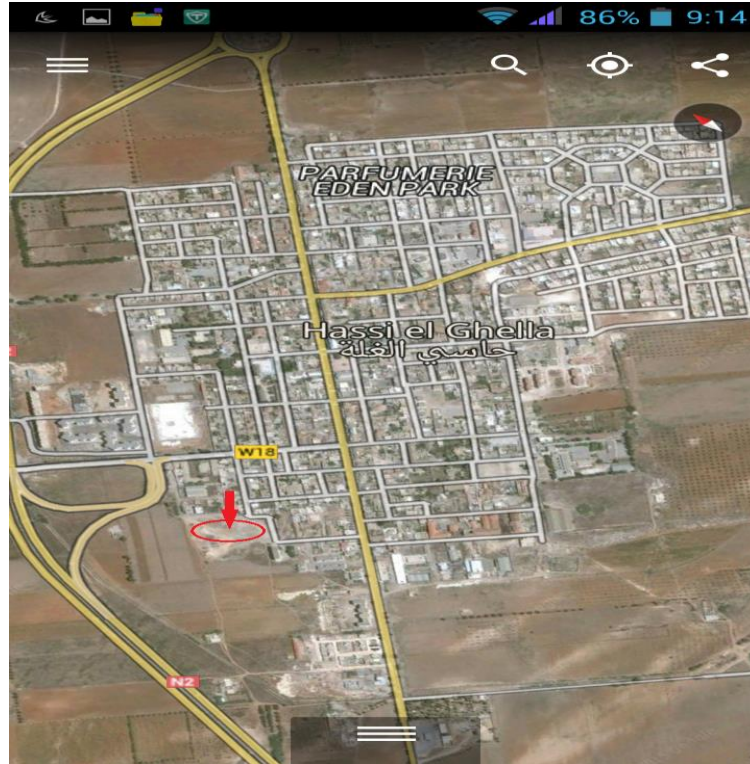


Figure 1. 2 : Vue aérienne du projet par google Earth

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

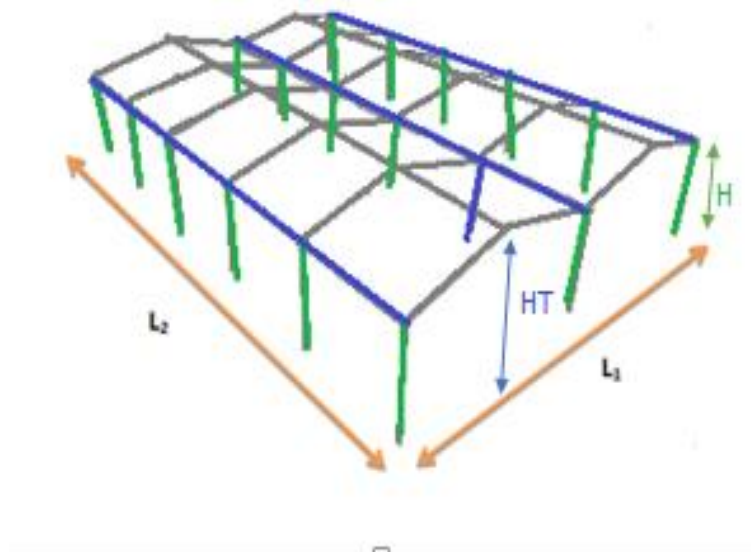


Figure 1. 3 : Vue du projet en 3 D avec cotations

1.4 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

L'usine à une forme en plan rectangulaire de dimension 50 m × 53m. Elle est située dans une zone industrielle.

Les données géométriques de l'ouvrage sont :

- La hauteur totale du bâtiment : **$H_T = 7.9 \text{ m.}$**
- La largeur de la structure : **$L_1 = 50 \text{ m.}$**
- La longueur de la structure : **$L_2 = 53 \text{ m.}$**
- La hauteur des hangars : **$H = 6 \text{ m.}$**
- La pente du versant : **$15,2 \%$**

1.5. REGLEMENTS UTILISES

- CCM97 : Règles de calcul des constructions en acier.
- CBA 93 : Calcul des structures en Béton Armé
- DTR C2.2 : Document technique règlement charges permanentes et d'exploitation.
- RPA99 : Règles parasismiques algériennes version 2003.
- RNV99 : Règles définissant les effets de la neige et du vent.

1.6 MATERIAUX UTILISES

1.6.1. L'acier de construction

L'acier est un matériau composé essentiellement de carbone et de fer. Ce dernier est l'élément prédominant dans sa composition.

- Nuance d'acier : Fe360.
- 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 : $E = 210\,000 \text{ MPa.}$
- Module d'élasticité transversale : $G = 84\,000 \text{ MPa.}$

1.6.2. Le béton :

C'est un matériau constitué par le mélange de ciment, granulats et d'eau. Tous ces composants interviennent dans la résistance du mélange « béton ». On utilise ce matériau pour sa bonne tenue en compression. 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 : $E = 14000 \text{ MPa.}$



1.7 LA TOITURE

La toiture est réalisée en panneaux sandwich. Ces derniers offrent l'avantage de rassembler à un seul élément les trois rôles principaux d'une toiture : le pare-vapeur, l'isolation et l'étanchéité. Ces panneaux permettent un écartement des pannes relativement grand et représente surtout un gain de temps appréciable au montage. Ils se composent de deux lobes en acier plats ou nervurés et d'une âme rigide isolante.

Pour cet ouvrage, nous avons utilisé des panneaux sandwichs du type « TL 75 » constitués d'une peau externe trapézoïdale et d'une peau interne linéaire intercalées par une mousse dure conçue pour l'isolation thermique.

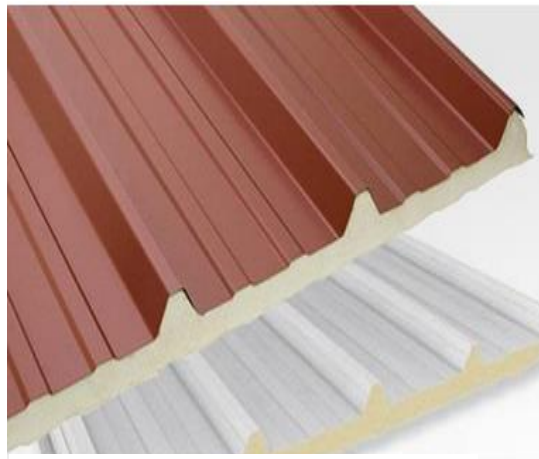


Figure 1. 4:Panneaux Sandwich

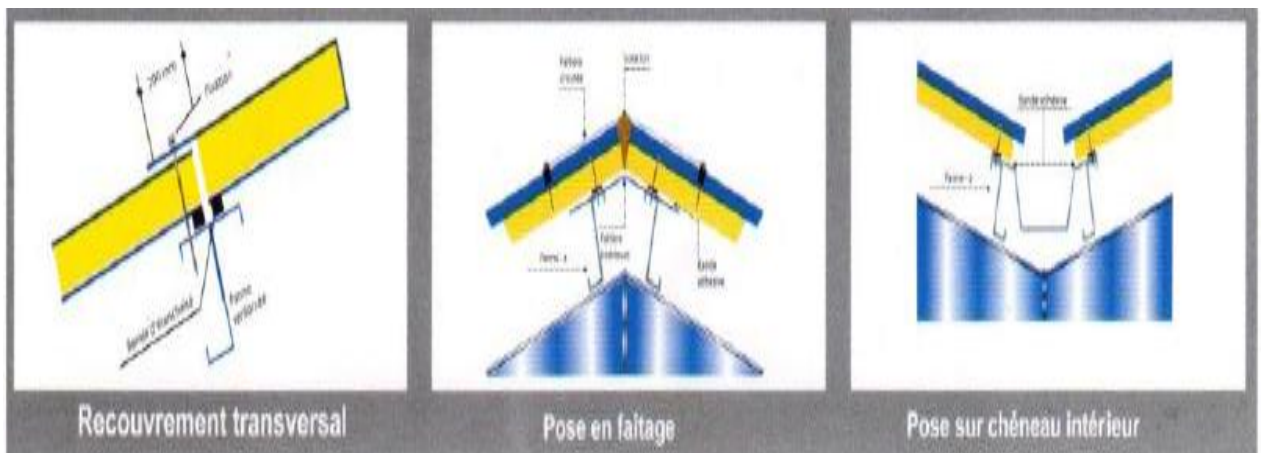
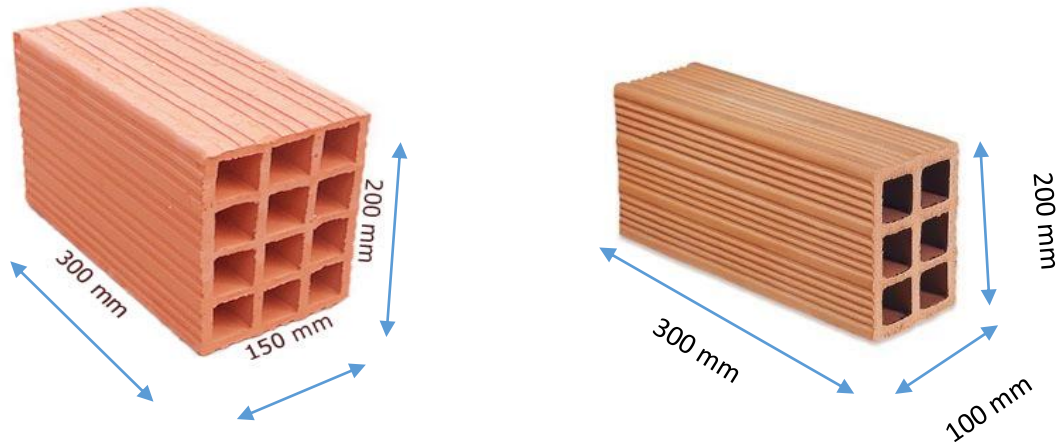


Figure 1. 5 : Schémas de fixations

1.8 LA MAÇONNERIE :

Les murs sont en forme de doubles parois en brique ceuse de 15 et de 10 cm



1.9. LES ASSEMBLAGES :

Les principaux modes d'assemblages sont :

1.9.1. Le boulonnage :

Le boulonnage est l'un des moyens 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 des boulons de haute résistance (HR) de classe 10.9 et 8.8 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.

1.9.2 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.

CHAPITRE2 : EVALUATION DES CHARGES

2.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous avons défini 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.

2.2 CHARGES PERMANENTES

Les charges permanentes sollicitant la structure sont dues au poids propre des différents éléments composants la structure. Elles sont données par les documents techniques approvisionnés par le fournisseur.

2.2.1 Mure : Maçonnerie (voir le paragraphe 1.8)

2.2.2 Toiture : -Panneau sandwichs (TL75p) = 17,9kg /m² (voir le paragraphe 1.7)

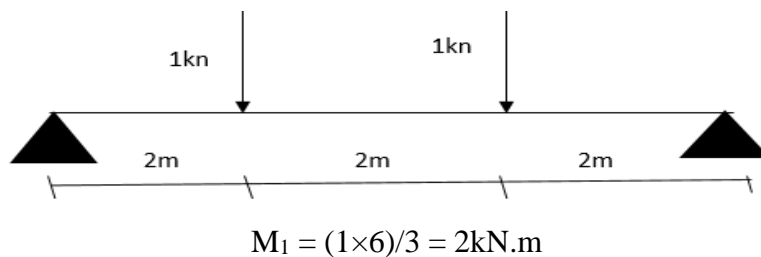
2.3 CHARGES D'EXPLOITATION

Les charges d'exploitation sont déterminées suivant le document technique réglementaire Charges et surcharges d'exploitations (D.T.R-B.C-2.2). [3]

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

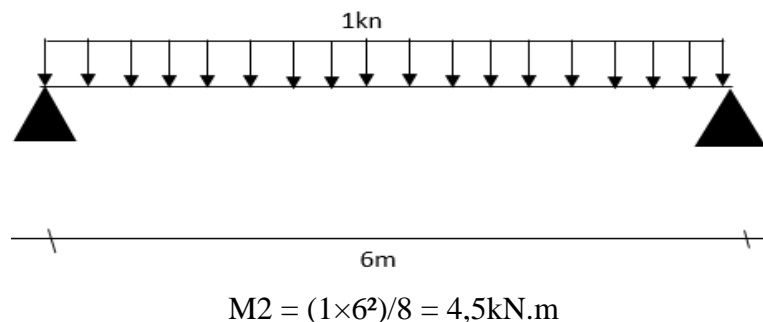
Cas 1

Charges ponctuelles de 1kN 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 une cote est déterminée par l'entre-axe des éléments considérés. Donc pour une bande de 1 ml. Q sera prise égal à 1kN/ml



Le deuxième cas est le plus défavorable, en prend $Q_1 = 100 \text{ daN}$ sur une surface de 10 m^2

2.4 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

$$S = \mu \times S_k \quad \text{KN/m}^2 \text{ [11]}$$

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.

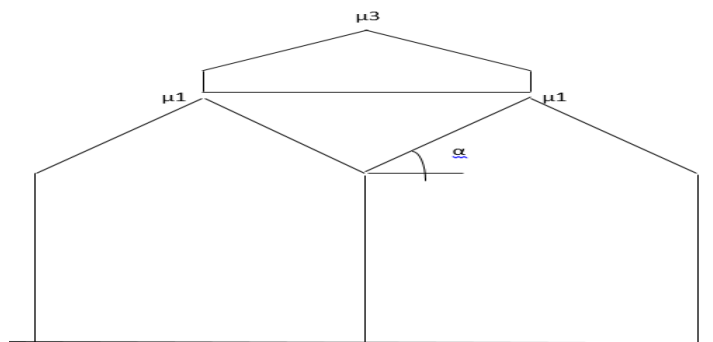


Figure 2. 1 : Coefficient de forme des toitures à versants multiples

2.4.1 Valeurs caractéristique de la neige S_k

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

Avec

H est l'altitude, elle est égale à $200,1 \text{ m}$

$$s_k = 0,180 \text{ kN/m}^2$$

2.4.2 Coefficient de forme de la toiture μ

La structure est de toitures à versant multiples

- Pour $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_1 = 0,8 \end{array} \right.$$

2.4.3 Valeurs des charges de la neige S

$$\begin{cases} S_1 = \mu_1 \times S_k \\ S_2 = \mu_2 \times S_k \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} S_1 = 0,144 \text{ kN/m}^2 \\ S_2 = 0,188 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

2.5 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 sens 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

2.5.1 Données relatives au site

Le site du projet se trouve dans la région de **Hassi Elghla**, wilaya d'**Ain Témouchent**.

Catégorie de construction **I**

- Site plat $C_T=1$
- Zone de vent I $q_{réf}=375 \text{ N/m}^2$ (voir Annex A.2)
- Catégorie de terrain III

Avec :

$K_T = 0,22$ (facteur de terrain)

$Z_0 = 0.3 \text{ m}$ (paramètre de rugosité)

$Z_{min}=8\text{m}$ (hauteur minimale)

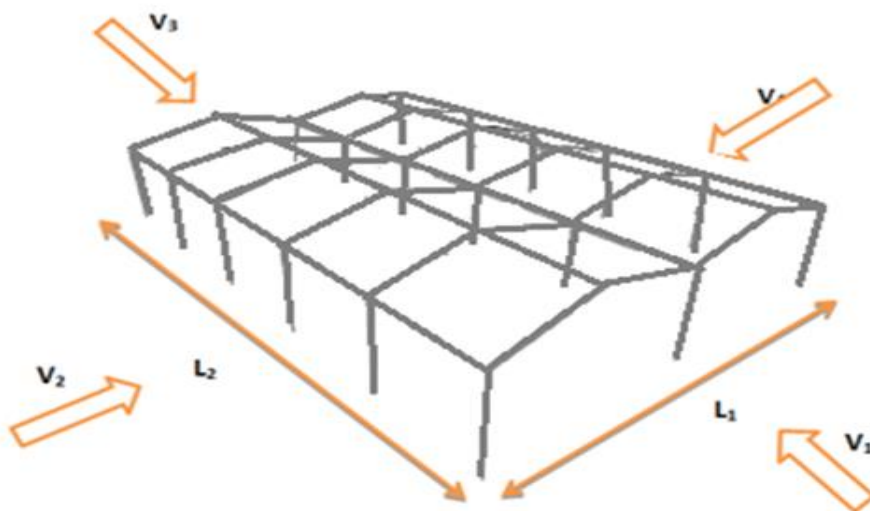


Figure 2. 2 : Direction du vent sur la structure

2.5.2 Calcul de la pression due au vent q_j

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

$$q_j = q_{dyn} \cdot C_d \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \quad \frac{N}{mm^2} \quad [11]$$

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)

$$\begin{cases} h = 7,90 \\ b = 50 \end{cases} \Rightarrow C_d = 0,89$$

✓ **Vent sur le long-pan (sens V2)**

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

$$\begin{cases} h = 7,90 \\ b = 53,00 \end{cases} \Rightarrow C_d = 0,89$$

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
- 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 $H \leq 10m$, Il n'y a donc pas lieu de subdiviser le maître couple on calculera donc la pression dynamique à :
- $Z_{totale} = 7,90$ m.

- Coefficient de rugosité **Cr(Z)**

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

$$Cr(Z) \begin{cases} KT. \ln \left(\frac{z_{min}}{z_0} \right) & \text{pour } z < z_{min} \\ KT. \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) & \text{pour } z > z_{min} \end{cases}$$

$$\left\{ Cr(7,90) = 0,22 \ln \left(\frac{8,00}{0,3} \right) = 0,722 \right.$$

- Coefficient d'exposition (**Ce**)

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

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

Le coefficient d'exposition sera donc

$$Ce(7,90) = Cr(Zj)^2 \left[1 + \frac{1,54}{cr(Zj)} \right] = 1,634$$

- 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

$$\left\{ q_{dyn}(7,90) = 375 \times 1,634 = 612,7 \text{ N/m}^2 \right.$$

c. Coefficient de pression extérieure Cpe

Le coefficient de pression extérieure 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 :

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

Avec :

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : **S** $\geq 10 \text{ m}^2$ **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 C_{pe} .
- Les valeurs du C_{pe} pour la structure, sont présentées ci-dessus (voir l'annexe A.2)

D .Le coefficient de pression intérieure : ‘ C_{pi} ’

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} est en fonction de l'indice de perméabilité μ_p qui est donnée comme suit :

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

✓ **Vent sur 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 $\theta = 90^\circ$ (cf. 1.1.4) RNV 99.

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

$$\begin{cases} b = 50,00 \text{ m} \\ d = 53,00 \text{ m} \\ h = 7,90 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \{e = 15,80 \text{ m}\}$$

- Parois verticales : Vent sur pignon le sens V1

Zone	Cd	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi}	C _p	q _j
A	0,89	612,7	-1	0,25	-1,25	-681,62
B	0,89	612,7	-0,8	0,25	-1,05	-572,56
C	0,89	612,7	-0,5	0,25	-0,75	-408,97
D	0,89	612,7	+0,8	0,25	0,55	+299,91
E	0,89	612,7	-0,3	0,25	-0,55	-299,91

Tableau 2. 1: Parois vertical (AB) (figure2.3)

Zone	Cd	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi}	C _p	q _j
F	0,89	612,7	-1,45	0,25	-1,7	-927,01
G	0,89	612,7	-1,85	0,25	-2,1	-1145,13
H	0,89	612,7	-0,7	0,25	-0,95	-518,03
I	0,89	612,7	-0,6	0,25	-0,85	-463,50

Tableau 2. 2: Toiture (chaque versant) (figure 2.4)

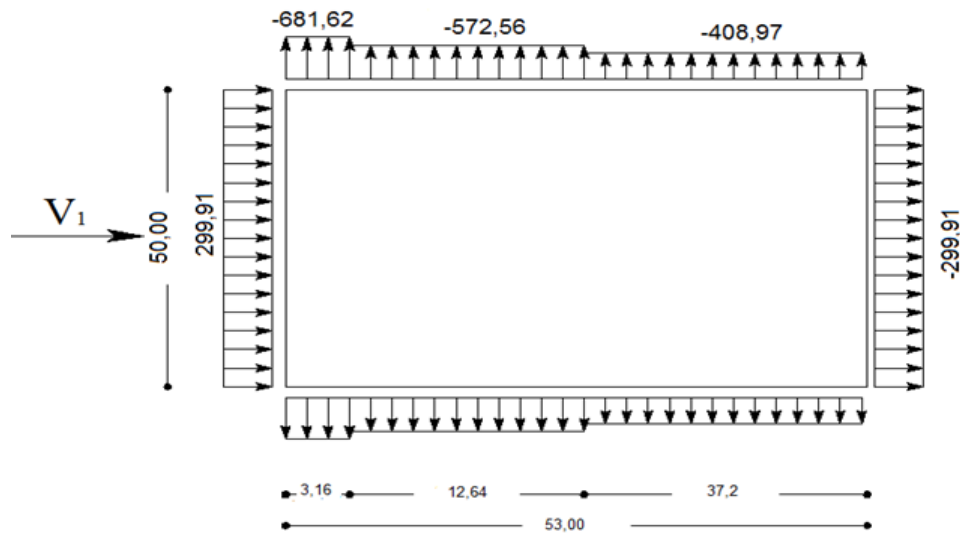


Figure 2. 3 : répartition des pressions sur parois vertical (AB) V1

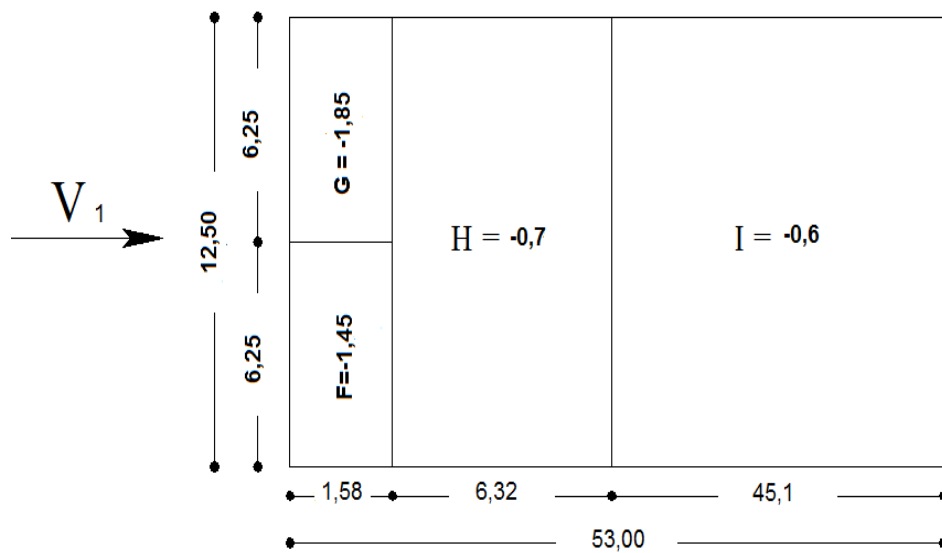


Figure 2. 4 : répartition des pressions sur toiture (chaque versant) .V1

- Parois verticales Vent sur Lang pant sens V2

Zone	Cd	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi}	C _p	q _j
A	0,89	612,7	-1	-0,63	-0,37	-201,76
B	0,89	612,7	-0,8	-0,63	-0,17	-92,70
C	0,89	612,7	-0,5	-0,63	-0,13	+70,89
D	0,89	612,7	+0,8	-0,63	1,43	+777,78
E	0,89	612,7	-0,3	-0,63	0,93	+507,13

Tableau 2. 3: Paroi vertical(AC) (figure 2.5)

Zone	Cd	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi}	C _p	q _j
F	0,89	612,7	-1,3	-0,63	-0,67	-365,35
G	0,89	612,7	-1	-0,63	-0,37	-201,76
H	0,89	643,87	-0,45	-0,63	0,18	98,15

Tableau 2. 4: Toiture (versant 1) (figure 2.6)

Zone	Cd	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi}	C _p	q _j
J	0,89	612,7	-1	-0,63	-0,37	-201,76

Tableau 2. 5: Toiture (versant 2,3) (figure 2.7)

Zone	Cd	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi}	C _p	q _j
I	0,89	612,7	-0,6	-0,63	-0,03	16,36

Tableau 2. 6: Toiture (versant 4) (figur2.8)

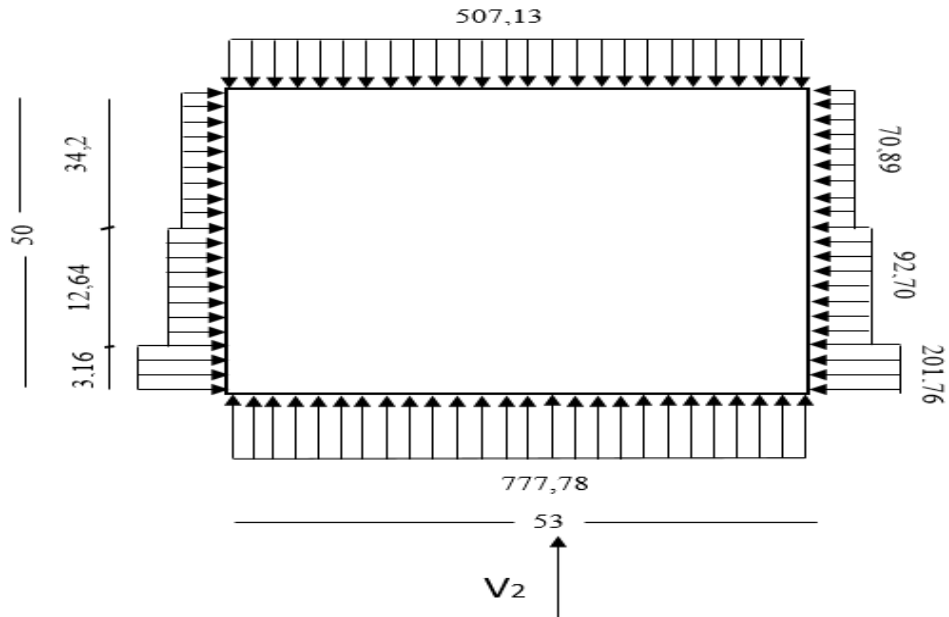


Figure 2. 5 : répartition des pressions sur parois vertical (AC).V2

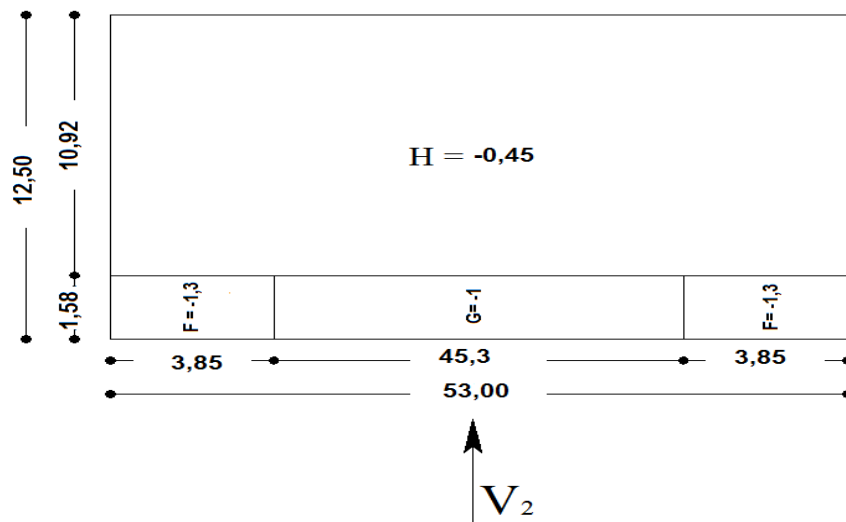


Figure 2. 6 : répartition des pressions sur toiture (versant 1).V2

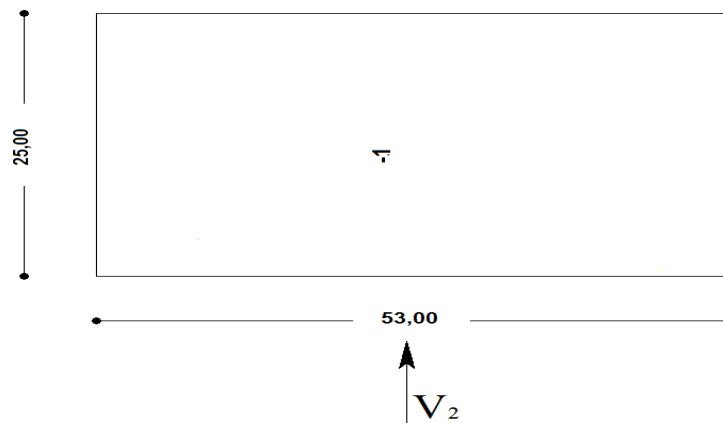


Figure 2. 7 : répartition des pressions sur toiture (versant 2,3).V2

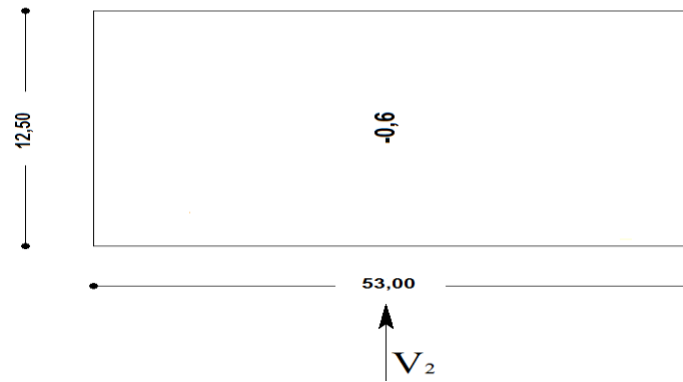


Figure 2. 8 : répartition des pressions sur toiture (versant 4).V2

- Parois verticale vent sur pignon (CD) sens V3

Zone	Cd	q _{dyn}	Cpe	Cpi	Cp	q _j
A	0,89	612,7	-1	-0,11	-0,89	-485,32
B	0,89	612,7	-0,8	-0,11	-0,69	-376,26
C	0,89	612,7	-0,5	-0,11	-0,39	-212,67
D	0,89	612,7	+0,8	-0,11	0,91	+469,23
E	0,89	612,7	-0,3	-0,11	-0,19	-103,61

Tableau 2. 7 : Parois verticale (CD) (figure 2.9)

Zone	Cd	q _{dyn}	Cpe	Cpi	Cp	q _j
F	0,89	612,7	-1,45	-0,11	-1,34	-730,70
G	0,89	612,7	-1,85	-0,11	-1,74	-948,82
H	0,89	612,7	-0,7	-0,11	-0,59	-321,73
I	0,89	612,7	-0,6	-0,11	-0,49	-267,2

Tableau 2. 8: Toiture chaque versants (figure 2.10)

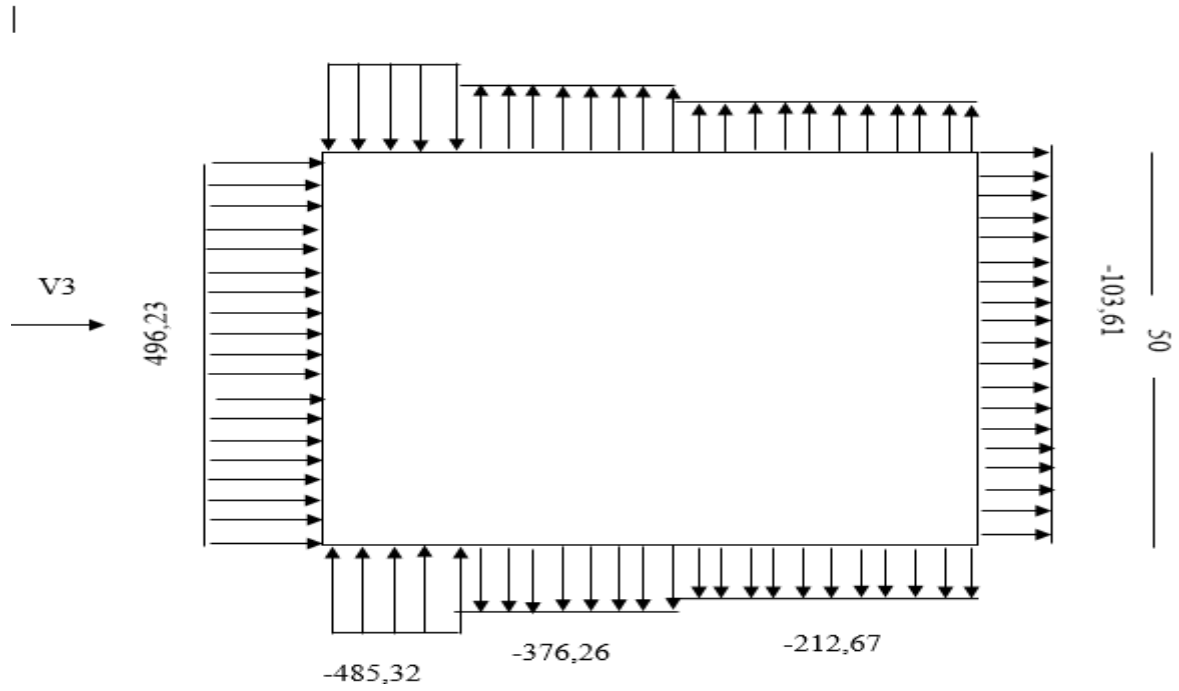


Figure 2. 9 : répartition des pressions sur parois (CD).V3

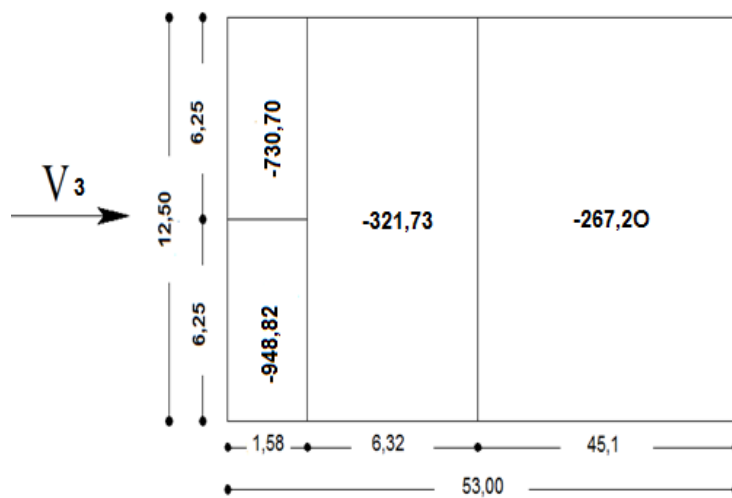


Figure 2. 10 : répartition des pressions sur toiture (chaque versant) .V3

- Vent sur Lang pant sens V4

Zone	Cd	q_{dyn}	Cpe	Cpi	Cp	q_j
A	0,89	612,7	-1	-0,48	-0,52	-283,56
B	0,89	612,7	-0,8	-0,48	-0,32	-174,50
C	0,89	612,7	-0,5	-0,48	-0,02	-10,90
D	0,89	612,7	+0,8	-0,48	1,28	+697,90
E	0,89	612,7	-0,3	-0,48	0,18	+98,15

Tableau 2. 9 : Parois verticales (BD) (figure 2.11)

Zone	Cd	q_{dyn}	Cpe	Cpi	Cp	q_j
F	0,89	612,7	-1,3	-0,48	-0,82	-447,15
G	0,89	612,7	-1	-0,48	-0,52	-283,56
H	0,89	643,87	-0,45	-0,48	-0,03	16,36

Tableau 2. 10 : Toiture (versant 1) (figure2.12)

Zone	Cd	q_{dyn}	Cpe	Cpi	Cp	q_j
J	0,89	612,7	-1	-0,48	-0,52	-283,56

Tableau 2. 11 : Toiture (versant 2,3) (figure 2.13)

Zone	Cd	q_{dyn}	Cpe	Cpi	Cp	q_j
I	0,89	612,7	-0,6	-0,48	-0,12	-65,43

Tableau 2. 12 : Toiture (versant 4) (figure 2.14)

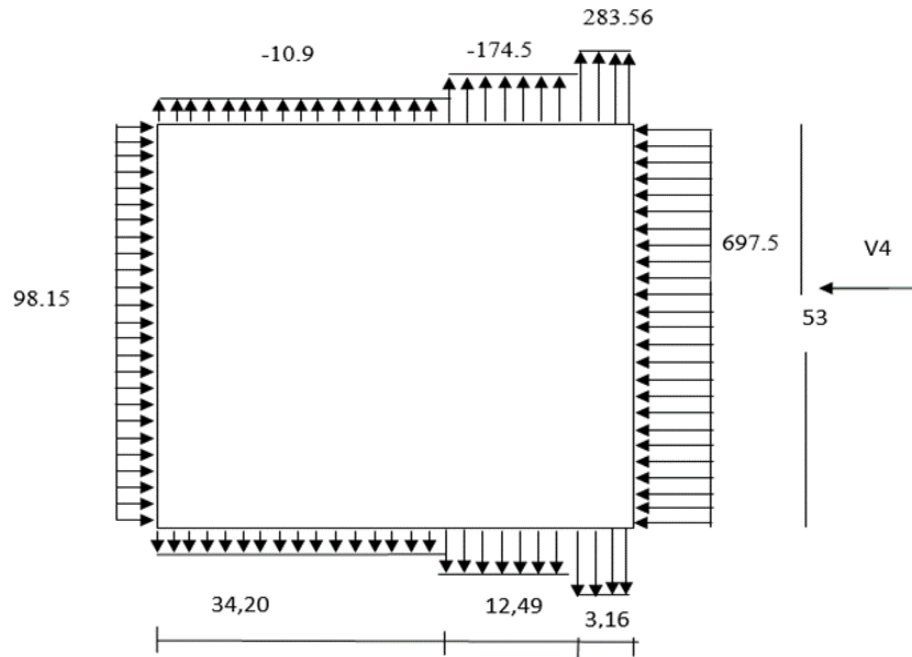


Figure 2. 11 : répartition des pressions sur parois vertical (BD).V4

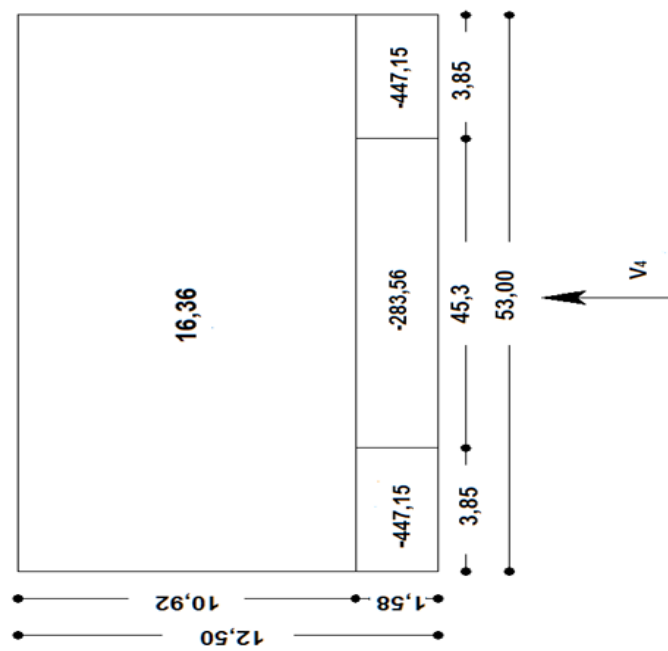


Figure 2. 12 : répartition des pressions sur toiture (versant 1).V4

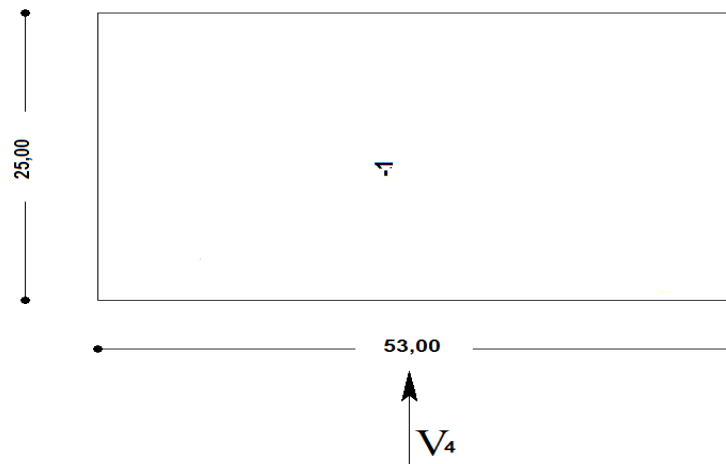


Figure 2. 13 : répartition des pressions sur toiture (versant 2,3).V4

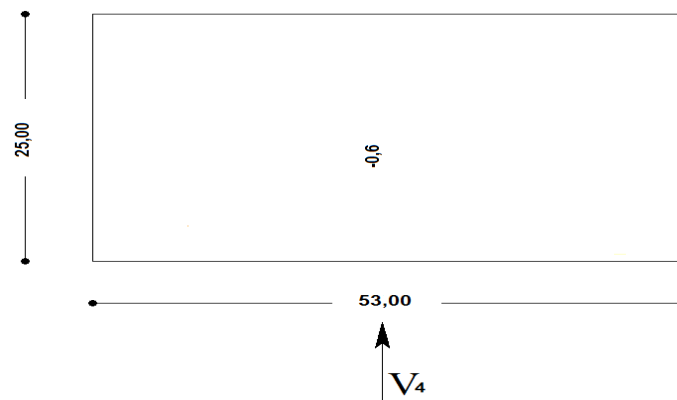


Figure 2. 14 : répartition des pressions sur toiture (versant 4).V4

2.6 CALCUL DE LA FORCES DE FROTTEMENT F_{FR}

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit le rapport $d/b \geq 3$, soit le rapport $d/h \geq 3$ ou ($b=m$) est la dimension de la construction perpendiculaire au vent, ($h=m$) est la hauteur de la construction, et ($d=m$) est la dimension de la construction parallèle au vent (RNV99).

La force de frottement est donnée par la formule suivante :

$$F_{fr} = \sum(q_{dyn}(z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \text{ (N) [11]}$$

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 m²) 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

$$\begin{cases} \frac{d}{b} = \frac{53}{50} = 1,06 < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{53}{7,90} = 6,70 > 3 \end{cases}$$



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

$$S_{fr,j} = d \times h_j \text{ m}^2$$

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	612,7	0,01	2680,43	16423,04
Paroi vertical	612,7	0,01	300	1838,1
				$\Sigma F_{fr} = 18291,14N$

Tableau 2. 13 : Les valeurs des forces de frottement

Vent sur le long pan V2

$$\begin{cases} \frac{d}{b} = \frac{50}{53} = 0,94 < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{50}{7,90} = 6,33 > 3 \end{cases}$$



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 :

$$S_{fr,j} = d \times h_j \text{ m}^2$$

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	612,7	0,01	2680,43	16423,04
Paroi vertical	612,7	0,01	318	1948,39

Tableau 2. 14 : Les valeurs des forces de frottement

CHAPITRE 3.ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

3.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre on va étudier les éléments secondaires de notre structure, à s'avoir : les pannes, les liernes les échantignolles et chéneaux.

3.2. CARACTERISTIQUES DE LA TOLE DE LA COUVERTURE

La couverture est un Panneau sandwich de type TL75G avec les caractéristiques suivantes :

- Poids propre (TL75G)	$P = 17,90 \text{ kg/m}^2$
- Nuance d'acier	Fe E 360
- Limite de rupture	$F_u = 360 \text{ MPa}$
- Limite d'élasticité	$F_y = 235 \text{ MPa}$
- flèche admissible	$F_{\max} = L/200$
- module de résistance	$w = 5,17 \text{ cm}^3$
- moment d'inertie	$I = 659 \text{ cm}^4/\text{m}$

3.3 CALCUL DES PANNES DE COUVERTURE

Les pannes de la couverture sont des poutrelles laminées généralement en I ou U, elles sont soumises à de 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".

Pour notre étude, nous avons adopté des pannes de type IPE.

3.3.1 Charges à prendre en considération

- Charges permanentes (tôle + isolant) :	$G = 17,9 \text{ kN/m}^2$
- Charges d'entretien :	$Q = 1 \text{ kN/m}^2$
- Action de la neige :	$S = 0,188 \text{ kN/m}^2$
- Action du vent :	$W = -1,145 \text{ kN/m}^2$

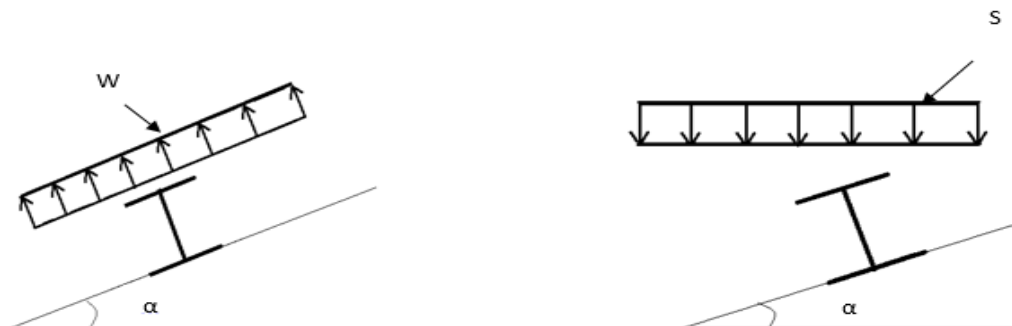


Figure 3. 1 : Cas de l'effet du vent et de neige

3.3.2 Espacement Entre Pannes

La couverture est d'une longueur de 6m donc on suppose qu'elle appuyée sur 4 appuis (ce sera vérifié par les calculs). L'espacement moyen sera de 1,5m.

a. Combinaison des charges et actions

Les charges d'entretien ne sont pas cumulables avec les actions climatiques. Les combinaisons d'actions retenues sont les suivant :

$$q_1 = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(0,179) + 1,5(1) = 1,742 \text{ kN/ml}$$

$$q_2 = 1,35 G + 1,5 W = 1,35(0,179) + 1,5(-1,145) = -1,475 \text{ kN/ml}$$

$$q_3 = 1,35 G + 1,5 S = 1,35(0,179) + 1,5(0,188) = 0,524 \text{ kN/ml}$$

$$q = \max(q_1, q_2, q_3) = 1,742 \text{ kN/ml}$$

b. Moment maximum pour une poutre continue sur 4 appuis simples

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

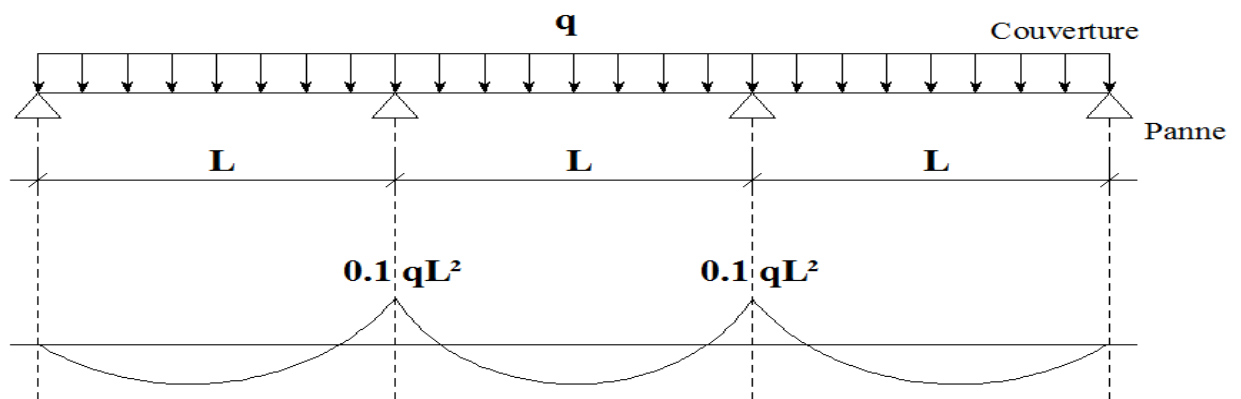


Figure 3. 2: Diagramme des moments fléchissant au niveau de la couverture

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

$$q = 1,742 \text{ kN/ml}$$

L : espacement entre pannes



c. Vérification de l'espacement

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

$$\Rightarrow 0,1ql^2 \leq f_y \times W$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{f_y \times W}{0,1q}} \quad \text{Avec } \begin{cases} W \text{ (module de résistance)} \\ W = 5,17 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \end{cases}$$

$$\Rightarrow L \leq \sqrt{\frac{f_y \times W}{0,1 \times q}}$$

$$\Rightarrow L \leq \sqrt{\frac{235 \times 10^3 \times 5,17 \times 10^{-6}}{0,1 \times 1,742}} = 2,64 \text{ m}$$

On prend : $L = 1,50 \text{ m}$

3.3.3 Dimensionnement des Pannes

- $G = 0,17 \times 1,5 = 0,268 \text{ kN/m}$
- $Q = 1 \times 1,5 = 1,5 \text{ kN/m}$
- $S = 0,19 \times 1,5 = 0,285 \text{ kN/m}$
- $W = -1,145 \times 1,5 = -1,717 \text{ kN/m}$

a. Combinaison des charges

L'ELU :

- $q_1 = 1,35 G + 1,5 Q = 2,611 \text{ kN/ml}$
 - $q_2 = 1,35 G + 1,5 W = -2,214 \text{ kN/ml}$
 - $q_3 = 1,35 G + 1,5 S = 0,788 \text{ kN/ml}$
- } $\Rightarrow q_{u \max} = 2,611 \text{ kN/ml}$

L'ELS :

- $q_1 = G + Q = 1,768 \text{ kN/ml}$
 - $q_2 = G + W = -1,449 \text{ kN/ml}$
 - $q_3 = G + S = 0,553 \text{ kN/ml}$
- } $\Rightarrow q_{s \max} = 1,768 \text{ kN/ml}$

b. Calcul des moments sollicitant à l'ELU

Les traverses sont espacées de 5,85m

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

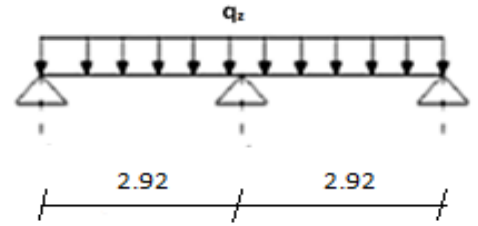
$$q_{uy} = q_u \cos \alpha = 2,3 \times \cos 15,64 = 2,21 \text{ kN/ml}$$

- **Plan (y-y) :**

$$M_{z,sd} = q_y \frac{l_z^2}{8} = 0,419 \text{ kN.m}$$

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

$$\Rightarrow W_{plz} \geq \frac{M_{z,sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{0,419 \times 1,1 \times 10^3}{235} = 1,96 \text{ cm}^3$$

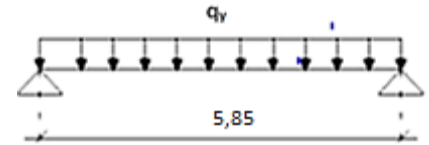


- **Plan (z-z) :**

$$M_{y,sd} = q_z \frac{l_y^2}{8} = 11,04 \text{ kN.m}$$

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

$$\Rightarrow W_{plz} \geq \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{11,04 \times 1,1 \times 10^3}{235} = 51,67 \text{ cm}^3$$



c. condition de flèche à l'ELS

$$q_{sz} = q_s \sin \alpha = 1,76 \times \sin 15,64 = 0,41 \text{ kN/ml}$$

$$q_{sy} = q_s \cos \alpha = 1,76 \times \cos 15,64 = 1,46 \text{ kN/ml}$$

- **Plan (y-y)**

$$\delta = \frac{0,451 \times 5 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta_{\max} = \frac{L_y}{200} = \frac{292,5}{200} = 1,46 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow I_z \geq \frac{0,415 \times 5 \times 0,392 \times 290,5^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1,46}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 5,057 \text{ cm}^4$$

- **Plan (z-z)**

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

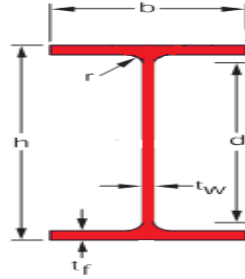
$$\delta_{\max} = \frac{L_z}{200} = \frac{585}{200} = 2,92 \text{ cm}$$

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

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

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 2,581 \times 585^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 2,92} = 641,87 \text{ cm}^4$$

Après calculs, le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un IPE 160 présentant les caractéristiques suivantes :



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 _{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

Tableau 3. 1:Caractéristiques du profilé IPE 160 pour une panne

d. condition de flèche avec poids propre inclus

$$q_1 = G + Q = [(0,179 \times 1,5) + 0,158] + 1 \times 1,5 = 1,926 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = G + W = [(0,179 \times 1,5) + 0,158] + (-1,145) \times 1,5 = -1,156 \text{ KN/ml}$$

$$q_3 = G + S = [(0,179 \times 1,5) + 0,158] + 0,188 \times 1,5 = 0,708 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s \max} = 1,926 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_{sy} = q_s \sin \alpha = 1,926 \times \sin 8,64 = 0,289 \text{ KN/ml} \\ q_{sz} = q_s \cos \alpha = 1,926 \times \cos 8,64 = 1,904 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- Plan (z-z) :

$$\delta = 0,415 \frac{5 \times q_{sz} \times l_z^4}{384 \times E \times I_z} = 0,415 \frac{5 \times 0,289 \times 292,5^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 68,31} = 0,08 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 0,08 \text{ cm} \\ \delta_{\max} = 2,92 \text{ cm} \end{cases}$$

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

- Plan (y-y) :

$$\delta = \frac{5 \times q_{sy} \times l_y^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,904 \times 585^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 869,3} = 1,59 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 1,59 \text{ cm} \\ \delta_{\max} = 2,92 \text{ cm} \end{cases}$$

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

Donc la condition de flèche est vérifiée.

3.3.4 Classe du profilé

a. Classe de l'âme fléchie

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

Avec :

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

$$\begin{cases} \frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 25,44 \\ 72\varepsilon = 72 \sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{cases}$$

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

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 :

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

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

3.3.5 Vérification des contraintes

Les pannes 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 :

$$\begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}$$

Avec :

$$N_{sd} = 0 \quad \text{Donc} \quad n = 0$$

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

$$\text{Avec } \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} = 0$$

$$a = \frac{A-(2b-tf)}{A} = \frac{16,4-(2 \times 7,3 \times 0,69)}{16,4} = 0,385$$

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

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

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

$$q_1 = 1,35G + 1,5 Q = 1,35[(0,179 \times 1,5) + 0,158] + 1,5 \times 1,5 = 2,77 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = 1,35G + 1,5W = 1,35[(0,179 \times 1,5) + 0,158] + 1,5(-1,145)1,5 = -2,055 \text{ KN/ml}$$

$$q_3 = 1,35 G + 1,5 S = 1,35[(0,179 \times 1,5) + 0,158] + 1,5 \times 0,19 \times 15, = 0,95 \text{ kN/ml}$$

$$q_{u \text{ max}} = 2,77 \text{ kN/ml}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_{uz} = q_u \sin \alpha = 2,77 \times \sin 8,64 = 0,42 \text{ kN/ml} \\ q_{uy} = q_u \cos \alpha = 2,77 \times \cos 8,64 = 2,741 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{z,sd} = q_y \frac{l_y^2}{8} = 2,741 \times \frac{5,85^2}{8} = 1,80 \text{ kN.m} \\ M_{y,sd} = q_z \frac{l_z^2}{8} = 0,42 \times \frac{2,92^2}{8} = 11,72 \text{ kN.m} \end{cases}$$

AN :

$$\frac{11,72 \times 10^2 \times 1,1 \times (1 - 0,5 \cdot 0,39)^2}{124 \times 23,5} + \frac{1,80 \times 10^2 \times 1,1}{26,1 \times 23,5} = 0,449 \leq 1$$

Condition vérifiée

Donc, les pannes en IPE160 vérifient les conditions de résistance (résistance à la flexion déviée).

3.3.6 Résistance de la Panne au Déversement

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

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

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

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)
- $G = \frac{E}{2(1-\nu)} \Rightarrow \begin{cases} E = 21 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0,3 \end{cases} \Rightarrow G = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$
- I_t : Moment d’inertie de torsion ($I_t = 3,6 \text{ cm}^4$)
- I_w : Moment d’inertie de gauchissement ($I_w = 3,96 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$)
- I_z : Moment d’inertie de flexion suivant l’axe faible inertie ($I_z = 68,31 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 1,132 \cdot \frac{3,14^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 68,31}{292^2} \sqrt{\frac{3,96 \cdot 10^3}{68,31} + \frac{292^2 \cdot 8,08 \cdot 10^6 \cdot 3,6}{3,14^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 68,31}}$$

$$M_{cr} = 2868300,38 \text{ N. cm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 124 \times 235 \times 10^2}{2868300,38}} = 1,15$$

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

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(1,15 - 0,2) + 1,15^2] = 1,26$$

Donc :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(1,26 + \sqrt{1,26^2 - 1,15^2}\right)} = 1,94$$

$$M_{sd} = 11,72 \text{ KN. m} \leq M_{b,Rd} = 51,39 \text{ KN. m}$$

Condition vérifiée

Donc la stabilité au déversement est vérifiée

3.3.7 Résistance au voilement par cisaillement

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

Avec :

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

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

3.3.8 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

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

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

Avec :

- $A_w = t_w \times (h - 2 t_f) = 726 \text{ mm}^2$ (aire de l'âme)
- $A_{fc} = b \cdot t_f = 82 \cdot 7,4 = 606,8$ (aire de la semelle comprimée)
- $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ (limite d'élasticité de la semelle comprimée)
- $E = 21 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$ (module d'élasticité)
- $K =$ Coefficient pris égal à 0,3 (semelle de classe I)

An:

$$\left\{ \begin{array}{l} K \frac{E}{F_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{726}{606,8}} = 293,24 \text{ mm} \\ \frac{d}{t_w} = \frac{160 - 2(7,4 + 9)}{5} = 25,44 < 290,91 \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée

3.3.9 Conclusion :

La section en IPE 160 assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas de résistance et d'instabilité. Après tous ces calculs, ce type de profilé convient à être utilisé comme pannes pour notre structure.

3.4. 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.

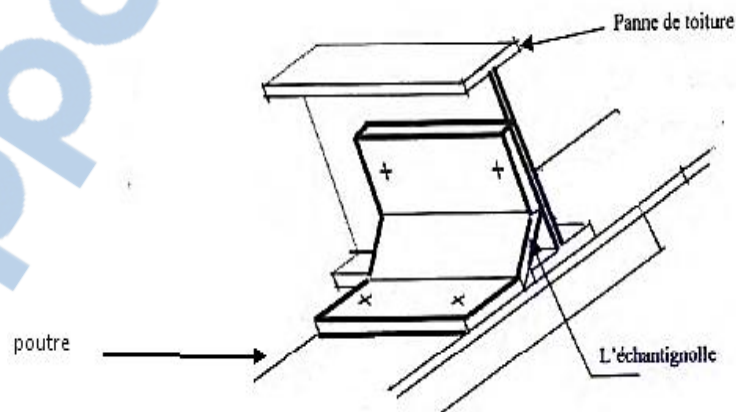


Figure 3.3 : Vue en 3D de l'échantignolle

3.4.1 Dimensionnement de l'échantignolle

a. L'excentrement « t » :

Panne

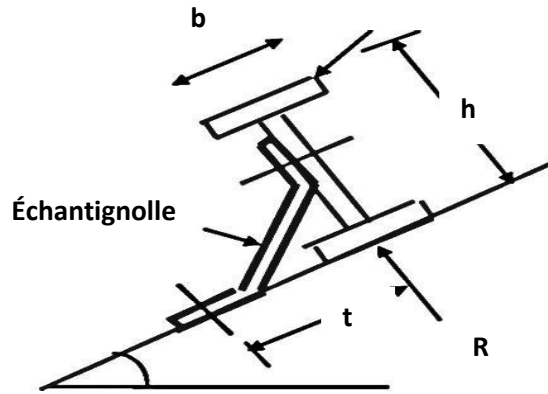


Figure 3. 4 : Vue transversale de l'échantignoll

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 :

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

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

$$\begin{cases} G_y = G \cos \alpha = [0,158 + (1,5.0,179)] \cos 8,64 = 0,423 \text{ KN/m} \\ G_z = G \sin \alpha = [0,158 + (1,5.0,179)] \sin 8,64 = 0,198 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} F_y = [1,35(0,423) + 1,5(-1,145)] \times \frac{5,85}{2} = -3,35 \text{ KN} \\ F_z = 1,35.0,198 \times \frac{5,85}{2} = 0,78 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc :

$$M_r = F_y \times c + F_z \times \frac{h}{2} = (-3,35.0,05) + (0,78.0,08) = -0,105 \text{ kN.m}$$

c. Module de résistance de l'échantignolle

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

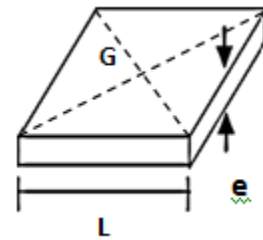
$$\left\{ \begin{array}{l} I = \frac{l \cdot e^3}{12} \\ V = \frac{l \cdot e}{2} \end{array} \right. \Rightarrow W = \frac{l \cdot e^2}{6}$$

d. Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle « e »

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

$$\Rightarrow \frac{6M_r}{le^2} \leq f_y \Rightarrow e_{\min} = \sqrt{\frac{6M_r}{l \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 0,105}{0,1 \times 235 \times 10^3}}$$

$$\Rightarrow e_{\min} = 0,52 \text{ cm}$$



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

3.5 CALCUL DES CHENEAUX

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

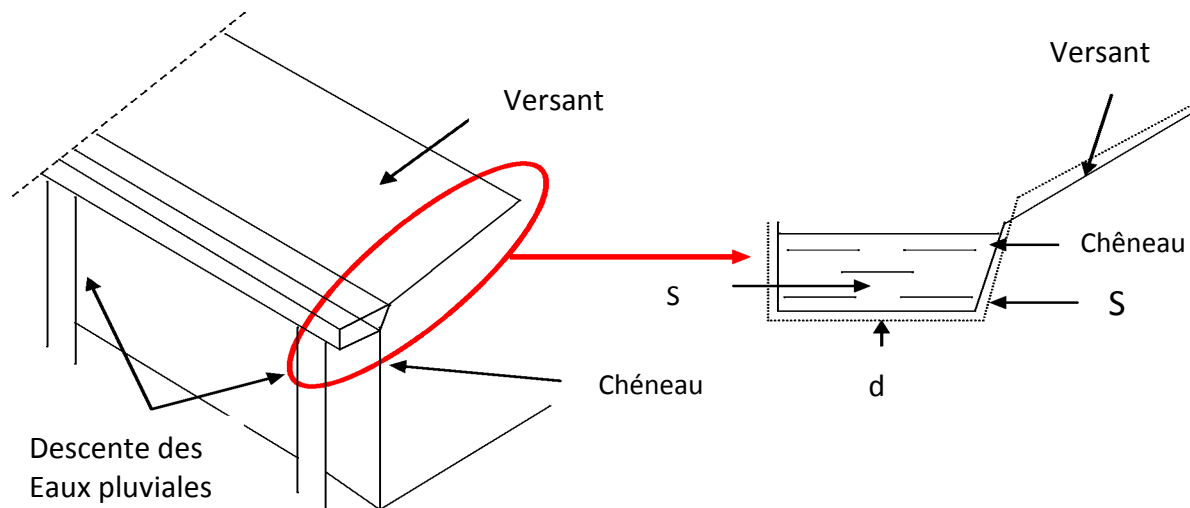


Figure 3. 5 : Chéneau d'eau

3.5.1 Calcul de la section et du diamètre du chéneau

La section du chéneau sera déterminée comme suit :

$$\frac{s}{S} \geq \frac{63}{\sqrt{\frac{s}{d} p}} \dots [2]$$

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

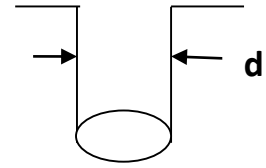


Figure 3. 6 : Moignon cylindrique

a. Chéneau rive

Le chéneau est de type moignon cylindrique – sans trop plein

$$p = 2 \text{ mm/m (2‰)}$$

$$S = 12,64 \times 53 = 669,92 \text{ m}^2$$

Suivant les abaques $\begin{cases} s = 650 \text{ cm}^2 \text{ (voir Annexe B}_1 \text{)} \\ d = 31,5 \text{ cm (voir Annexe B}_2 \text{)} \end{cases}$

Alors en prend 4 conduites d'eau de $\varnothing 80$

b. Chéneau intermédiaire

$$p=2 \text{ mm/m (2‰)}$$

$$S = 669,92 \times 2 = 1339,84 \text{ m}^2$$

Suivant les abaques $\begin{cases} s = 900 \text{ cm}^2 \\ d = 38 \text{ cm} \end{cases}$

Alors en prend 3 conduites d'eau de $\varnothing 120$

CHAPITRE 4 ETUDE SISMIQUE

4.1 INTRODUCTION

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre, il Produit des dégâts destructifs au niveau des constructions, et par conséquent, des pertes dans les vies humaines, notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable à vies humaines et aux biens matériels.

D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse spectrale
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

Vue la particularité de notre structure et d'après le règlement RPA99V2003, le calcul se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

4.2 LA METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE

4.2.1. Principe de la méthode

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

4.2.2 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :[12]

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

Avec :

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

a. Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité élevée.

Pour notre cas, et d’après la carte et le tableau cité précédemment :
Ain T’émouchent est située dans une zone de sismicité moyenne ‘ZONE IIa’

b. Classification de l’ouvrage :

Notre ouvrage étant un hangar de stockage, il est classé en ‘groupe3’.
Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d’un sol meuble de catégorie S3.

Classification des ouvrages : Groupe 3 $\implies A = 0,1 \dots\dots [12]$

η : facteur de correction d’amortissement donné par la formule suivante : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$

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

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

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

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

Q = facteur de qualité donné par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^5 Pq = 1,15$

Critère q	Pq
Conditions maximales sur les files de contreventement	0,05
Redondance en plan	0,05
Régularité en plan	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0,05
Contrôle de la qualité de l’exécution	0
$\sum Pq$	1,15

Tableau 4. 1: Valeur de pénalités

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

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

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

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone II a
- Groupe d'usage 3
- Coefficient de comportement 4
- Amortissement 5%
- Facteur de qualité 1,15
- Site meuble S3

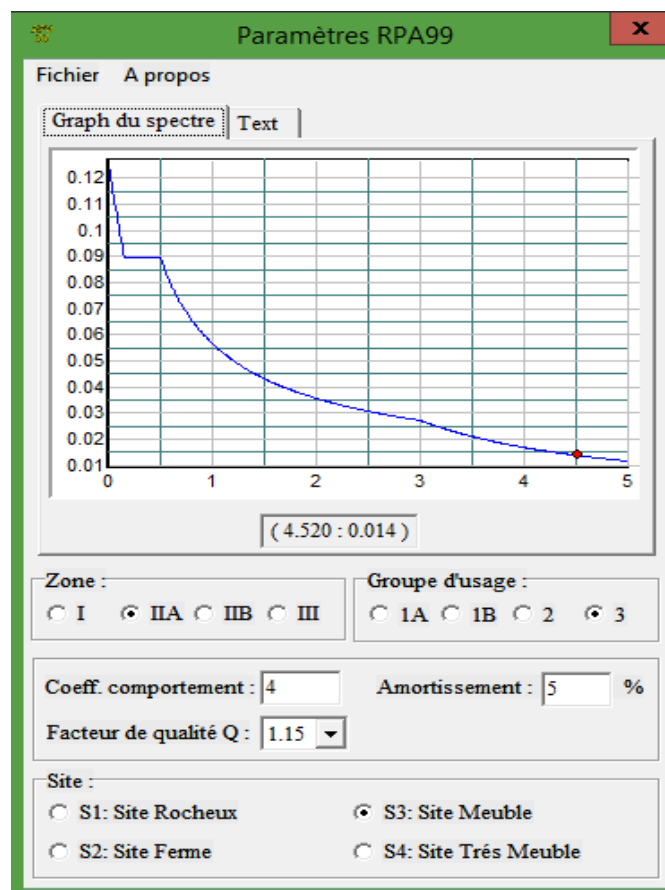


Figure 4. 1 : Spectre de réponse

4.3 LES RESULTATS DE L'ANALYSE MODALE

Mode	Sens	1 ^{er} Solution traverse		2 ^{eme} solution treillis	
		T fondamental	T empirique	T fondamental	T empirique
Mode 1	Axe x-x translation	0,77	0,24	0,93	0,24
Mode 2	Axe y-y translation	0,75	0,24	0,90	0,24
Mode 3	Axe z-z tortionnaire	0,72	0,24	0,87	0,24

Tableau 4. 2 : Résultats d'analyse modale obtenue par logiciel robot V14

4.3.1 Vérification de la période fondamentale de la structure

La valeur de T calculé par le logiciel ROBOT 2014 ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée par le RPA99 de plus de 30 %.

La période fondamentale obtenue par le logiciel ROBOT 2014 : $T_1 = 0,77$ s. et $T_2 = 0,93$

La période empirique est donnée par la formule suivante : $T = C_t \times h_n^{\frac{3}{4}}$. [12]

Avec :

C_t : coefficient donné en fonction du système de contreventement et du type de remplissage ($C_t = 0,05$).

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure ($h_n = 7,9$ m).

D'où :

$$T = 0,05 \times 7,9^{\frac{3}{4}} = 0,24 \text{ s.}$$

$$T + 30\%T = 0,31 \text{ s}$$

Donc :

$$0,77 \text{ s et } 0,93 > T + 30\%T = 0,31 \text{ s}$$

Remarque :

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, parce que cet 'une structure souple.

4.4 RESULTATS DE LA ANALYSE SPECTRALE

4.4.1 Vérification de la force sismique à la base

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

$$V_t > 0,8V \dots [12]$$

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

	$V_t(\text{kN})$	$V (\text{kN})$	80% $V(\text{kN})$	$V_t > 80\% V$
V_{x1}	82,63	57,94	46,35	vérifiée
V_{y1}	8,75	57,94	46,35	Non vérifiée
V_{x2}	98,42	56,16	44,92	vérifiée
V_{y2}	12,86	56,16	44,92	Non vérifiée

Tableau 4. 3 : Résultante des forces sismiques à la base pour les deux solutions calculés sur les modes propres de vibration sont comme suit

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

A : coefficient d'accélération de zone (A= 0,1)

D : facteur d'amplification dynamique moyen

On a :

$$T_2 \leq 0,95 \leq 3,0$$

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

$$D = 2,5 \times 1 \times (0,5/0,77)^{2/3}$$

$$D = 1,87.$$

W (Poids propre de la structure) $W_1 = 1077,68 \text{ kN}$ et $W_2 = 1044,64 \text{ kN}$
(D'après le ROBOT 2014)

$$V = \frac{0,1 \times 1,87 \times 1,15}{4} \times 1077,68$$

$$V_1 = 57,94 \text{ kN et } V_2 = 56,16 \text{ kN}$$

Remarque :

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

$$\frac{0,8V}{V_{t,y}} = \frac{46,35}{8,75} = 5,30$$

On remarque que les calculs de la force sismique par la méthode spectrale ont vérifié

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

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

4.4.2 Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal (δ_k) est calculé par la formule suivante :

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

Avec :

R : coefficient de comportement

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques.

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

δ_{ek}	R	δ_k	0,01 .H	Condition
1,74	4	6,96	7,9	Vérifiée
1,96	4	7,84	7,9	Vérifiée

Tableau 4. 4 : Déplacements relatifs dans le sens (X-X).pour les deux solutions

δ_{ek}	R	δ_k	0,01 .H	Condition
0,1	4	0,4	7,9	Vérifiée
0,3	4	1,2	7,9	Vérifiée

Tableau 4. 5 : Déplacements relatifs dans le sens (Y-Y).pour les deux solutions

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

CHAPITRE 5 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Première solution (système traverse)

5.1. INTRODUCTION

La structure est un ensemble tridimensionnel contreventée composée de poteaux et de traverses. Ces derniers sont liés rigidement pour reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Ce chapitre est consacré au dimensionnement et vérification de ces éléments

5.2. JUSTIFICATION DE LA TRAVERSE (IPE 550)

On choisies un profilé laminé type « IPE 550 »

5.2.1. Caractéristiques de la traverse (IPE 550)

Profilé	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
IPE550	106	134	550	210	17,2	11,1	467,6	67120	2668	2787	401	22,4	4,45

Tableau 5. 1 : Caractéristiques du profilé « IPE 550 »

5.2.2 Efforts sollicitant

- $M_{sd} = 143,56 \text{ kN.m}$
- $V_{sd} = 30,32 \text{ kN}$
- $N_{sd} = 33,23 \text{ kN}$

5.2.3 Classe de la section transversale

a. Classe de l'âme

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

Avec :

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
- $d = 467,6 \text{ mm}$
- $t_w = 11,1 \text{ mm}$

$$\left(\begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{467,6}{11,1} = 42,12 \\ 72\varepsilon = 72 \sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{array} \right) \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

Donc l'âme est bien de classe I

b. Classe de la semelle :

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

Avec :

- c = 105 mm
- t_f = 17.2mm

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{105}{17.2} = 6.10 \\ 10\epsilon = 10 \sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{c}{t_f} \leq 10\epsilon \text{ Donc la semelle est bien de classe I}$$

Alors, la section transversale est bien de classe I

5.2.4. Vérification de la flèche :

- Poids de la couverture (**0,179 kN/m²**)
- Poids propre de la panne (**15,8 ,10⁻² kN/m**)
- Poids propre du travers (**106 ,10⁻² kN/m**)
- Espacement entre les travers (**5,85 m**)
- Nombres des pannes (**8**)

$$G = (0,179 \times 5,85) + (15,8 \cdot 10^{-2} \times 8) + +(106 \cdot 10^{-2} \times 6,7)$$

$$G = 3.37 \text{ kN/m}$$

$$G + Q = (3,37 + 5.85) = 9,22 \text{ kN/m}$$

$$\delta = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 9,22 \times 1264^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 67120} = 2,17 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{200} = \frac{1264}{200} = 6,32 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta = 2,17 \text{ cm} \\ \delta_{\max} = 6,32 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \delta \leq \delta_{\max}$$

Condition vérifiée

5.2.5. Condition de résistance :

a. Cisaillement :

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

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

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

$$A_v = 13400 - 2(210 \times 17,2) + (11,1 + (2 \times 24)) \times 17,2 = 71925,25 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$V_{pl,Rd} = \frac{7192,52(235 \times 10^{-3} / \sqrt{3})}{1,1} = 887,14 \text{ kN}$$

Alors :

$$V_{sd} = 30,32 \text{ kN} < 50\% V_{pl,Rd} = 443,57 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

b. Flexion composée :

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

Avec :

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{2787 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 595,40 \text{ kN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{13400 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 2862,72 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{143.56}{595.40}\right)^1 + \left(\frac{33.23}{2862.72}\right)^2 = 0,24 < 1$$

Condition vérifiée

5.2.6. Vérification au déversement :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_1}} \dots\dots [4]$$

Avec :

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

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

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

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

- $K = 0,5$ donc $C = 0,712$ (encastrement parfait)
- $G = \frac{E}{2(1-\nu)} \Rightarrow \begin{cases} E = 21.10^6 \text{N/cm}^2 \\ \nu = 0,3 \end{cases} \Rightarrow G = 8,08.10^6 \text{N/cm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 123 \text{ cm}^4$)
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 1884.10^3 \text{ cm}^6$)
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 2668 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 0,712 \cdot \frac{3,14^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 2668}{1264^2} \sqrt{\frac{1884 \cdot 10^3}{1043} + \frac{1264^2 \cdot 8,08 \cdot 123}{3,14^2 \cdot 21 \cdot 2668}}$$
$$= \sqrt{\frac{1 \times 2787 \times 235 \times 10^2}{1256996350}} = 0,23$$

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 profilés laminés

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(0,23 - 0,2) + 0,23^2] = 0,53$$

Donc :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(0,53 + \sqrt{0,53^2 - 0,23^2} \right)} = 0,99$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,99 \times 1 \times 2787 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 589,45 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd} = 143,56 \text{ kN.m} < M_{b,Rd} = 589,45 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée

IPE « 550 » vérifie les conditions de flèche, résistance et d'instabilité

5.3 JUSTIFICATION DES POTEAUX DE RIVE

On a choisi un profilé laminé « HEA 300 »

5.3.1 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

Tableau 5. 2 : Caractéristiques du profilé « HEA 300 »

5.3.2 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant les plus défavorables ont été déterminés par un outil de calcul.

- N_{Sd}= 24,95 kN
- M_{Sd}= 86,09 kN.m

5.3.3 Classe de la section transversale

a. Classe de l'âme comprimée

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

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

$$\frac{208}{8,5} \leq 33 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 24,47 \leq 33$$

L'âme est de classe I

b. classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{140}{14} = 10 \leq 10$$

La semelle est de classe I

Donc la section globale est de classe I

5.3.4 Condition de résistance « moment fléchissant plus effort normal »

$$M_{ny.Rd} \geq M_{sd}$$

M_{Sd} : le moment sollicitant (M_{Sd}=86,09 kN.m)

M_{Ny.Rd} : le moment de résistance plastique de calcul réduit par la prise en compte de l'effort axial.

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

Avec :

$$a = (A - 2b.t_f) / A$$

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

a=0,25 , n=0,074

N_{pl.Rd}=2403 kN

M_{ply.Rd}=295,46 kN.m → M_{Ny.Rd}=273 kN.m

→→→ $M_{ny.Rd} \geq M_{sd}$

La condition est donc vérifiée

a. Résistance au flambement

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

Avec :

- N_{b,Rd} : Résistance au flambement
- β_A = 1 (Pour les sections de classe I)
- γ_{m1} = 1,1
- χ: Coefficient de réduction
- λ̄ : Elancement réduit λ : (λ / λ₁)√β_A = λ / 93,9 ε
- λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0,96 < 1,2mm \\ t_f = 14mm < 40mm \end{array} \right.$$

Donc les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

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

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

Plan (y-y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7L}{12,74} = \frac{0,7.600}{12,74} = 32,96$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,35$$

Plan (z-z) :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,7L}{7,49} = \frac{0,7.600}{7,49} = 56,07$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,59$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,59$$

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

$$\chi = 0,88$$

D'où

$$N_{b,Rd} = 2115 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 24,95 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 2115 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée.

HEA « 300 » vérifie les conditions de flèche, résistance et d'instabilité

5.4 JUSTIFICATION DES POTEAUX INTERMEDIAIRES

On choisies un profiler laminer HEA300

5.4.1 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

Tableau 5. 3 : Caractéristiques du profilé HEA300

5.4.2 EFFORTS SOLLICITANTS

Les efforts sollicitant les plus défavorables été déterminés par un outil de calcul sont :

- $N_{Sd} = 14,92$ kN
- $M_{Sd} = 52,41$ kN.m



5.4.3 Classe de la section transversale

a. Classe de l'âme comprimée

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

Avec :

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

$$\frac{208}{8,5} \leq 33 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 24,47 \leq 33$$

L'âme est de classe I

b. Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{140}{14} = 10 \leq 10$$

La semelle est de classe I

Donc la section globale est de classe I

5.4.4. Condition de résistance « moment fléchissant plus effort normal »

$$M_{ny.Rd} \geq M_{sd}$$

M_{Sd} : le moment sollicitant ($M_{Sd} = 52 ; 41$ kN.m)

$M_{Ny.Rd}$: le moment de résistance plastique de calcul réduit par la prise en compte de l'effort axial.

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

Avec :

$$a = (A - 2b.t_f) / A$$

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

a=0,25 , n=0,024

N_{pl.Rd}=2403 kN

M_{ply.Rd}=295,46 kN.m → M_{Ny.Rd}=288 kN.m

→ M_{ny.Rd} ≥ M_{sd}

La condition est donc vérifiée

Résistance au flambement

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

Avec :

- N_{b,Rd} : Résistance au flambement
- β_A = 1 (Pour les sections de classe I)
- γ_{m1} = 1,1
- χ: Coefficient de réduction
- λ̄ : Elancement réduit λ̄ : (λ / λ₁)√β_A = λ / 93,9 ε
- λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0,96 < 1,2mm \\ t_f = 14mm < 40mm \end{array} \right.$$

Donc les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe a α =0,21

Axe (z-z) : courbe b α = 0,34

Plan (y-y) :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7L}{12,74} = \frac{0,7 \cdot 600}{12,74} = 32,96$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,35$$

Plan (z-z) :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,7L}{7,49} = \frac{0,7 \cdot 600}{7,49} = 56,07$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,59$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,59$$

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

$$\chi = 0,88$$

D'où :

$$N_{b,Rd} = 2115 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 14,92 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 2115 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée.

HEA « 300 » vérifie les conditions de flèche, résistance et d'instabilité

5.5. JUSTIFICATION DES STABILITES

On choisit une barre constituée d'une double cornière « **2L60×60×6** » et on vérifie sa résistance.

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

Avec :

$$N_{c,Sd} = 5,3669 \text{ kN}$$

5.5.1 Les éléments comprimés

a. Vérification au flambement

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

- $N_{c,Rd}$: Résistance au flambement
- $\beta_A = 1$ (Pour les sections de classe I)
- $\gamma_{m1} = 1,1$
- χ : Coefficient de réduction
- λ : Elancement réduit
- $\bar{\lambda} : (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \text{ } \varepsilon$

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

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = 1 \\ t_f = 6 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases}$$

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont

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

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

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{657}{3,64} = 180,49 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 1,92$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{657}{3,64} = 180,49 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 1,92$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1,92$$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement c : d'où $\chi = 0,22$

b. Résistance au flambement

D'où :

$$N_{c,Rd} = 32,34 \text{ kN}$$

$$N_{c,Sd} = 5,37 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 32,34 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée

c. Résistance plastique de la section brute

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

$$N_{pl,Rd} = \frac{691.2.235}{1,1} = 295,22 \text{ kN} > N_{sd} = 5,37 \text{ kN}$$

5.5.2 Les éléments tractés

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

Avec :

$$N_{t,Sd} = 15,37 \text{ kN} \text{ (Été déterminés par un outil de calcul)}$$

a. Résistance ultime

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{A_{nett} \times F_u}{\gamma_{m1}}$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{1274 \times 360}{1,25} = 330,22 \text{ Kn}$$

b. Résistance plastique de calcul de la section nette

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{1274 \times 235}{1,1} = 272,17 \text{ kN}$$

c. Résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{1382 \times 235}{1,1} = 295,25 \text{ kN}$$

Vérification

$$\text{Min} (N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}, N_{net,Rd}) = 272,14 \text{ kN} \geq N_{t,Sd} = 15,37 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

5.6 JUSTIFICATION DES CONTREVENTEMENTS

On choisit une cornière en **L60×60×6** et on vérifie sa résistance.

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

Avec :

$$N_{c,Sd} = 3,73 \text{ kN}$$

5.6.1 Les éléments comprimés

a. Vérification au flambement

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

- $N_{c,Rd}$: Résistance au flambement
- $\beta_A = 1$ (Pour les sections de classe I)
- $\gamma_{m1} = 1,1$
- χ : Coefficient de réduction
- λ : Elancement réduit
- $\bar{\lambda} : (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon$
- $\bar{\lambda}$: calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 1 \\ t_f = 6 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

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

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

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

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{674}{1,82} = 370,32 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 3,92$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{674}{1,82} = 370,32 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 3,92$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 3,92$$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement c : d'où $\chi = 0,059$

b. Résistance au flambement

D'où :

$$N_{c,Rd} = 8,74 \text{ kN}$$

$$N_{c,Sd} = 3,73 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 8,74 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée

c. Résistance plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{691.235}{1,1} = 147,62 \text{ kN} > N_{sd} = 3,73 \text{ kN}$$

5.6.2 Les éléments tractés

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

Avec : $N_{t,Sd} = 16,71 \text{ kN}$ (été déterminés par un outil de calcul)

a. Résistance ultime

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{A_{net} \times F_u}{\gamma_{m1}}$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{583 \times 360}{1,25} = 151,11 \text{ kN}$$

b. Résistance plastique de calcul de la section nette

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{net,Rd} = \frac{583 \times 235}{1,1} = 124,55 \text{ kN}$$

Rapport-gratuit.com

LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES



c. Plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{691 \times 235}{1,1} = 174,62 \text{ kN}$$

Vérification

$$\text{Min} (N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}, N_{nett,Rd}) = 124,55 \text{ kN} \geq N_{t,Sd} = 16,71 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

Deuxième solution (système treille)

5.7 INTRODUCTION :

Les fermes sont les poutres maitresses d'un comble. Elles sont constituées le plus souvent, par deux membrures.

Les deux membrures sont réunies par un système à treillis comprenant montants et diagonales. Les fermes prennent appui, soit sur des poteaux, soit sur des murs

5.8 JUSTIFICATION DES POTEAUX DE RIVE

5.8.1 Caractéristiques du poteau (HEA 220) :

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 220	50,5	64,3	210	220	11	7	152	5410	1955	568,5	270,	9,17	5,51

Tableau 5. 4 : Caractéristiques du profilé HEA 220

5. 8.2 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant ci-dessous sont les plus défavorables. Ils ont été déterminés en utilisant un outil de calcul :

- N_{sd}= 58,53kN
- M_{sd}= 32,93kN.m

5.8.3 Classe de la section transversale

a. Classe de l'âme comprimée

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

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

$$\frac{152}{7} \leq 33 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 21,71 \leq 33$$

L'âme est de classe I

b. classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{110}{11} = 10 \leq 10$$

La semelle est de classe I

Donc la section globale est de classe

5.8.4 Condition de résistance « moment fléchissant plus effort normal »

$$M_{ny.Rd} \geq M_{sd}$$

M_{sd} : le moment sollicitant ($M_{sd}=32,93$ kN.m)

$M_{Ny.Rd}$: le moment de résistance plastique de calcul réduit par la prise en compte de l'effort axial.

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

Avec :

$$a = (A - 2b.t_f) / A$$

$a=0,24$, $n=0,023$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}}$$

$N_{pl.Rd}=1373$ kN

$M_{ply.Rd}=121 ; 45$ kN.m \longrightarrow $M_{Ny.Rd}=134,84$ kN.m

$$\longrightarrow M_{ny.Rd} \geq M_{sd}$$

La condition est donc vérifiée

a. Résistance au flambement

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$N_{b,Rd}$: Résistance au flambement

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

$\gamma_{m0} = 1,1$

χ : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0,95 < 1,2 \text{mm} \\ t_f = 11 \text{ mm} < 40 \text{mm} \end{array} \right.$$

Donc les courbes de flambement considérées par chaque axe sont

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

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

Plan (y-y) :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7L}{9,17} = \frac{0,7 \cdot 600}{9,17} = 45,80$$

$\lambda_y = 0,48$

Plan (z-z) :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,7L}{5,51} = \frac{0,7 \cdot 600}{5,51} = 76,22$$

$\lambda_z = 0,81$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,81$$

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

$$\chi = 0,72$$

D'où :

$$N_{b,Rd} = 989,05 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 58,53\text{kN} < N_{b,Rd} = 989,05 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée.

HEA « 220 » vérifie les conditions de flèche, résistance et d'instabilité

5.9 JUSTIFICATION DES POTEAUX INTER MEDIANE

5.9.1 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant les plus défavorables été déterminés par un outil de calcul sont :

- $N_{sd} = 176,88\text{kN}$
- $M_{sd} = 0,02\text{kN.m}$

5.9.2. Classe de la section transversale

a. Classe de l'âme comprimée

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

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

$$\frac{152}{7} \leq 33 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 21,71 \leq 33$$

L'âme est de classe I

b. Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{110}{11} = 10 \leq 10$$

La semelle est de classe I

Donc la section globale est de classe

5.9.3. Condition de résistance « moment fléchissant plus effort normal »

$$M_{ny,Rd} \geq M_{sd}$$

M_{sd} : le moment sollicitant ($M_{sd}=0.02 \text{ kN.m}$)

$M_{Ny,Rd}$: le moment de résistance plastique de calcul réduit par la prise en compte de l'effort axial.

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

Avec :

$$a = (A - 2bt_f) / A$$

$a=0,24$, $n=0,12$

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

$N_{pl,Rd}=1373$ kN

$M_{ply,Rd}=121 ; 45$ kN.m \longrightarrow $M_{Ny,Rd}=118$ kN.m

$$M_{ny,Rd} \geq M_{sd}$$

La condition est donc vérifiée La condition est donc vérifiée

5.9.4. Résistance au flambement

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

Avec :

$N_{b,Rd}$: Résistance au flambement

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

$\gamma_{m0} = 1,1$

χ : Coefficient de réduction

λ : Elancement réduit

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0,95 < 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 11 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Donc les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

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

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

Plan (y-y) :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7L}{9,17} = \frac{0,7.600}{9,17} = 45,80$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,48$$

Plan (z-z) :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,7L}{5,51} = \frac{0,7.600}{5,51} = 76,22$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,81$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,81$$

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

$$\chi = 0,72$$

$$D'où : N_{b,Rd} = 989,05 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 176,88 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 989,05 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée.

HEA « 220 » vérifie les conditions de flèche, résistance et d'instabilité

5.10 LES ELEMENTS COMPRIMES, LES MONTANTS

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

Profilé	Dimensions					Masse Par mètre	Aire de section	Caractéristique de calcule		
	a mm	a mm	e mm	r mm	r ₁ mm	P Kg/m	A Cm ²	I _y , I _z Cm ⁴	W _{ely} , W _{elz} Cm ³	i _z , i _y Cm
L80/80/8	80	80	8	10	5	9,63	12,3	72,25	12,58	2,43

Tableau 5. 5 : Caractéristique de cornière L80/80/8

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

5.10.1 Classe de la section transversale :

a. Ailes comprimées :

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

$\frac{c}{t} = \frac{40}{8} = 5 < 10\varepsilon$

Donc la semelle est de classe I

5.10.2 Vérification de flambement :

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

Avec :

$N_{b,Rd}$: Résistance au flambement

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

$\gamma_{m1} = 1,1$

χ : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

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

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

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

Donc :

Les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

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

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

Plan (y-y) :

$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,51}{2,43} = \frac{120}{2,43} = 49,38 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,52$

Plan (z-z) :

$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,51}{2,43} = \frac{120}{2,43} = 49,38 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,52$

$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,52$

χ : Est déterminé en fonction de

λ Et la courbe de flambement b :

$$\chi = 0,89$$

$$D'où : N_{c,Rd} = \frac{0,89 \times 1 \times 2460 \times 235}{1,1} = 467,73 \text{ kN}$$

$$N_{c,Sd} = 79,71 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 467,73 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée.

5.10.3 Résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2460 \times 235}{1,1} = 225,55 \text{ kN}$$

$$N_{c,Sd} = 79,71 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 225,55 \text{ kN}$$

5.11 Membrure supérieur 2L 90x90x9 :

On choisit une cornière en **2L 90x90x9** et on vérifie sa résistance.

Profilé	Dimensions					Masse Par mètre	Aire de section	Caractéristique de calcul		
	a mm	a mm	e mm	r mm	r ₁ mm	P Kg/m	A Cm ²	I _y , I _z Cm ⁴	W _{ely} , W _{elz} Cm ³	i _z , i _y Cm
L90/90/9	90	90	9	11	5,5	12,2	15,5	115,8	17,93	2,73

Tableau 5. 6 : Caractéristique de cornière L90/90/9

On a $N_{c,Sd} = 21,89 \text{ kN}$ Ils ont été déterminés en utilisant un outil de calcul :

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

5.11.1 Vérification de flambement :

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec

$N_{b,Rd}$: Résistance au flambement

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

$\gamma_{m0} = 1,1$

χ : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 1 \text{ mm} \leq 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 9 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Donc les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

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

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

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,51}{2,73} = \frac{632}{2,73} = 231,5 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 2,48$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,51}{2,73} = \frac{632}{2,73} = 49,38 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 2,48$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 2,48$$

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

$$\chi = 0,14$$

$$D'où : N_{c,Rd} = \frac{0,14 \times 1 \times 3100 \times 235}{1,1} = 92,72 \text{ kN}$$

$$N_{c,Sd} = 21,89 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 92,72 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée

5.11.2 Résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3100 \times 235}{1,1} = 662,27 \text{ kN}$$

$$N_{c,Sd} = 21,89 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 662,27 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée

5.12 LES ELEMENTS TENDUS, LES DIAGONALES

On choisit une cornière en **2L 90x90x9** et on vérifie sa résistance.

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

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

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

$\gamma_{m0} = 1,1$

χ : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

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

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

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

Donc les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

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

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

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{L}{2,73} = \frac{189}{2,73} = 69,23 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,74$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{L}{2,73} = \frac{189}{2,73} = 69,23 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,74$$

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

$\chi = 0,56$

$$D'où : N_{b,Rd} = \frac{0,56 \times 1 \times 3100 \times 235}{1,1} = 370,87 \text{kN}$$

$$N_{C,Sd} = 286 \text{ kN} < N_{C,Rd} = 370,87 \text{KN}$$

La condition est vérifiée

5.12.1 Résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{3100 \times 235}{1,1} = 662,27 \text{ kN}$$

$$N_{c,Sd} = 286 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 662,27 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée

5.13 MEMBRURE INFERIEURE 2L 90X90X9 :

On choisit une cornière en **2L 90x90x9** et on vérifie sa résistance.

$N_{c,Sd} = 328,36 \text{ kN}$ Ils ont été déterminés en utilisant un outil de calcul :

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

5.13.1 Vérification de flambement :

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$N_{b,Rd}$: Résistance au flambement

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

$\gamma_{M1} = 1,1$

χ : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 1 \text{ mm} \leq 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 9 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Donc les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

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

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

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,51}{2,73} = \frac{125}{2,73} = 45,79 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,50$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,51}{2,73} = \frac{125}{2,73} = 49,38 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,50$$

$$\lambda = \max (\lambda_y, \lambda_z) = 0,5$$

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

$$\chi = 0,88$$

D'où :

$$N_{c,Rd} = \frac{0,88 \times 1 \times 3100 \times 235}{1,1} = 582,80 \text{ kN}$$

$$N_{c,Sd} = 328,36 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 582,80 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée

5.13.2 Résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3100 \times 235}{1,1} = 662,27 \text{ kN}$$

$$N_{c,Sd} = 328,36 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 662,27 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée

CHAPITRE 6 ASSEMBLAGE

6.1. INTRODUCTION

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

6.2. LIAISON POTEAU-TRAVERSE (HEA300-IPE550)

Pour les assemblages de rive, on utilise le plus utilisés des assemblages boulonnés qui assurent la continuité avec la traverse, laquelle est dotée de platines d'about, comme le montre la photo ci-dessous.

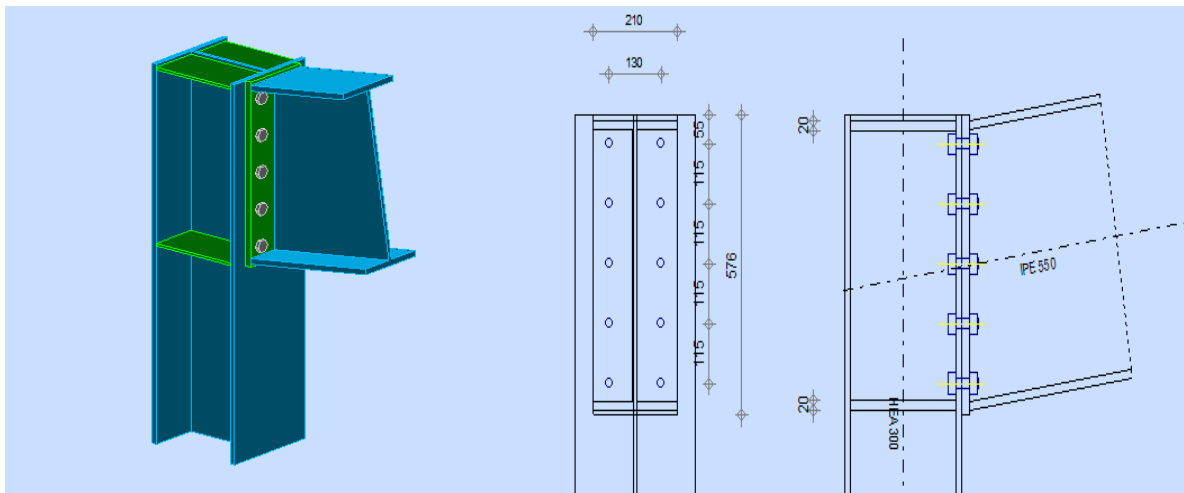


Figure 6. 1 : Assemblage 3D poteau - traverse (HEA300 – IPE550)

6.2.1 Efforts sollicitant

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

- $N_{Sd} = 86,29 \text{ kN}$
- $V_{Sd} = 95,89 \text{ kN}$
- $M_{Sd} = 406,78 \text{ kN.m}$

6.2.2 Soudure de la platine

a. 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 $a_{\min} = 5 \text{ mm}$
- $t_{\min} = 17,2 \text{ mm}$
- $a_{\max} = 0,7 \times t_{\min} = 12,07 \text{ mm}$

Donc on prendra $a = 10 \text{ mm}$

b. Soudure de la semelle tendue :

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

Avec :

$$\begin{aligned} - N_d &= \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{406,78 \times 10^3}{550} + 86,29 = 825,89 \text{ KN} \\ - R_s &= \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 8 \sqrt{2} \times 721,8}{1,1} = 1526,52 \text{ KN} \\ - R_w &= \frac{0,5 \times f_{UE} \times a \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,5 \times 360 \times 8 \times 721,8}{1,1} = 1181,12 \text{ KN} \\ N_d &= 825,89 \text{ KN} < \min(1181,12 ; 1526,52) \end{aligned}$$

Condition vérifiée**c. Soudure de l'âme :**

$$V_{sd} \leq R_s$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 10 \sqrt{2} \times 1091,2}{1,1} = 2307,77 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 95,89 \text{ KN} < R_s = 2307,77 \text{ KN}$$

Condition vérifiée**6.2.3 Disposition constructives****a. 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 suit :

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

On à l'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend deux files de 5 boulons de diamètre $\Phi = 20 \text{ mm}$ classe 10.9

b. Pince longitudinale e_1

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

Avec :

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

$$21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 133,2 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 30 \text{ mm}$

c. Pince transversale e_2 :

$$27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 133,2 \text{ mm}$$

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

6.2.4 Calcul des boulons sollicités en traction

$$M_{sd} \leq M_R$$

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

$$M_R = 2T_R(0,03 + 0,16 + 0,29 + 0,42 + 0,55) = 568,4 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 406,78 \text{ kN.m} < M_R = 568,4 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée

6.2.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement

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

Avec :

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

$$V_d = \frac{V_{sd}}{10} = \frac{95,89}{10} = 9,59 \text{ kN}$$

$$V_d = 9,59 \text{ kN} < V_R/\gamma_{M_1} = 89,09 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

6.2.6 Vérification à la pression diamétrale

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

Avec :

$$L_R = 2,4 \times f_u \times d \times t = 2,4 \times 360 \times 22 \times 20 \times 10^{-3} = 380,16 \text{ kN}$$

$$V_d = 9,59 \text{ kN} < L_R/\gamma_{M_1} = 345,6 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

6.3 LIAISON TRAVERSE-TRAVERSE (IPE 550– IPE 550)

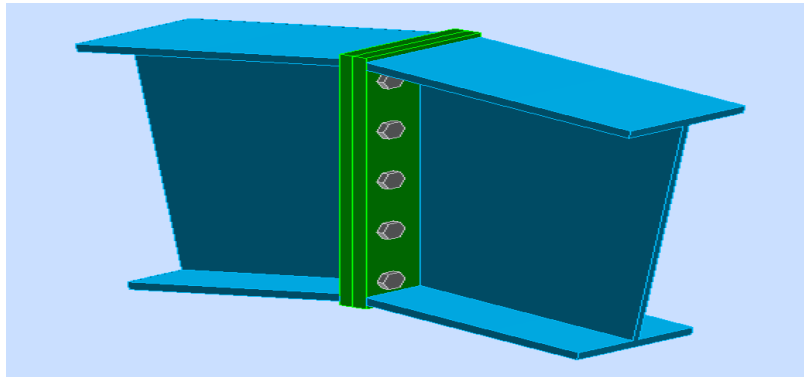


Figure 6. 2 : Assemblage 3D traverse - traverse (IPE 550– IPE 550)

6.3.1 Efforts sollicitant

$$N_{sd} = 72,96 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 22,23 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 244,61 \text{ KN.m}$$

6.3.2 Soudure de la platine

a. Cordon de soudure

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

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

Avec :

$$t_{\max} = t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm} \text{ donc } a_{\min} = 5 \text{ mm}$$

$$t_{\min} = 17,2 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = 0,7 \times t_{\min} = 12,04 \text{ mm}$$

Donc on prend $a = 10 \text{ mm}$

b. Soudure de la semelle tendue

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

Avec :

$$- N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{244,61 \times 10^3}{550} + 72,96 = 73,40 \text{ kN}$$

$$- R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 10 \sqrt{2} \times 721,8}{1,1} = 1526,52 \text{ kN}$$

$$- R_w = \frac{0,5 \times f_{UE} \times a \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,5 \times 360 \times 10 \times 721,8}{1,1} = 1181,12 \text{ kN}$$

$$N_d = 73,40 \text{ kN} < \min(1181,12 ; 1526,52)$$

Condition vérifiée

c. Soudure de l'âme

$$V_{sd} \leq R_S$$

$$R_S = \frac{0,7 \times f_y \times a\sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 10\sqrt{2} \times 1031,2}{1,1} = 2180,87 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 22,23 \text{ kN} < R_S = 2180,87 \text{ kN}$$

Condition vérifiée**6.3.3 Disposition constructives****a. Choix de diamètre du boulon**

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

On à l'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend deux files de 5 boulons de diamètre $\Phi = 20 \text{ mm}$ et de classe 10.9

b. Pince longitudinale e_1

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

Avec :

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

$$26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 30 \text{ mm}$

c. Pince transversale e_2

$$33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm}$$

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

6.3.4 Calcul des boulons sollicités en traction

$$M_{sd} \leq M_R$$

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

$$M_R = 2T_R(0,03 + 0,16 + 0,29 + 0,42 + 0,55) = 568,4 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 244,61 \text{ kN.m} < M_R = 568,4 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée

6.3.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement

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

Avec :

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

$$V_d = \frac{V_{sd}}{10} = \frac{22,23}{10} = 2,22 \text{ kN}$$

$$V_d = 2,22 \text{ kN} < V_R / \gamma_{M_1} = 89,09 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

6.3.6 Vérification de la pression diamétrale

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

Avec :

$$L_R = 2,4 \times f_u \times d \times t = 2,4 \times 360 \times 22 \times 20 \times 10^{-3} = 326,94 \text{ kN}$$

$$V_d = 2,22 \text{ kN} < L_R / \gamma_{M_1} = 326,94 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

6.4 ASSEMBLAGE PAR COUVRE JOINT

6.4.1 Vérification des Boulons

a. Vérification au cisaillement

$$V_R = 0,5 \times f_{ub} \times A$$

$$V_R = 0,5 \times 1000 \times 201 = 100,5 \text{ kN}$$

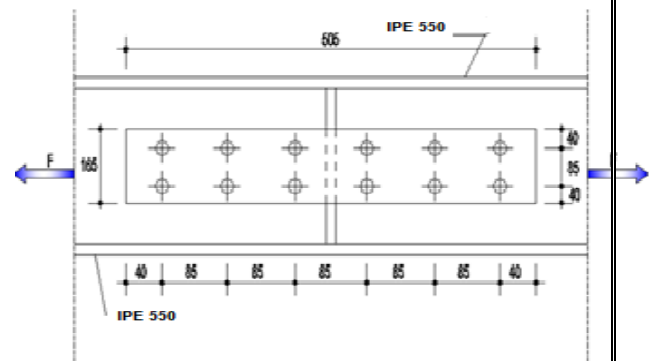


Figure 6. 3 : Assemblage par couvre joint

12 sections de boulons cisailées par la force $F=72,96 \text{ kN}$ (2 sections \times 6 boulons)

$$\frac{F}{12} \leq \frac{V_R}{\gamma_R}$$

$$\Rightarrow \frac{72,96}{12} = 6,08 \text{ kN} \leq \frac{100,5}{1,25} = 80,4 \text{ kN}$$

Donc, les boulons sont vérifiés au cisaillement.

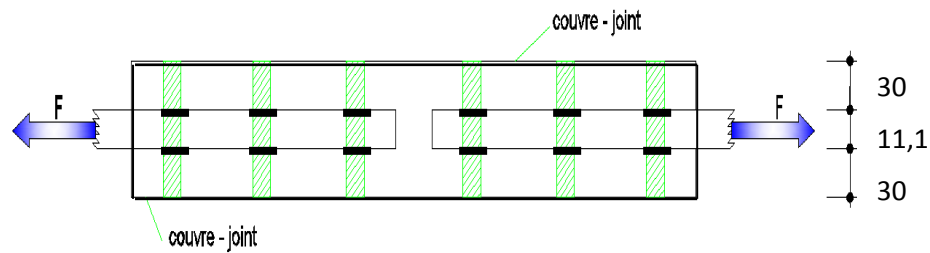


Figure 6.4 : Coupe longitudinale d'un assemblage par couvre joint

b. Vérification de la pression diamétrale

$$L_{R1} = \frac{1}{\gamma_R} \times \left(\frac{e_1}{d}\right) \times f_u \times d \times t_1$$

$$L_{R1} = \frac{1}{1,25} \times \frac{40}{16} \times 360 \times 16 \times 11,1 = 127,87 \text{ kN}$$

$$L_{R2} = \frac{1}{\gamma_R} \times \left(\frac{e_2}{d}\right) \times f_u \times d \times t_2$$

$$L_{R2} = \frac{1}{1,25} \times \frac{40}{16} \times 360 \times 16 \times 17,2 = 198,14 \text{ kN}$$

$$\frac{F}{6} \leq L_{R1} \Rightarrow \frac{72,96}{6} = 12,16 \text{ kN} \leq L_{R1} = 127,87 \text{ kN}$$

$$\frac{F/2}{6} \leq L_{R2} \Rightarrow \frac{36,48}{6} = 6,08 \text{ kN} \leq L_{R2} = 198,14 \text{ kN}$$

6.4.2 Pièces assemblées

a. Tirant

$$F_R = f_y \times \frac{A}{\gamma_m} = 235 \times \frac{11,1 \times 467,6}{1,25} = 975,78 \text{ kN} > F = 72,96 \text{ kN}$$

$$F_{Rn} = f_u \times \frac{A_n}{\gamma_m} = 360 \times \frac{(467,6 \times 11,1 - 2 \times 16 \times 11,1)}{1,25} = 1392,52 \text{ kN} > F = 184,17 \text{ kN}$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} A_n : \text{section nette} \\ A : \text{section brute} \end{array} \right.$

b. Couvre joint

$$F_R = f_y \times \frac{A}{\gamma_m} = 235 \times \frac{10 \times 467,6}{1,25} = 879,08 \text{ kN} > F/2 = 36,48 \text{ kN}$$

$$F_{Rn} = f_u \times \frac{A_n}{\gamma_m} = 360 \times \frac{(467,6 \times 10 - 2 \times 16 \times 10)}{1,25} = 1254,52 \text{ kN} > F/2 = 36,48 \text{ kN}$$

L'assemblage tirant, couvre joint est vérifié

6.5 LIAISON BARRES DE LA FERME

6.5.1 Efforts sollicitants

Les efforts maximums à prendre en considération pour les barres des fermes sont :

$$N_{sd} = 353 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 68,90 \text{ kN}$$

Choix qui s'est porté en avant sur les éléments principaux de la ferme sont :

- Les diagonales sont de double cornière à aile égales
2L 90x90x9
- les montants
2L80x80x8
- Les membrures supérieures et inférieures sont de
2L 90x90x9

Epaisseur du gousset : $e_p = 10\text{mm}$

$$t_{\max} \leq 18\text{mm} \rightarrow \begin{cases} a_{\min} = 3\text{mm} \\ a_{\max} = 0,7t = 5,6 \text{ mm} \end{cases}$$

On prend un cordon de soudure : $a = 5\text{mm}$

6.5.2. Soudure du gousset

$$N_d = N_{sd} \times \sin \alpha$$

$$N_d = 353 \times \sin 46,01^\circ = 86,67 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times a \sqrt{2} \times l \times f_y}{\gamma_m}$$

$$R_s = (0,7 \times 5\sqrt{2} \times 150 \times 2 \times 235 \times 10^{-3}) / 1,1 = 317,23 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 68,90 \text{ KN} < R_s = 317,23 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

6.5.3. Disposition constructive

Après plusieurs simulations on opte pour un assemblage formé d'une file de 2 boulons de diamètre $\Phi 16$ et de classe 8.8

a. Pince longitudinale

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

$$d_0 = \Phi + 2 = 18\text{mm} \Rightarrow 1,2 \times 18 \leq e_1 \leq 12 \times 9$$

$$\Rightarrow 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 108 \text{ mm}$$

On prend $e_1 = 30\text{mm}$

b. Pince transversale

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t \Rightarrow 27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 108 \text{ mm} \quad \text{On prend } e_2 = 40\text{mm}$$



c. Vérification des boulons sollicités au cisaillement

$$V_R = \frac{f_{ub} A_s}{\sqrt{3}}$$

$$V_R = \frac{800 \times 10^{-3} \times 157}{\sqrt{3}} = 72,51 \text{ kN}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{2}$$

$$V_d = \frac{68,90}{2} = 34,45 \text{ kN} < \frac{V_R}{\gamma_{M1}} = 65,92 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

d. Vérification de la pression diamétrale

$$L_R = 2,4 \times f_u \times d \times t$$

$$L_R = 2,4 f_u d t = 2,4 \times 360 \times 10^{-3} \times 18 \times 9 = 139,97 \text{ kN}$$

$$V_d = 34,45 \text{ kN} < \frac{L_R}{\gamma_{M1}} = 127,24 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

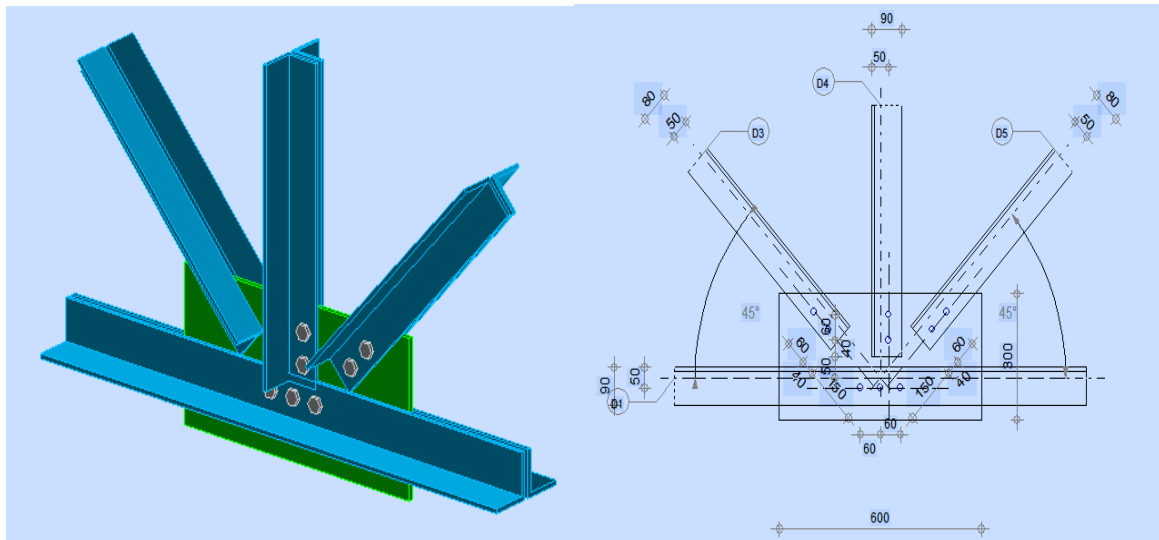


Figure 6. 5 : Assemblage montants diagonales membrures inferieure

6.6. LIAISON POTEAU-FERME

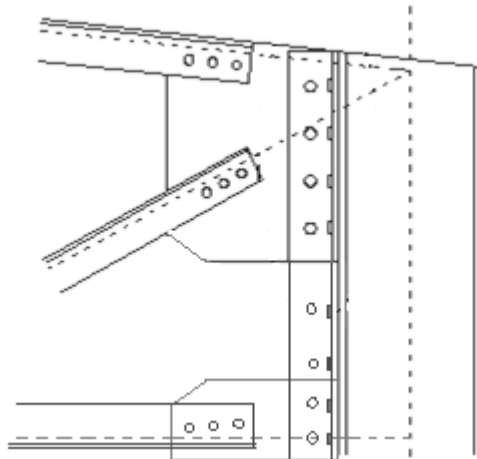


Figure 6. 6 Assemblage poteau-ferme

Membrure (supérieur, inférieur), diagonal-poteau

6.6.1. Les efforts sollicitant

$$\begin{cases} N_{sd} = 816,26 \text{ kN} \\ V_{sd} = 380,64 \text{ kN} \end{cases}$$

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

6.6.2. Détermination des nombres de boulons nécessaires

Condition de résistance au cisaillement des boulons : (On prend un boulon $\varnothing 16$ de classe 8.8).

Avec :

$$\begin{cases} F_{v,sd} \leq F_{v,rd} \\ F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} \\ F_{v,rd} = \frac{F_{ub} \times A_s \times 0,5}{\gamma_{Mb}} = \frac{800 \times 157 \times 0,5}{1,25} = 50,24 \text{ kN} \end{cases}$$

- $F_{v,sd}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon
- V_{sd} : Effort fléchissant vertical
- $F_{v,rd}$: Résistance de calcul au cisaillement par boulon
- A_s : Aire de la section transversale

$$N \geq \frac{1,25 \times 380,64 \times 10^3}{800 \times 157 \times 0,5} \quad N \geq 7,58$$

a. Disposition des boulons

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 8 boulons H.R 8.8 et de diamètre (ϕ 16).

$$d_0 = \phi + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$1, 2 d_0 \leq e_1 \rightarrow 30 \text{ mm} \quad ; \quad 2, 2 d_0 \leq p_1 \rightarrow 60 \text{ mm}$$

$$1, 5 d_0 \leq e_2 \rightarrow 30 \text{ mm} \quad ; \quad 3 d_0 \leq p_2 \rightarrow 130 \text{ mm}$$

b. Vérification de l'effort tranchant

La vérification au glissement est donnée par la relation suivante

$$F_{v,sd} < F_{s,rd}$$

$F_{v,sd}$: l'effort tranchant d'un seul boulon

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = 23,79 \text{ kN}$$

$F_{s,rd}$: la résistance au glissement

$$F_{s,rd} = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu}{\gamma_{m2}} F_P$$

- $K_s=1$ coefficient de la dimension de trou de perçage
- $\mu = 0.2$ Coefficient de frottement dépendant de la classe de traitement (surface non traitées)
- $m=2$ nombre de surface de frottement
- $F_P=87,92$ la précontrainte de calcul (eurocode 3 §6.5.8.2)

$$F_{s,rd} = \frac{2 \times 1 \times 0,2}{1,25} 87,92 = 28,13 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 23,79 < F_{s,rd} = 28,13$$

Condition vérifiée

c. Résistance du boulon au cisaillement

La vérification du cisaillement est donnée par la formule suivante

$$F_{v,rd} \geq N_{sd}$$

Avec

$$\begin{cases} F_{v,rd} = \frac{f_{ub} \cdot A_s \cdot 0,6 \cdot m \cdot n}{\gamma_{m2}} \\ N_{sd} = \frac{N_{sd}}{n} \end{cases}$$

$m=2$ nombre de section de cisaillement

n=16 nombre de boulon cisailés

$$F_{v,rd} = \frac{800.157.0,6.2.16}{1,25} = 1929 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \frac{816,26}{16} = 51,01 \text{ kN}$$

$$F_{v,rd} = 1929 \text{ kN} \geq N_{sd} = 51,01 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

d. Vérification de la pression diamétral

La vérification du cisaillement est donnée par la formule suivante

$$F_{b,rd} \geq F_{v,sd}$$

$$F_{b,rd} = \frac{f_{ub} \cdot 2,5 \cdot d_0 \cdot t \cdot a}{\gamma_{m2}}$$

$$\text{Avec : } a = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$a = \min \left(\frac{30}{3 \times 18}; \frac{50}{3 \times 18} - \frac{1}{4}; \frac{800}{360}; 1 \right) \longrightarrow a = 0,55$$

$$F_{b,rd} = \frac{800 \times 2,5 \times 18 \times 20 \times 0,55}{1,25} = 316,80 \text{ kN}$$

$$F_{b,rd} = 316,8 \text{ kN} > F_{v,sd} = 23,79 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

e. Résistance des boulons à la traction

La vérification du cisaillement est donnée par la formule suivante

$$F_{t,rd} \geq F_{v,sd}$$

$$F_{t,rd} = \frac{f_{ub} \cdot A_s \cdot k_2}{\gamma_{m2}}$$

- $K_2=0,9$ dans le cas général

$$F_{t,rd} = \frac{800.157.0,9}{1,25} = 90,43 \text{ kN}$$

$$F_{t,rd} = 90,43 \text{ kN} > F_{v,sd} = 23,79 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

6.7 LES PIEDS DE POTEAUX

Pour maintenir sans danger le pied du poteau au sol, ce dernier est solidement encastré à la semelle par utilisation d'un ensemble d'éléments : une plaque d'assise, un scellement rempli de mortier de calage, des boulons d'ancrage, une fondation en béton, une bêche de cisaillement en I, une plaque de positionnement/nivellement en acier et une armature de fondation. Ce dispositif permet de contrecarrer l'effort vertical de compression et de soulèvement induit par la détermination de toutes les combinaisons possibles de cas de charges et de déterminer avec précision le moment fléchissant

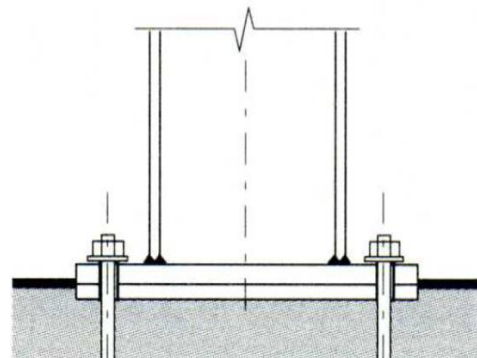


Figure 6. 7 : Le pied de poteau

6.7.1 Dimensionnement de la plaque d'assise

Constituée d'un plat rectangulaire en acier, la plaque d'assise est destinée à maintenir solidement le poteau à l'armature de fondation. Pour ce faire, elle est soudée par le biais d'un cordon de soudure à la base du poteau sur tout le contour de la section transversale du profilé.

a. Cordons de soudure

Semelle : $a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 14 = 9,8 \text{ mm} \rightarrow$ On prend $a_s = 9 \text{ mm}$

Ames: $a_a = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 8,5 = 5,85 \text{ mm} \rightarrow$ On prend $a_s = 5 \text{ mm}$

- La plaque d'assise en acier de nuance (Fe 360) : $f_y = 235 \text{ N} / \text{mm}^2$
- Fondation en béton de classe C25 / 30 : $f_{ck} = 25 \text{ N} / \text{mm}^2$
- Résistance du béton à la compression : $f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c$
- Béton : $\gamma_c = 1,5$
- f_{ck} : classe de béton
- $\alpha = 1$

La résistance de calcul du béton devient : $f_{cd} = 25 / 1,5 = 16,7 \text{ N} / \text{mm}^2$

b. Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement

La valeur du coefficient du matériau de scellement est $\beta_j = 2 / 3$

Les dimensions de la fondation étant inconnues, On prend $\alpha = 1,5$

$$F_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd} = 16,7 \text{ N} / \text{mm}^2$$

c. Estimation de l'aire de la plaque d'assise

Une estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des valeurs suivante :

$$A_{C0} = \frac{1}{h \times b} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 \quad ; \quad A_{C0} = \frac{1}{290.300} \left(\frac{163160}{16,7} \right)^2 = 1097,17 \text{ mm}^2$$

$$A_{C0} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} = \frac{163160}{16,7} = 9770,05 \text{ mm}^2$$

Avec :

$N_{sd} = 163,16 \text{ kN}$ Été obtenir par l'outilliez de calcul

(h, b : Dimensions du poteau)

Les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise sont choisies comme suit :

$$b_b > b + 2t_f = 290 + 2 \times 14 = 328 \text{ mm}$$

$$h_b > h + 2t_f = 300 + 2 \times 14 = 318 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow b_b = 400 \text{ mm et } h_b = 400 \text{ mm}$$

Ce qui donne $A_{C0} = 160000 \text{ mm}^2$

d. Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise

Calcul de la largeur d'appui additionnel C

$$C = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4Ac}}{2A}$$

Avec :

$$A = 2$$

$$B = -(b - t_w + h) = -(300 - 8,5 + 290) = -581,5 \text{ mm}$$

$$C = \frac{0,5 \times N_{sd}}{F_{jd}} - (2 \times b \times t_f + 4 \times t_f^2 + 0,5h \times t_w - t_f \times t_w) = -3554,7$$

La largeur additionnelle $C = -5,98 \text{ mm}$

e. Détermination de l'épaisseur minimale requise de la plaque d'assise

$$t_p \geq \frac{C}{\sqrt{f_y / (3 \times f_{jd} \times \gamma_m)}} = -2,89 \text{ mm}$$

Remarque

Vu que l'effort de compression N_{sd} est faible, ce qui nous donne une valeur petite de la largeur additionnelle C, on procède d'une autre manière pour calculer la largeur additionnelle C

f. Calcul de la largeur d'appui additionnel C

En posant $t = 20 \text{ mm}$ comme épaisseur de la plaque d'assise.

$$C = t \left(\frac{f_y}{3 \times f_{jd} \times \gamma_M} \right)^{0,5} = 20 \left(\frac{235}{3 \times 16,7 \times 1,1} \right)^{0,5} = 41,30 \text{ mm}$$

On prend :

$$C = 42 \text{ mm}$$

$\beta_c = 50 \text{ mm}$ (Le débord de la plaque d'assise)

g. Calcul de la section efficace A_{eff}

$$A_{eff} = 2 \times (b + 2 \times \beta_c) \times (C + \beta_c + t_f) + (h - 2C -$$

$$2t_f) \times (2 \times C + t_w)$$

$$A_{eff} = 100483,8 \text{ mm}^2$$

h. Calcul de la résistance à l'effort axial

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

Avec :

$$N_{Rd} = A_{eff} \times F_{JD}$$

$$N_{Rd} = 100483,8 \times 16,7 \times 10^{-3} = 1678,07 \text{ kN} > 163,16 \text{ kN}$$

i. Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant

Calcul du moment résistant M_{Rd} :

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6 \times \gamma_{M0}}$$

$$M_{Rd} = \frac{20^2 \times 235}{6 \times 1,1} = 14,24 \text{ kN.m}$$

j. Calcul du moment de flexion M_{sd}

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{C^2}{2}\right) \times N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{\left(\frac{41,30^2}{2}\right) \times 163,16}{100483,8} = 0,70 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 14,24 \text{ kN.m}$$

k. Vérification de la résistance au cisaillement de la plaque d'assise

$$V_{sd} \leq F_{vRd}$$

Avec :

$$F_{vRd} = c_f \times N_{sd}$$

c_f : Le coefficient de frottement entre plaque d'assise et couche de scellement est égal à 0,2

$$F_{vRd} = c_f \times N_{sd} = 0,2 \times 163,16 = 32,63 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 72,02 \text{ kN} \geq F_{vRd} = 32,63 \text{ kN}$$

Condition non vérifiée

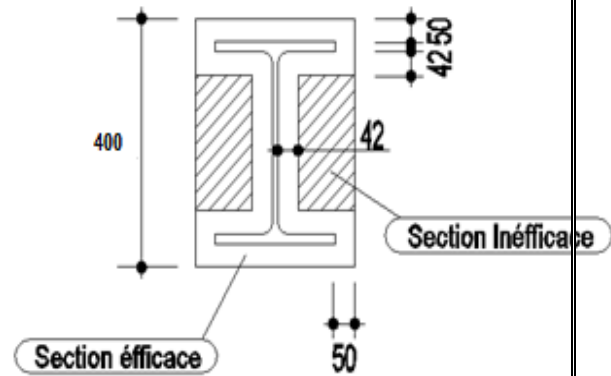


Figure 6. 8 : Représentation de la plaque assise

Remarque

La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée. Les tiges d'ancrage vont donc reprendre l'effort de cisaillement qu'il faut vérifier en conséquence.

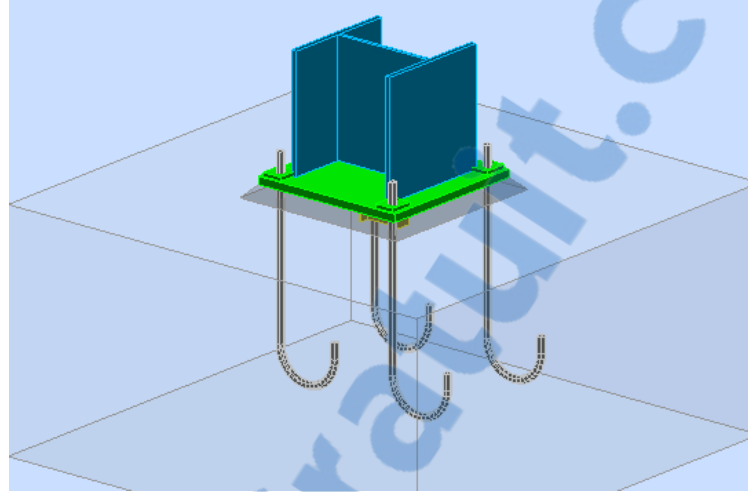
1. Résistance des tiges d'ancrage au cisaillement

Figure 6. 9 : Photo 3D des tiges enrages

On vérifie que la condition suivante est satisfaite

$$V_{Sd} \leq F_{v,rd}$$

Avec :

$$F_{v,rd} = F_{f,rd} + N_b \times F_{vb,rd}$$

- $F_{f,rd}$: Résistance de calcul par frottement en présence d'un effort axial de compression N_{Sd} dans le béton . $F_{f,Rd} = 0,2 N_{Sd}$
- $F_{vb,rd}$: Résistance de calcul d'une tige d'ancrage au cisaillement .

$$F_{vb,rd} = \frac{\alpha_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m2}}$$

$$\alpha_{cb} = 0,44 - 0,0003 f_{yb}$$

- N_b : Nombre de tige située dans l'assemblage = 4

Application numérique :

$$F_{vb,rd} = \frac{0,37 \times 800 \times 245}{1,25} = 66,42 \text{ kN} .$$

$$F_{f,rd} = 0,2 \times 163,16 = 32,63 \text{ kN} .$$

$$F_{v,rd} = 32,63 + (4 \times 66,42) = 189,43 \text{ kN} \geq V_{Sd} = 72,02 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

6.7.2 Vérification des tiges d'ancrage

$$N_a = 0,1 \times \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \times (L_1 + 6,4r + 3,5 L_2) \geq \frac{N}{4}$$

Avec :

N_a : Effort admissible par tige.

$N = 163,16$ kN (Effort de soulèvement dû aux efforts du vent sous la combinaison 1,35G+1,5W1)

$g_c = 350$ Kg /m³

$r = 3\phi$; $L_2 = 2\phi$; $L_1 = 20\phi$

ϕ : Diamètre de la tige lisse.

d_1 : Distance entre la tige et la paroi la plus proche

($d_1 = 70$ cm).

On choisit alors 4 tiges d'un diamètre $\phi 20$ de classe 8.8

6.7.3 Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence

$$\frac{N_{sd}}{4} \leq F_{anrd}$$

$$F_{anrd} = M \times d \times F \times (1 + 6,4r + 3,5l_2)$$

$$F_{anrd} = 69,63 \geq \frac{163,16}{4} = 40,79 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

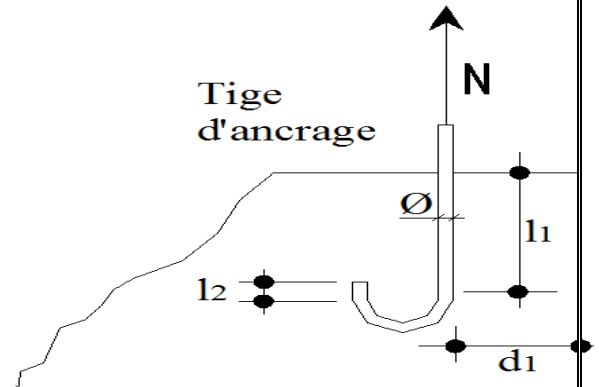


Figure 6. 10 : Les caractéristiques des tiges d'ancrage

CHAPITRE 7 : CALCUL DES FONDATIONS
Première Solution (système traverse)

7.1. 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.

7.2. EFFORT SOLLICITANT

	Effort	ELU	ELS
Semelle Intermédiaire	N _{sd} (kN)	149,36	105,68
	M _{sd} (kN.m)	28 ,356	22,873
Semelle Centrale	N _{sd} (kN)	225,75	158,53
	M _{sd} (kN.m)	22,4	14,97
Semelle D'angle	N _{sd} (kN)	86 ,10	60,99
	M _{sd} (kN.m)	25,389	15,435
$\overline{\sigma}_{sol}$	1,6 bar = 0,16 Mpa = 160 KN/m ²		

Tableau 7. 1 : les efforts sollicitons pour la solution traverse

7.3.DIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE INTERMEDIAIRE

a=b=40 cm

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = A=B$$

On a:

$$\sigma_{sol} < \overline{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B} \quad A \cdot B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots (1)$$

$$(1) \Leftrightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{105,68}{160}} = 0,81 \text{ m}$$

On prend A= 1,20 m et B = 1,20 m

7.3.1. Détermination de d et h

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A - a$$

$$\Rightarrow \frac{1,20-0,40}{4} \leq d \leq 1,20 - 0,4$$

$$\Rightarrow 0,20 \leq d \leq 0,80\text{m}$$

Donc on prend $d = 55\text{ cm}$

$$h = d + 5 = 55 + 5 = 60\text{ cm}$$

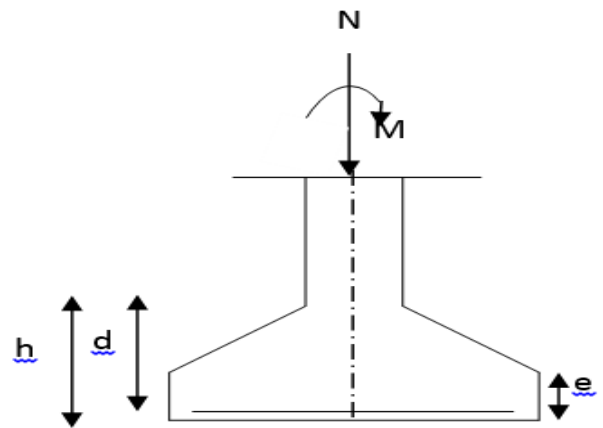


Figure 7. 1 : Semelle isolée soumise à un effort normal

7.3.2 Vérification des contraintes

$$\sigma_{\text{sol}} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I/V} = \frac{158,53}{1,5 \times 1,5} + \frac{14,97}{1,5^4/12} \times 0,75 = 97,07 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 97,07 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 160 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée

7. 3.3 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.

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_0 = 0,09 \text{ m} < \frac{B}{4} = 0,37 \text{ m}$$

Condition vérifiée

7.3.4 Détermination de la hauteur du patin 'e'

$$e \geq \max(6\phi + 6\text{cm}, 15\text{cm})$$

$$\Rightarrow e \geq \max(13,2, 15\text{cm}) \text{ donc on prend } e = 15 \text{ cm}$$

7.3.5 Calcul du ferrailageÀ *ELU* :

$$A_U = \frac{N_U \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

 $N_U = 149,36 \text{ kN}$ (Été obtenu par un outil de calcul)

$$A_U = \frac{149,36 \times 10^{-3} \times (1,20 - 0,4)}{8 \times 0,55 \times 347,82} = 0,79 \text{ cm}^2$$

À *ELS* :

$$A_S = \frac{N_S \times (A - a)}{8 \times d \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

Avec :

$$\overline{\sigma_{sol}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{n \times f_{c28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

 $N_S = 105,68 \text{ kN}$ (Été obtenu par un outil de calcul)

$$A_S = \frac{105,68 \cdot 10^{-3} (1,2 - 0,4)}{8 \cdot 0,55 \cdot 201,63} = 0,95 \text{ cm}^2$$

Remarque

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 ($\phi 12$) avec un espacement (min =15 ; max =25) cm.

7.3.6. Calcul de nombre des barres :

On a :

- Enrobage = 3cm
 - Espacement = 15 cm
- ⇒ (RPA 99 V2003)

$$n_a = \frac{A - 2(\text{enrobage})}{\text{espacement}} + 1 = 9 \text{ barres de } \phi 12$$

$$n_b = \frac{B - 2(\text{enrobage})}{\text{espacement}} + 1 = 9 \text{ barres de } \phi 12$$


7.3.7 Type d'ancrage

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_s = 0,6[\Psi^2 \times f_{t28}] = 0,6[1,5^2 \times 2,1] = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 30 \text{ cm}$$

Donc on utilise ce type d'ancrage : 

AxB (m ²)	d (cm)	ht (cm)	e (cm)	Ast (cm)	St (cm)
1,2 × 1,2	55	60	15	9φ12	12,5

Tableau 7. 2 : Récapitulatif des résultats de la semelle intermédiaire

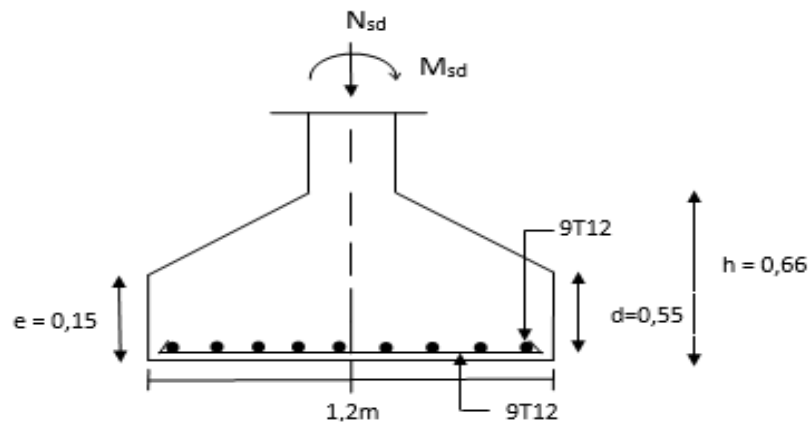


Figure 7. 2 : Ferrailage de la semelle intermédiaire

Le même calcul pour les deux autres semelles (angles et centrales)

Semelle angle :

AxB (m ²)	d (cm)	ht (cm)	e (cm)	Ast (cm)	St (cm)
1 × 1	55	60	15	8φ12	12

Tableau 7. 3 : Récapitulatif des résultats de la semelle angle

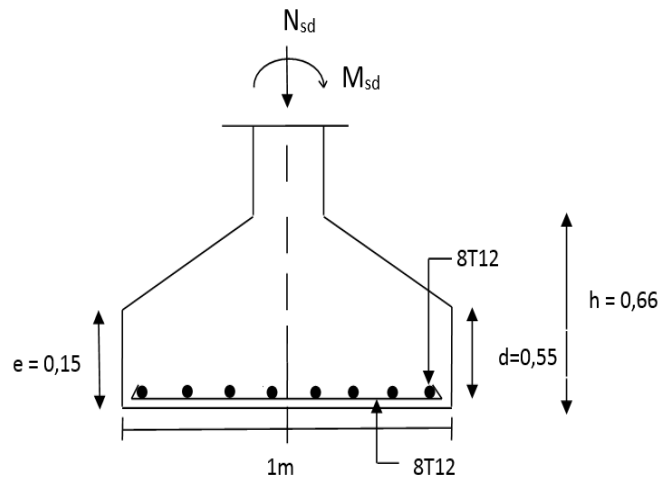


Figure 7.3 : Ferrailage de la semelle angle

Semelle centrale :

AxB (m ²)	d (cm)	ht (cm)	e (cm)	Ast (cm)	St (cm)
1,5 × 1,5	55	60	15	11φ12	13

Tableau 7.4 : Récapitulatif des résultats de la semelle centrale

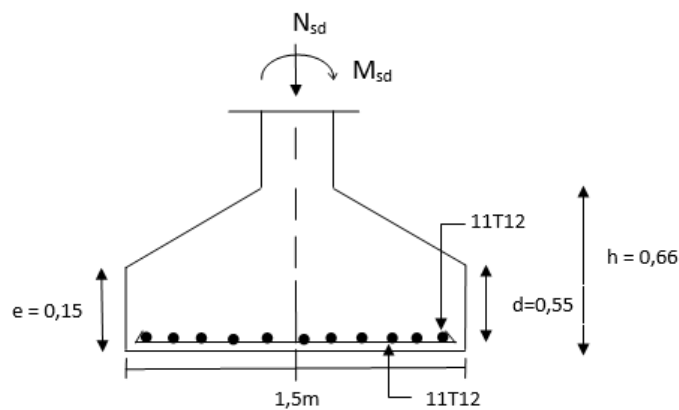


Figure 7.4 : Ferrailage de la semelle centrale

7.4 CALCUL DES LONGRINES

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

7.4.1 Dimensionnement des longrines

Selon le RPA99, pour un sol de type S₃ les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

7.4.2 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 ($\alpha = 12$)

L'ELU :

$$\frac{N_u}{\alpha} = \frac{225,75}{12} = 18,81 \text{ KN}$$

L'ELS :

$$\frac{N_s}{\alpha} = \frac{158,53}{12} = 13,21 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow F = \max[18,81; 13,21 ; 20] \text{ KN} = 20 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

L'ELU :

$$A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{0,02}{347,82} = 0,57 \text{ cm}^2$$

L'ELS :

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{sts}} = \frac{0,02}{201,6} = 0,99 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Selon le **(RPA99V2003)** Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15Φ)

$$A_{\min} = 0,6\% (25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend donc } A_{st} \text{ 6T12} = 6,79 \text{ cm}^2$$

7.4.3 Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{st} \leq 0,23 b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2 \\ 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \cdot 25 \cdot 30 \cdot \frac{25}{400} = 10,78 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

7.4.4 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 $\phi_t = 8 \text{ mm}$

7.4.5 Calcul d'espacement des cadres

$$S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15\phi_t)$$

$\Rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm} ; 12 \text{ cm})$ Alors on adopte un espacement $S_t = 10 \text{ cm}$

Deuxième solution (système treilles)

7.5 EFFORT SOLLICITANT

	Effort	ELU	ELS
Semelle Intermédiaire	N _{sd} (kN)	113,29	81,87
	M _{sd} (kN.m)	20,66	13,25
Semelle Centrale	N _{sd} (kN)	153,90	110,68
	M _{sd} (kN.m)	2,13	1,42
Semelle D'angle	N _{sd} (kN)	55,49	40,19
	M _{sd} (kN.m)	14,61	10,47
$\overline{\sigma}_{sol}$	1,6 bar = 0,16 Mpa = 160 kN/m ²		

Tableau 7.5 : Efforts sollicitants pour solution treillis

7.6. DIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE INTERMEDIAIRE :

a=b=40 cm

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = A=B$$

On a:

$$\overline{\sigma}_{sol} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B} \quad A \cdot B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \quad (1)$$

$$\Leftrightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{113,29}{160}} = 0,84 \text{ m}$$

On prend A= 1 m et B = 1m

7.6.1 Détermination de d et h

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A - a$$

$$\frac{1-,40}{4} \leq d \leq 1 -0,4$$

$$\Rightarrow 0,15 \leq d \leq 0,60\text{m}$$

Donc on prend :d= 55 cm

$$h = d+5 = 55+ 5 = 60 \text{ cm}$$

7.6.2 Vérification des contraintes

$$\sigma_{\text{sol}} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I/V} = \frac{110,68}{1 \times 1} + \frac{1,42}{1/12} \times 0,5 = 119,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 119,2 \text{ kN/m}^2 \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 160 \text{ kN/m}^2$$

Condition vérifiée

7.6.3 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.

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_0 = 0,012 \text{ m} < \frac{B}{4} = 0,25 \text{ m}$$

Condition vérifiée

7.6.4 Détermination de la hauteur du patin 'e'

$$e \geq \max (6\emptyset+6\text{cm}, 15\text{cm})$$

$$\Rightarrow e \geq \max (13,2, 15\text{cm}) \text{ donc on prend } e = 15 \text{ cm}$$

7.6.5 Calcul du ferrailage

ELU :

$$A_U = \frac{N_U \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{\text{st}}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{\text{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82\text{MPa}$$

$$N_U = 153,9\text{kN} \quad (\text{Été obtenir par un outil de calcul})$$

$$A_U = \frac{153,9 \times 10^{-3} \times (1-0,4)}{8 \times 0,55 \times 347,82} = 0,60 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$A_S = \frac{N_S \times (A - a)}{8 \times d \times \overline{\sigma}_{sol}}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{sol} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{n \times f_{c28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$N_S = 110,68 \text{ kN (Été obtenu par un outil de calcul)}$$

$$A_S = \frac{110,68 \cdot 10^{-3} (1-0,4)}{8 \cdot 0,55 \cdot 201,63} = 0,74 \text{ cm}^2$$

Remarque :

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 ($\phi 12$) avec un espacement (min =15 ; max =25) cm.

7.6.6 Calcul de nombre des barres :

On a :

- Enrobage = 3cm
 - Espacement = 15 cm
- ⇒ (RPA 99 V2003)

$$n_a = \frac{A - 2(\text{enrobage})}{\text{espacement}} + 1 = 7 \text{ barres de } \phi 12$$

$$n_b = \frac{B - 2(\text{enrobage})}{\text{espacement}} + 1 = 7 \text{ barres de } \phi 12$$


7.6.7 Type d'ancrage :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \overline{\tau}_s}$$

Avec :

$$\overline{\tau}_s = 0,6[\Psi^2 \times f_{t28}] = 0,6[1,5^2 \times 2,1] = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 30 \text{ cm}$$

Donc on utilise ce type d'ancrage : 

AxB (m ²)	d (cm)	ht (cm)	e (cm)	Ast (cm)	St (cm)
1 × 1	55	60	15	7φ12	15

Tableau 7. 6 : Récapitulatif des résultats de la semelle intermédiaire

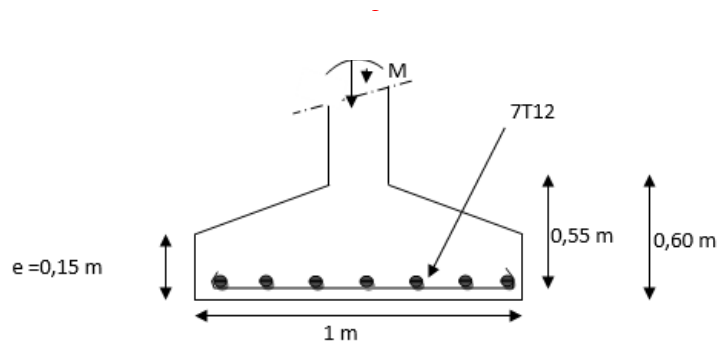


Figure 7. 5 : Ferrailage de la semelle intermédiaire

Le même Calcul pour les deux autres semelles (angles et centrales)

Semelle angle :

AxB (m ²)	d (cm)	ht (cm)	e (cm)	Ast (cm)	St (cm)
1 × 1	55	60	15	7φ12	15

Tableau 7. 7 : Récapitulatif des résultats de la semelle intermédiaire

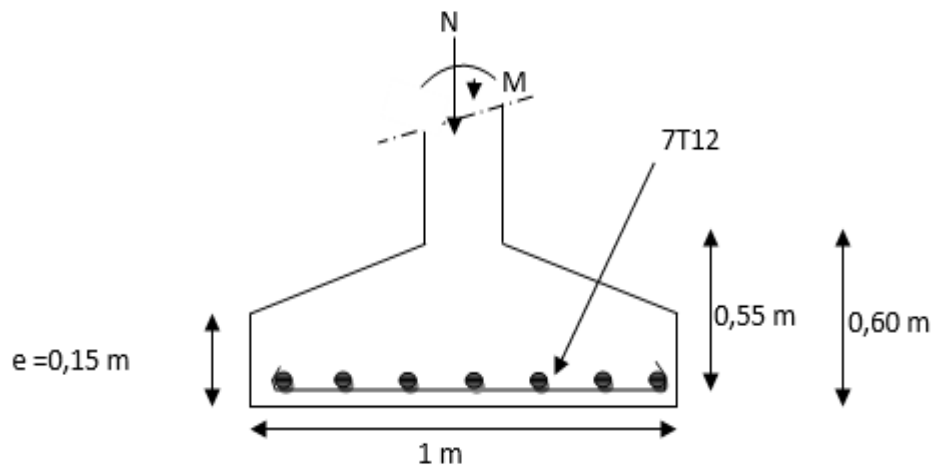
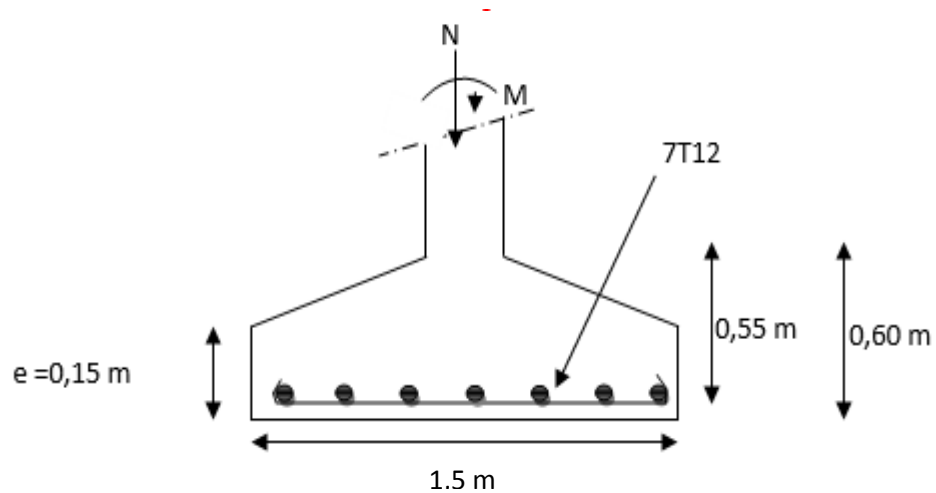


Figure 7. 6 : Ferrailage de la semelle angle

Semelle centrale :

AxB (m ²)	d (cm)	ht (cm)	e (cm)	Ast (cm)	St (cm)
1,5 × 1,5	55	60	15	7φ12	15

Tableau 7. 8 : Récapitulatif des résultats de la semelle centrale**Figure 7. 7 :** Ferrailage de la semelle centrale**7.7 CALCUL DES LONGRINES :**

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

7.7.1 Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, pour un sol de type S₃ les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

7.7.2 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 S₃ ($\alpha = 12$)



L'ELU :

$$\frac{N_u}{\alpha} = \frac{153,49}{12} = 12,82 \text{ kN}$$

L'ELS :

$$\frac{N_s}{\alpha} = \frac{110,68}{12} = 9,23 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow F = \max[12,82 ; 9,23 ; 20] \text{ kN} = 20 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

L'ELU :

$$A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{0,02}{347,82} = 0,57 \text{ cm}^2$$

L'ELS :

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{sts}} = \frac{0,02}{201,6} = 0,99 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Selon le (RPA99V2003) Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15Φ)

$$A_{\min} = 0,6\% (25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend donc } A_{st} \text{ 6T12} = 6,79 \text{ cm}^2$$

7.7.3 Vérification de condition de non fragilité

$$A_{st} \leq 0,23 b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2 \\ 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \cdot 25 \cdot 30 \cdot \frac{25}{400} = 10,78 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

7.7.4 Calcul d'armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{\min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; 1; \frac{250}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(8,5 ; 1; 25) \text{ mm}$$

$$\text{Alors on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

7.7.5 Calcul d'espacement des cadres :

$$S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15\phi_t)$$

$$\Rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm} ; 12 \text{ cm}) \text{ Alors on adopte un espacement } S_t = 10 \text{ cm}$$

CHAPITRE 9 ETUDE COMPARATIVE

9.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous contaminez une étude comparative entre deux solutions d'un hangar métallique une avec un système traverse et l'autre en système treille et en essaye de résumer en 3 étapes

- Étude
- réalisation
- cout

9.1 Etude

Dans cette phase on a comparé les deux solutions au délais a la phase d'étude par rapport ou dessin, évaluation des charges, Etude des éléments secondaire, Modélisation, Etude sismique, Etude des éléments structuraux, Assemblage, Fondation.

Chapitre	Solution 1 (jours)	Solution 2 (jours)
dessin	3	3
Evaluation des charges	15	15
Etude des éléments secondaire	3	3
Modélisation	30	30
Etude sismique	7	7
Etude des éléments structuraux	15	20
Assemblage	7	15
Fondation	5	5

Tableau 8. 1 Estimation de délai pour la phase étude

8.2 REALISATION :

Dans cette phase on a deux grandes parties travaille sur chantier et sur atelier

8.2.1 Atelier

	1 ^{er} solution		2em solution	
	rapide	lente	rapide	lente
Manutention des profiles		×	×	
Gabarits et marquage	×			×
Perçage et découpage	×			×
assemblage	×			×
Control des pièces	×			×
Montage à blanc	×			×
Sablage et peinture	×			×
expédition	×		×	

Tableau 8. 2 : Les défèrent étapes en atelier



Photo 8. 1 Gabarie et marquage



Photo 8. 2 : Perçage et découpage



Photo 8. 3 : Control des pièces



Photo 8. 4 : Sablages

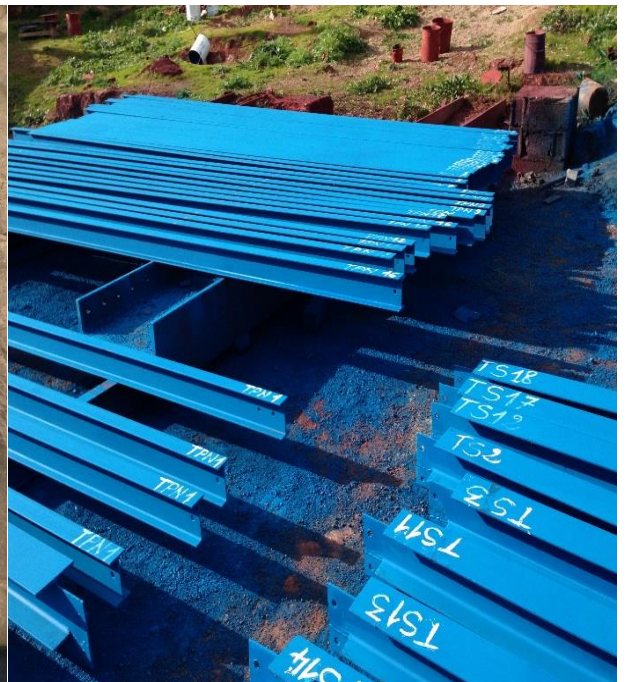


Photo 8. 5: Peintures



Photo 8. 6:Expéditions

8.2.2 Chantier

Dans cette phase on a comparé les deux solutions au niveau de chantier par rapport ou Vérification des profiler, Stockage des pièces, montage et entretiens

	1 ^{er} solution		2em solution	
	rapide	lente	rapide	lente
Vérification des profiler	×			×
Stockage des pièces	×			×
montage	×			×
entretiens	×			×

Tableau 8. 3 : Les déférentes étapes sur chantier

8.3 COUT :

Dans cette phase on a essaie de faire la comparaison entre les deux solutions de couler cout

On a essaie de calculer le cout à partir de poids de la structure avec un prix unitaire de l'acier dans le marché qui et 180 DA ou kilogramme.

	1^{er} Solutions	2^{eme} solution
Pois (kg)	107769	104464
Cout (DA)	19398420	18803520

Tableau 8. 4 : Le poids et le cout pour les deux solutions

8.4 CONCLUSION :

- Dans la phase étude on a remarqué que la solution une et plus rapide à la deuxième.
- Dans la partie réalisations ona conclure que la deuxième solution et plus Lente par rapport ou première sur atelier et chantier.
- Et la dernier étape cout la première solution et plus cher ou deuxième.

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude nous a permis de mettre à profit les connaissances apportées dans le cadre de la formation de Master Génie Civil et de mieux les intégrer dans un projet complet.

Grace à ce projet de fin d'étude, nous avons appris à utiliser à intégrer les connaissances prodiguées lors de notre formation. Il nous a permis de pré-dimensionner, calculer et vérifier des éléments d'une construction métallique tout en tenant en compte des effets d'instabilité.

D'une manière plus précise, nous avons mis en application les règlements telle que C.C.M. 97, R.N.V.99 et le, R.P.A.99.

La modélisation de notre structure était la phase la plus difficile dans ce projet.

D'une manière générale, les défauts géométriques des éléments structuraux d'un ouvrage et plus particulièrement ceux affectant les poteaux créent des problèmes en ce qui concerne le comportement mécanique de cette structure et par conséquent sa réponse à des sollicitations. Ces défauts qu'ils soient de fabrication ou de montage peuvent avoir des conséquences fâcheuses sur la résistance ou l'instabilité d'une structure métallique, chose qui a été étudiée dans ce travail.

En ce qui concerne les poteaux d'une structure métallique sollicités en compression et qui risquent de flamber sont susceptibles aux défauts géométriques. En effet, tout excentricité du point d'application de la force de compression induit des effets secondaires d'instabilité qui réduisent la capacité portante de cet élément par rapport à celui d'un élément parfait.

Après avoir calculé notre structure métallique, on a recalculé cette même structure mais une fois réalisée. Des relèves topographiques ont eu lieu et on a déterminé les efforts dans les poteaux à nouveau.

Dans un dernier temps, on a simulé cette fois ci des défauts de conception ou de montage et voir leur incidence sur sa réponse (résistance et instabilité) en veillant à ce que ces défauts restent dans les limites de le règlement algérien.

On peut donc conclure que les défauts simulés (respectivement relevés après construction) à notre structure tout en restant dans les limites des normes augmentent les efforts dans les poteaux chose qui est évidente. Par contre cette augmentation ne concerne que ceux de poteaux pour ne pas dire 1 ou 2 et elle est significative. Elle peut atteindre jusqu'à 162% de l'effort normal et 220% du moment de flexion dans le poteau n°10.

Malgré ce surplus d'efforts, les poteaux qui ont été dimensionnés pour une structure sans défauts résistent bien à ces augmentations et restent stables.

En perspective, il serait aussi intéressant de voir l'incidence de défauts qui sont au delà de la norme. Aussi, voir l'influence des alignements des poteaux, leur rotation sur la résistance d'une structure. Et en fin, d'étudier l'incidence d'une instabilité d'un ou plusieurs éléments sur le comportement globale d'une structure métallique.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **Belazougui.M**, Alger (Algérie), (2008), « Calcul pratique des structures métalliques ».
- [2] **Calcul pratique des structures métalliques**, Edition : 2.03.2903,
I.S.B.N :978.99.61.0.1089.1, dépôt légale 2263 / 2007
- [3] **Charges permanentes et charges d'exploitation**. « D.T.R-B.C-2.2 ».
- [4] **Lahlou Dahmani**. (2009), « Calcul des éléments résistants d'une construction métallique ».
- [6] **Lescouarc'h. Y** (Février 1997) « Initiation au calcul d'un bâtiment à structure en acier» CTICM.
- [7] **Manfred A.H, Michel. C** (1995) « CHARPENTES METALLIQUES : Conception et dimensionnement des halles et bâtiments.» Vol.11, Presses polytechniques et universitaires romandes (EPFL).
- [8] **Manfred A.H, Michel. C** (1994) « CHARPENTES METALLIQUES : Notions fondamentales de dimensionnement » Vol. 10, Presses polytechniques et universitaires romandes (EPFL).
- [9] **Morel. J** (1975) « Conception et calcul des structures métalliques. », Ed., Eyrolles.
- [10] **Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 »** MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)
- [11] **Règlement neige et vent « RNV99 »** (D.T.R. C 2- 4.7) MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)
- [12] **Règlement parasismiques algériens « RPA 99 version 2003 »** MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)
- [13] **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)
- [14] **Recommandation pour l'exécution des structures en acier - ISBN 9961-923-05-7**
Dépôt légal 1068-98

Annexe A

Chapitre II : Evaluation des charges

A.1 Effet de la neige :

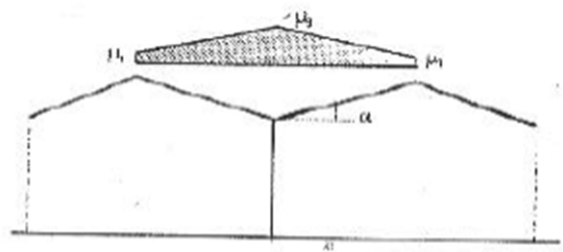


Figure 6.3 : Coefficient de forme des toitures à versants multiples

(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	$0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30} \right)$	1.6

Tableau 6.3: Coefficients de forme - toitures à versants multiples

A.2 Effet du vent :

Zone	q_{ref} (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 $C_t(z)$

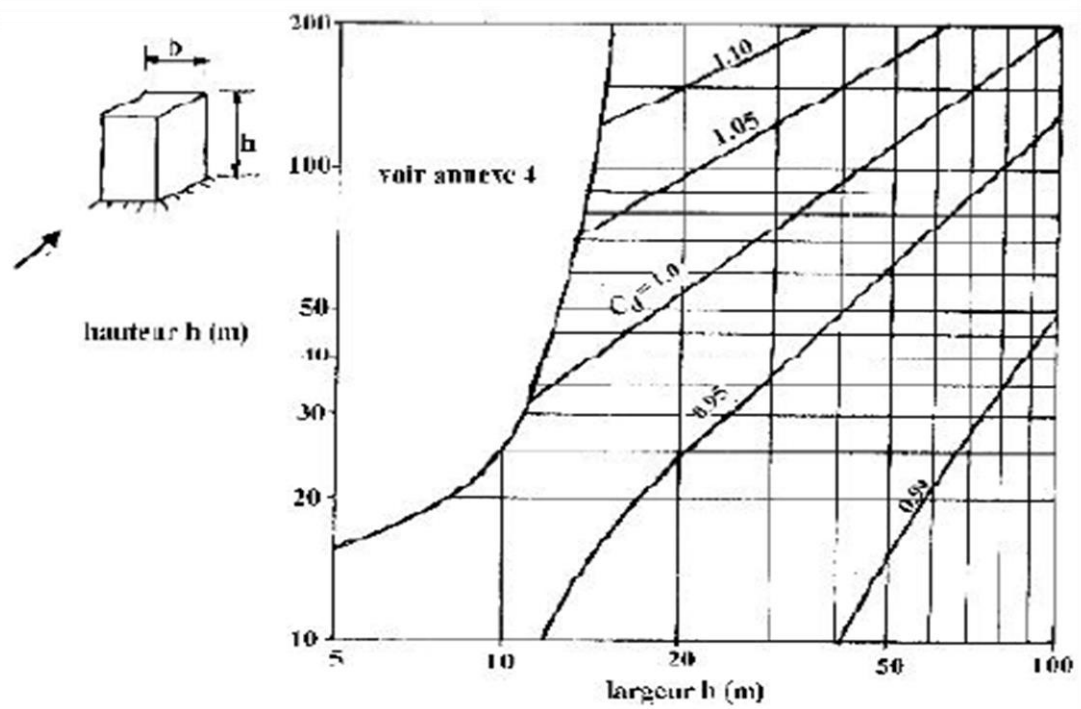


Figure 3.2 : Valeurs de C_d pour les structures métalliques

A.3 Force de frottement :

Etat 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

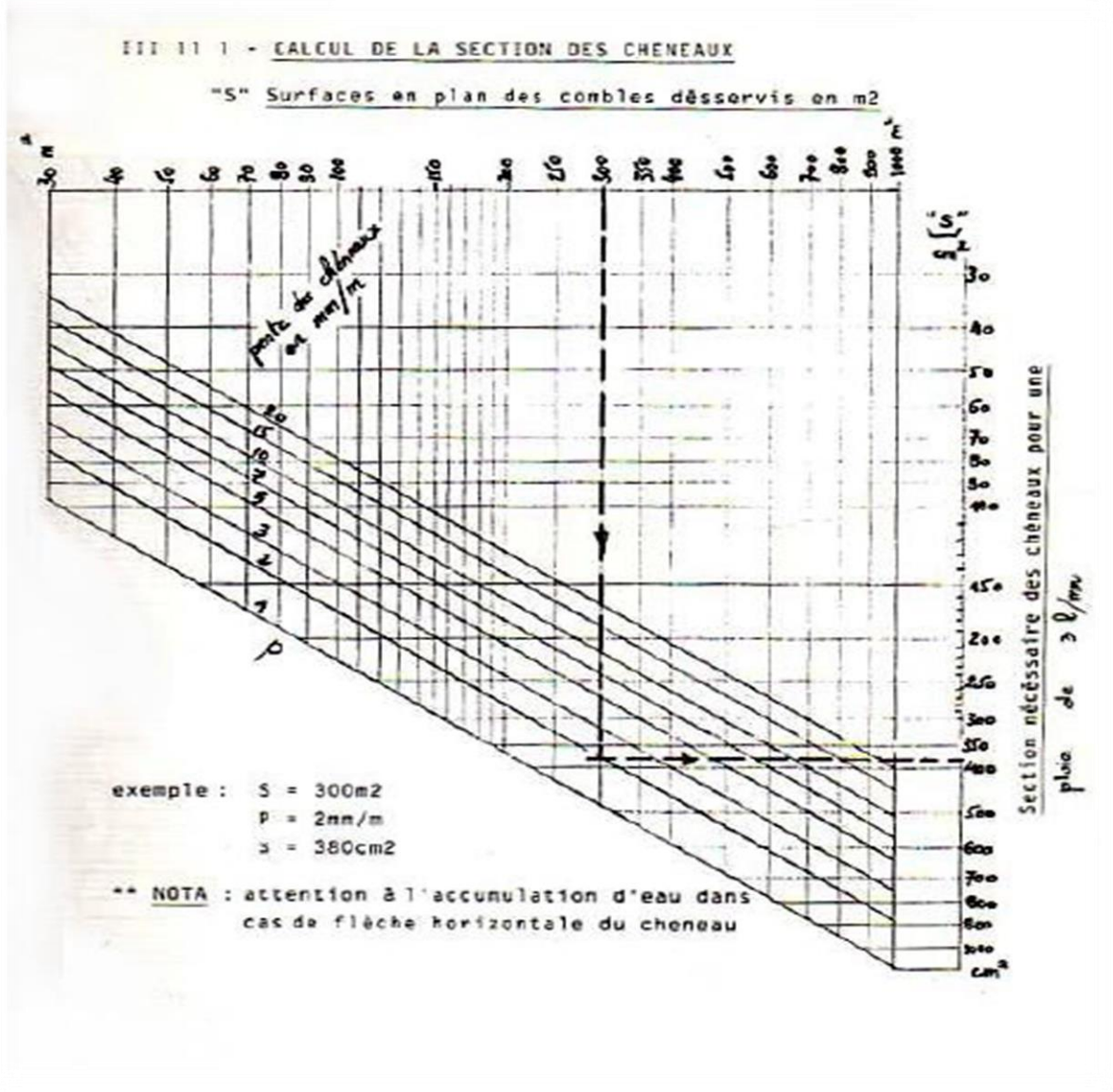
Type de paroi	Schéma	S_{r_i} ou $S_{r_{e,i}}$ (en m ²)
Paroi verticale		$S_{r_{e,i}} = d \times h$ $S_{r_i} = d \times h$
Toiture plate ou couverture		$S_{r_i} = d \times b$
Toiture à deux versants Vent parallèle aux génératrices		$S_{r_i} = (\text{longueur ABC du développé}) \times d$
Toiture à versants 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 3 : Dimensionnement

B₁ :



B2 :

III 11 2 - CALCUL DU DIAMETRE DES DESCENTES D'EAU

(écartement maxi des descentes = 30m)

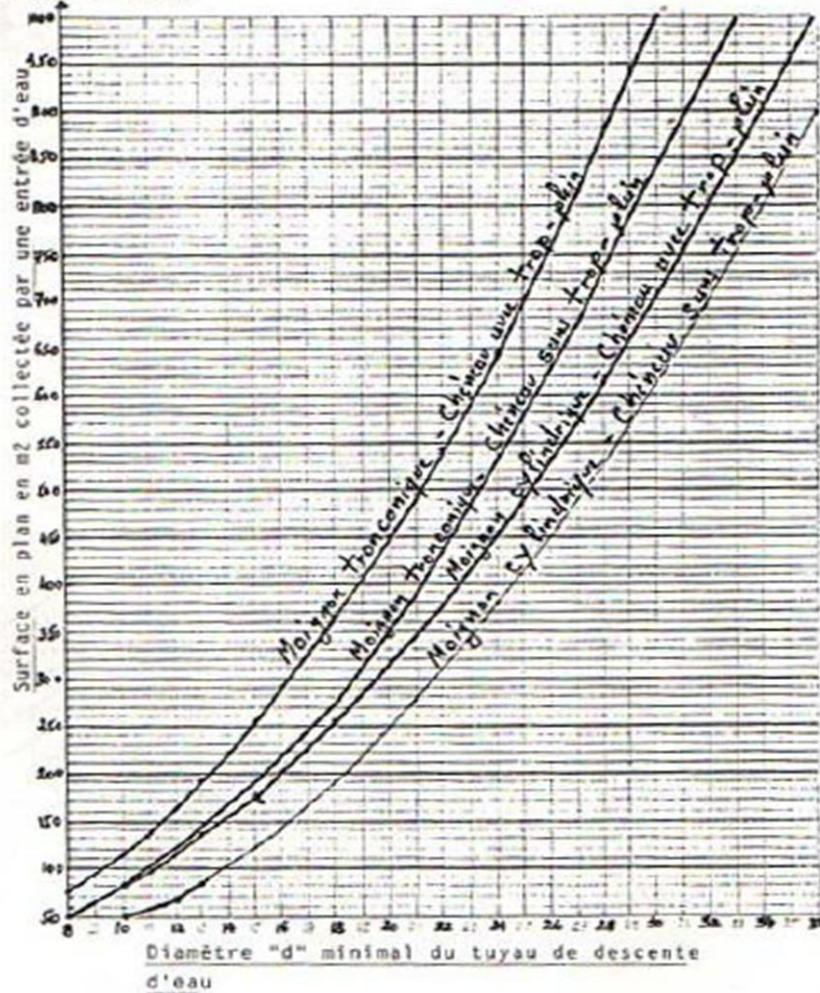
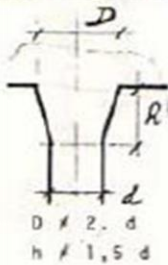
(d mini = 8cm)

S maxi = 1000m²

Moignon cylindrique



Moignon tronconique



Annexe C

Chapitre 4 : 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

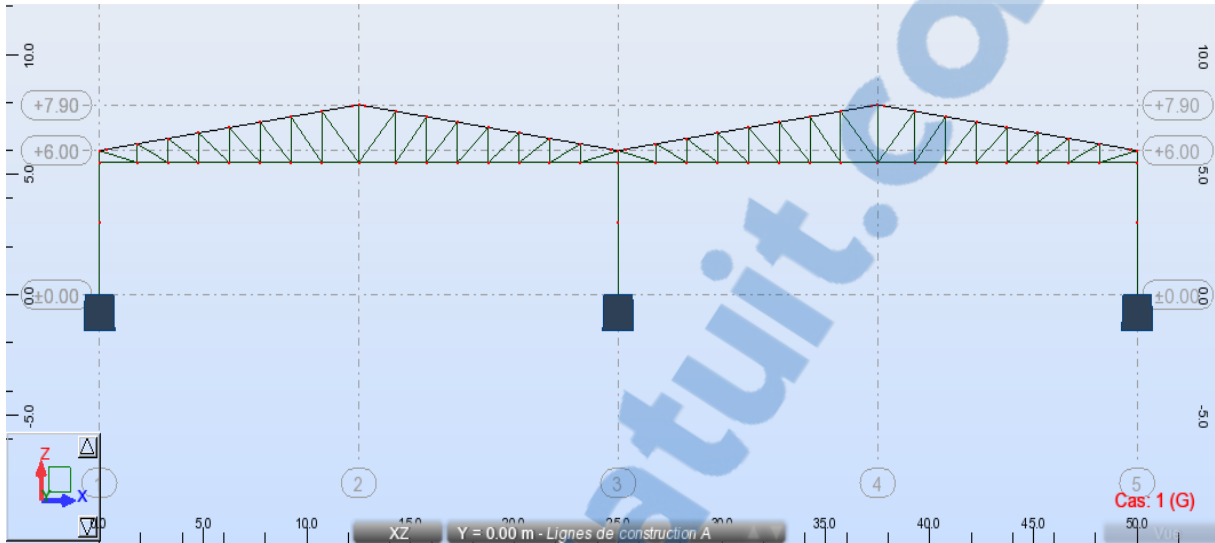
Caractéristique des boulons

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

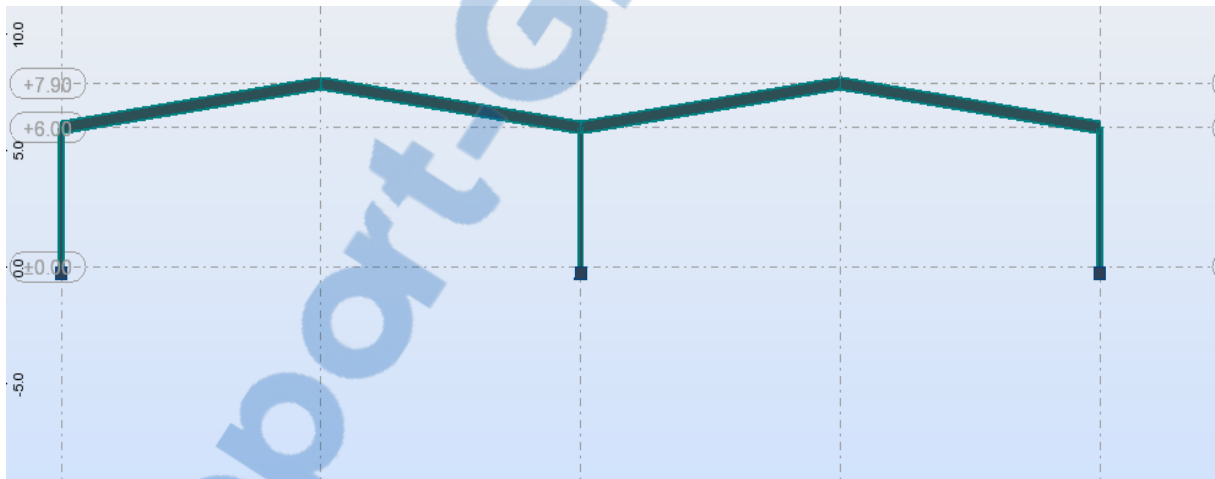
Tableau : entraxe des boulons et pincés

Annexe E

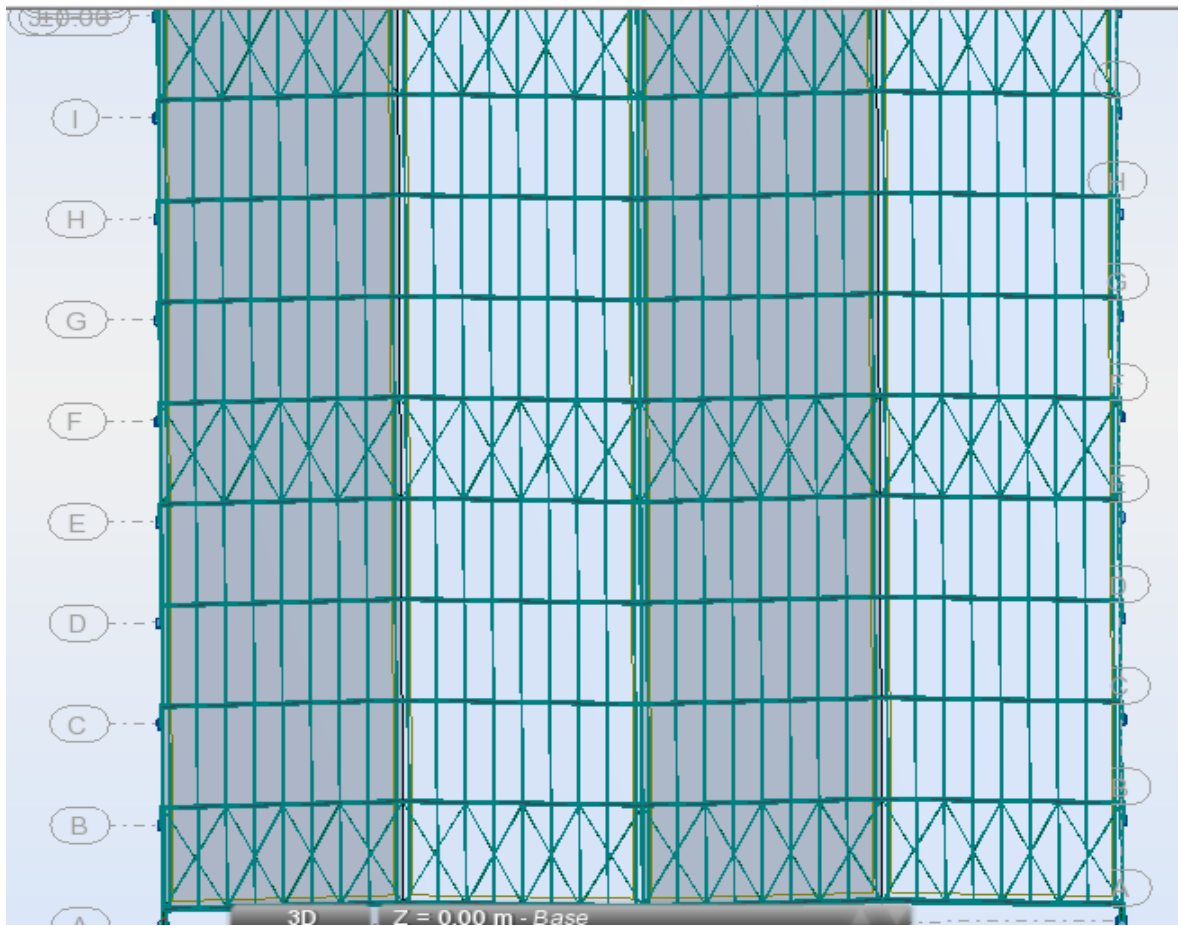
LES défèrent capture de vue de projet par logiciel de calcul



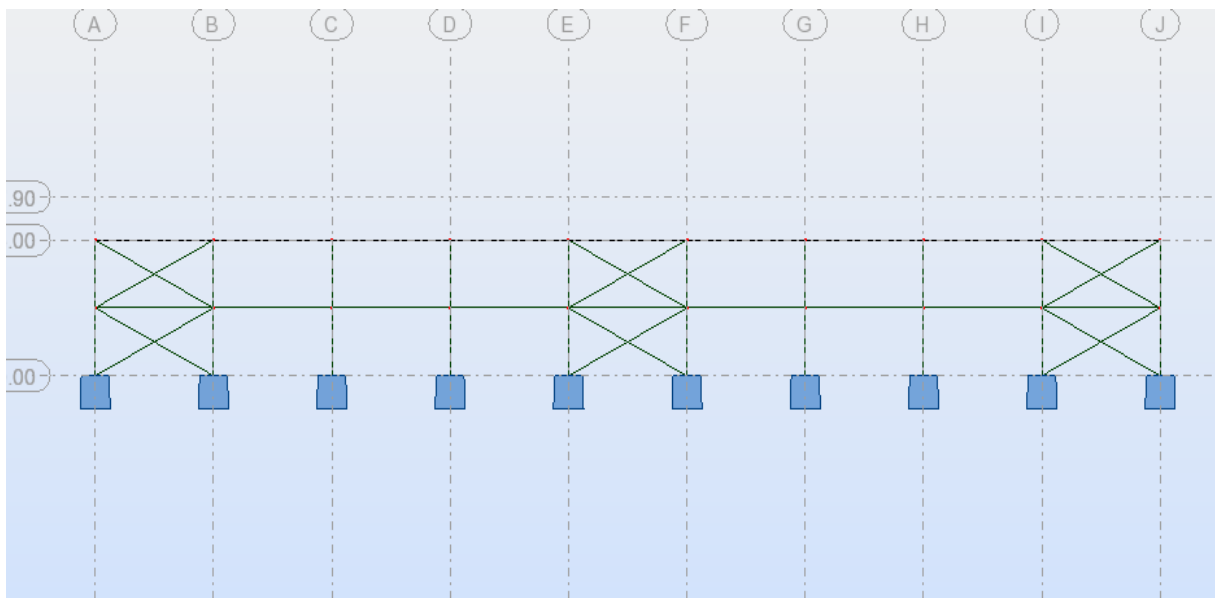
Vue de face de la solution 2



Vue de face de la solution 1



Disposition des contreventements



Disposition de palies de stabilités