



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche scientifique

Université Abderrahmane Mira – Bejaia

Faculté de la Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

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

Option : Constructions métalliques

Thème :

***Étude d'une unité de fabrication en charpente
métallique avec trois mezzanines à usage de
bureaux***

Réalisée par :

ADOUANE Mahrez

BENOUARET Nadir

Promoteur : Mr : BANOUNE

Devant le jury : Mr A.LARABAT

Mr IDDIR

Remercîment

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à remercier en premier lieu, notre seigneur Dieu, le tout puissant qui nous a donné la patience, le courage et grâce auxquels nous avons pu achever ce mémoire.

Tout d'abord, un énorme merci à Mr BANOUNE notre promoteur, pour avoir encadré et suivi ce travail.

Nous remercions les membres du jury de s'être donné la peine d'examiner notre modeste travail.

Ainsi qu'à toutes les personnes qui nous ont apportées leurs aides.

Et enfin, nous exprimons notre reconnaissance à tous les enseignants qui nous ont enrichis avec un précieux savoir qui est le meilleur héritage pour l'avenir

Dédicace

Je dédie ce présent travail à mes chers et nobles parents dont je suis et je serais pleinement reconnaissant pour leurs soutient durant tout mon parcours, et aussi à:

- ✓ Mes frères et sœurs et à toute la famille ADOUANE*
- ✓ A mon collègue et toute sa famille.*
- ✓ Mes amis(e) sans exception ! en particulier NESRINE Alias (Virus) qui a su me soutenir durant les pénibles moments que j'ai enduré.*

Enfin Je remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail en particulier, Mr SAIBI

Que Dieu vous bénisse

Mahrez.

Dédicace

*J'ai le plaisir de dédier ce modeste
travail à :*

- *A ceux qui sont mon exemple de réussite, que j'ai tant aimée et respectés.*
- *A ceux qui m'ont données l'amour, la tendresse et la force : mes très chers
parents.
Que dieu les Protège et leurs prête une longue et heureuse vie.*
- *A mes chers frères : Karim, Salim.*
- *A mes chères sœurs : Hayat, Souad, Sonia.*
- *A toute la famille BENOUARET.*
- *A mes amies qui m'ont beaucoup soutenue durant la réalisation de
ce modeste travail.*
- *A mon collègue et toute sa famille.*
- *A toutes les personnes qui me connaissent sans oublier la
promotion Master
2013/2014.*

Nadir

Préambule

L'industrie sidérurgique s'est développée à la fin du 19ème siècle en proposant des produits de construction (laminés ou moulés) adaptés à la construction d'ossatures métalliques « Charpente Métallique ».

Ces éléments de construction "rigides" permettent de dégager des grands espaces utiles au sol. La portée des éléments d'ossature peut atteindre plusieurs dizaines de mètres.

Le poids de ces éléments d'ossature, comparé à ceux d'une même structure en béton armé (ou maçonnerie) est réduit et allège de manière considérable. Associé à des éléments de peau "légers" (bardage, façades rideau...etc.), ces structures sont adaptées à la réalisation de constructions telles que salles de sports, piscines, entrepôts, usines...etc. Leur réalisation est rapide (assemblage direct d'éléments préfabriqués) et donc d'un prix très compétitif.

Jetons un regard sur l'histoire de l'architecture, on peut affirmer à juste titre que l'acier l'a révolutionnée. Aucun autre matériau de construction n'a exercé une influence aussi radicale sur la forme des ouvrages et n'a conféré aux structures porteuses une expression plus pure.

Aujourd'hui, la construction métallique signifie high-tech, économie de matière, construction intelligente et forme élégante.

Notation

G	Charges permanentes
P	Surcharges d'entretien
N , S	Neige
V, W	Vent
Fe	Force d'entraînement
Q_x	Charge appliquée dans le plan \perp à l'âme
Q_y	Charge appliquée dans le plan de l'âme
M_x	Moment fléchissant autour de l'axe xx causé par la charge Q _y
M_y	Moment fléchissant autour de l'axe yy causé par la charge Q _x
N	Effort normal
T	Effort tranchant
E	Module d'élasticité longitudinale
σ_e	Contrainte limite d'élasticité
ν	Coefficient de Poisson
A	Aire de la section transversale I : Moment d'inertie de flexion
W	Module de résistance de la section p: Poids propre
i	Rayon de giration
t	Epaisseur
xx''	Axe parallèle aux semelles (Axe fort)
yy'	Axe perpendiculaire aux semelles (Axe faible)
σ_n	Contrainte normale
τ	Contrainte de cisaillement
Δ	Déplacement
λ	Elancement
f	Flèche
R	La force résultante
F_w	Force horizontale correspondant à la résultante des forces agissant sur les parois de la construction et de la force composante horizontale appliquée à la toiture.
F_u	Force de soulèvement représentant la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

Q_j	Pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface „J“
S_j	L'aire de l'élément de surface j.
F_{frj}	Les forces de frottements éventuels
C_d	Coefficient dynamique de la construction
W(z_j)	Pression nette de l'élément de surface „j“ calculé à la hauteur relative de ce même élément.
Q_{dyn}	Pression dynamique du vent
C_{pe}	Coefficient de pression extérieur
C_{pi}	Coefficient de pression intérieur
Q_{ref}	Pression dynamique de référence pour construction permanente
Q_{tem}	Pression dynamique de référence pour construction temporaire
C_e	Coefficient d'exposition au vent
Z_J	Distance vertical a partir du sol au centre de l'élément j verticalement
C_r	Coefficient de rugosité
C_t	Coefficient de topographie
Z	Hauteur considérée
K_t	Facteur de terrain
C_{pe ;1}	Coefficient de pression correspondant a 1m ²
C_{pi ;10}	Coefficient de pression correspondant a 10m ²
S	Surface charger de la paroi considérée

Table des matières

Remerciement	I
Dédicace	II
Notation	V
Table des matières	VII
Table des figures	XIII
Table des tableaux	XVI
Introduction générale.....	1
CHAPITRE I Présentation de l'ouvrage.....	2
1. INTRODUCTION.....	3
2. SITUATION DE PROJET	3
3. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :	4
3.1 GEOMETRIE DE L'OUVRAGE :	4
3.2 ETUDE DE SOL :	4
3.3 PLANCHERS :	4
3.4 TOITURE.....	5
3.5 L'ESCALIER :	5
3.6 CONCEPTION DU SYSTEME DE FONDATION :	5
3.7 MATERIAUX UTILISE :	5
4. Règlements Utilisés :	7
4.1 Les Actions prises en compte :	7
4.2 Les Combinaisons d'actions :	8
4.2.1 Situation durable :	8
4.2.2 Situations accidentelles « RPA 99 version 2003 article 5.2 » :	8
5. Limites des flèches et des déplacements :	9
CHAPITRE II Etudes climatique.....	10
I- ACTION DU VENT.....	11
2. Détermination des différents paramètres ou coefficient de calcul :	12
3. Calcul de la pression :	14
4. Détermination de la pression q_{dyn} :	14
5. Coefficient de rugosité C_r :	14
6. Calcul de coefficient d'exposition (C_e) :	15
7. Valeur des pressions dynamiques q_{dyn} :	16

8. Détermination des coefficients de pression :.....	16
8.1. Vent perpendiculaire au pignon (Sens V_1) :.....	16
8.2 Vent perpendiculaire au long pan (sens V_2) :.....	21
8.3 Vent perpendiculaire au pignon (Sens V_3) :.....	25
8.4 Vent perpendiculaire au long pan (Sens V_4) :.....	30
9. Force de frottement :	33
10. Action d'ensemble :	34
10.1 Vent perpendiculaire au pignon V_1	34
10.2 Vent perpendiculaire au long pan V_2 :.....	36
II ETUDE A LA NEIGE :.....	37
1. introduction :	37
2. Détermination de la charge de neige sur le sol.....	38
3. Coefficient de forme de la toiture	38
4. Calcul des charges de la neige sur la toiture	38
CHAPITRE III Pré dimensionnement des éléments	40
1. Etude des pannes de toiture :.....	41
1.1 Définition	41
1.2 Evaluation des charges et surcharges :.....	41
1.2.1 Charges permanentes (G) :.....	41
1.2.2 Surcharges d'entretien (P):.....	42
1.2.3 Surcharge climatique due au vent :	42
1.2.4 Surcharge de la neige (S):	43
3. Combinaisons des charges les plus défavorables	43
3.1 Combinaison d'action :	44
4. pré dimensionnement:	44
5. dimensionnement des pannes :.....	45
5.1 Les combinaison de calcul :	45
5.2 Vérification de la panne à L'ELU	46
5.2.1 Calcul en plasticité :	50
5.2.2 Vérification à l'effort tranchant :	50
5.2.3 Vérification au déversement :	51
5.2.4 Vérification de la flèche (l'ELS) :.....	51
6. Calcul des liernes :	51

6.1 Dimensionnement des liernes :	52
7. Calcul de l'échantignolle :	53
8. Calcul des lisses de bardages	54
8.1 Détermination des sollicitations :	54
8.1.1 Evaluation des charges et surcharges :	55
8.1.2 Pré dimensionnement :	55
8.1.3 Vérification à l'état limite ultime :	56
8.1.4 Vérification à l'état limite de service :	57
9. Calcul des suspentes :	58
9.2 Dimensionnement des suspentes :	58
9.2.1 Calcul de l'effort de tractions dans la suspente la plus sollicitée :	58
9.2.2 Calcul de la section des suspentes :	59
CHAPITRE IV Etudes des escaliers	61
1. Introduction	62
2. Pré dimensionnement de l'escalier type 1(a deux volées) :	62
3. Calcul des éléments de l'escalier :	63
Charges et surcharges sur l'escalier :	63
3.1 Pré dimensionnement de la cornière du support :	64
3.2 Pré dimensionnement du limon :	65
3.3 Etude de la poutre palière :	68
3.4 Pré dimensionnement de la console	69
4. Pré dimensionnement de l'escalier type 02 (a trois volées) :	71
4.1 Pré dimensionnement de la cornière du support :	71
4.2 Pré dimensionnement du limon :	73
4.3 Etude de la poutre palière :	74
4.4 pré dimensionnement de la console	75
5. Pré dimensionnement d'escalier hélicoïdal :	81
5.1 Détermination des charges et surcharges sur les marches :	82
5.2 Pré dimensionnement de la console	83
5.3 Pré dimensionnement du poteau central :	84
CHAPITRE V Etudes des planchers mixtes	86
1. Généralités.....	87
2. Étude de la dalle collaborante :	88

3. Vérification des solives :.....	89
4. Calcul des goujons connecteurs :.....	98
4.1 Résistance au cisaillement.....	99
4.2 Dimensionnement de la connexion de la poutre:	100
4.3 Vérification des soudures	101
5. Calcul de la poutre maîtresse:	101
5.1 SOMMIER de TYPE 1 :	101
5.2 SOMMIER de TYPE 2 :	104
6. Ferrailage de la dalle du plancher :	106
CHAPITRE VI Etudes des contreventements	111
1. Introduction :.....	112
2. Les différents types de contreventements :	112
2.1.1 Contreventements de toiture : (poutre au vent).....	112
2.1.2 Contreventement de façades: (palée de stabilité).....	112
3. Effort du vent sur les pignons :	113
3.1 Calcul de la poutre au vent en pignon :.....	113
3.1.4 Effort de traction dans les diagonales :	114
4. Calcul des réactions d'appuis :.....	114
5. Vérification à la résistance ultime de la section :.....	115
5. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance:.....	116
5.1 Vérification de la section à la résistance :	116
5.2.1 Charges et surcharges revenant à la panne montant :.....	116
6. Vérification de l'élément aux instabilités (déversement) :.....	118
7. Contreventement verticale (Palée de stabilité).....	122
CHAPITRE VII Etude sismique	125
1. Introduction :.....	126
2. Présentation du logiciel ROBOT :	126
3. Modélisation.....	126
3.1 Analyse de la structure :	127
3.2 Méthodes de calcul :.....	127
3.2.1 La méthode statique équivalente :.....	127
4. Calcul de la force sismique totale :	128
4.1 Estimation de la période fondamentale :.....	129

5. La méthode modale spectrale :.....	133
6. Vérification des déplacements :	138
7. Effet de deuxième ordre	140
CHAPITRE VIII Vérification de l'ossature	142
Introduction :.....	143
2. Vérification des traverses :.....	143
3. Vérification des poteaux :	149
4. Vérification des diagonales des contreventements (poutre au vent) :.....	154
5. Vérification des diagonales de la palée de stabilité.....	154
6. vérification des bracons de l'auvent.....	154
CHAPITRE IX Calcul des Assemblages	156
1. Introduction :.....	157
2. Assemblage poteau - traverse :.....	159
3. Assemblage traverse – traverse :.....	163
4. Assemblage des éléments de la Poutre au vent :.....	165
5. Assemblage de l'échantignolle.....	167
6. Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale) :.....	168
7. Assemblage poteau-poutre maîtresse :.....	171
8. Assemblage cornière poutre:.....	175
9. Assemblage du contreventement (Palées de stabilités) :.....	176
10. Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique :.....	178
11. Assemblage palée en croix de saint André :	179
12. Assemblage poteau- poteau (HEB300) :.....	180
13. Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux:.....	182
CHAPITRE X Calcul des fondations	189
1. Introduction :.....	190
2. Calcul des fondations:	190
2.1. Détermination des sollicitations:.....	190
2.2. Pré dimensionnement de la semelle de poteau :.....	191
2.3. Dimensionnement de la semelle:.....	192
2.4. Vérification des contraintes :.....	194
2.5. Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5) :.....	195
2.6. Détermination des armatures de la semelle:.....	195

3. Calcul des longrines :	200
3.1 Introduction :	200
3.2 Pré dimensionnement :	200
3.3 Ferrailage :	200
4. Ferrailage des futs :	202
CHAPITRE XI Vérification a la stabilité d'ensemble	205
1. Introduction :	206
2. Détermination des moments renversants (M_R)	206
2.1 Cas du vent :	206
2.2 Cas du séisme :	209

Table des figures

Figure I. 1 Vue d'ensemble du projet.....	3
Figure I.2 Détail de la dalle mixte collaborante	5
Figure I. 3: diagramme effort/déformation	6
Figure II. 1 Vent sur façade principale et long pan West	11
Figure II. 2 Vent sur façade Est et Pignon nord.....	12
Figure II. 3: Valeurs de Cd pour les structures métalliques. (RNVA. P.51 figure 3.2).....	13
Figure II. 4: coefficient des pressions extérieurs pour des parois verticale a base de L,T et Y (RNVA P.77.figure 5.14)	17
Figure II. 5: Vue en plan des zones de pression sens V1	17
Figure II. 6: Cpe correspondant à chaque zone de parois verticales sens V1	18
Figure II. 7: Répartition des zones de pression sur la toiture sens V1.....	18
Figure II. 8: Valeurs de Cpe pour la toiture sens V1.	19
Figure II. 9: Vue en plan des zones pressions sens V2.	21
Figure II. 10: Vue en élévation des zones de pressions sens V2.	21
Figure II. 11: Cpe,10 correspondant à chaque zone de parois verticales sens V2 :.....	22
Figure II. 12 : Répartition des zones de pression sur la toiture sens V2.....	22
Figure II. 13 : Valeurs de Cpe,10 pour la toiture.	23
Figure II. 14: : Vue en plan des zones de pression sens V3.....	26
Figure II. 15 Vue en élévation des zones de pression sens V3	26
Figure II. 16 : Cpe,10 correspondant à chaque zone de parois verticales sens V3	27
Figure II. 17 : Répartition des zones de pression sur la toiture sens V1.....	29
Figure II. 18 Valeurs de Cpe pour la toiture sens V3.	29
Figure II. 19 Vue en plan des zones de pression sens V4	30
Figure II. 20 18Cpe correspondant à chaque zone de parois verticales sens V4	30
Figure II. 21 : Répartition des zones de pression sur la toiture sens V4.....	32
Figure II. 22 : Valeurs de Cpe,10 pour la toiture.	32
Figure II. 23 Force résultante R.	34
Figure II. 24 Représentation des surfaces sens du vent V1	35
Figure II. 25 : Représentation des surfaces sens du vent V2.	36
Figure II. 26 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol . (RNVA § 4 P.13	37
Figure II. 27 : Distribution de la charge de neige par projection horizontale, et suivant rampant.....	39
Figure III. 1 : La pente de calcul.....	41
Figure III. 2 Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.....	42
Figure III. 3 : Schéma statique de la panne sous la charge d'exploitation	42
Figure III. 4 : Schéma statique des surcharges climatique du vent V sur les pannes.	43
Figure III. 5 : Schéma statique des surcharges climatique de la neige sur les pannes.....	43
Figure III. 6 schéma statique des liernes	52
Figure III. 7 : Echantignolle.....	53

Figure III. 8 : Disposition des lisses	55
Figure IV. 11 Constituant d'un escalier	62
Figure IV. 2 Schemas statique de l'escalier a deux volées	63
Figure IV. 3 Schémas statique de la cornière.....	64
Figure IV. 4 Schémas statique du limon	66
Figure IV. 5 : Schéma statique de la poutre palière.....	68
Figure IV. 6 : schéma statique de la console.....	69
Figure IV. 7 escalier a 3 volées	71
Figure IV. 8 Vue en plan et coupe de l'escalier	71
Figure IV. 9 Vue en plan et coupe de l'escalier	76
Figure IV. 10 : Schémas statique du limon	78
Figure IV. 11 : Schémas statique de la poutre palière.....	79
Figure IV. 12 : escalier hélicoïdal	81
Figure V. 1 : disposition des solives dans une trame de 6m	87
Figure V. 2 : éléments constructifs du plancher mixte	87
Figure V. 3 : Schéma de la trame supportant les planchers.	88
Figure V. 4 : Schéma statique de la solive	89
Figure V. 5 : Largeur de la dalle effective	92
Figure V. 6 Diagramme des contraintes a la flexion simple	95
Figure V. 7 : Diagramme des contraintes normales finales en MPa.....	96
Figure V. 8 Diagramme des contraintes du au retrait.....	97
Figure V. 9 Diagramme des contraintes finales	97
Figure V. 10 Schéma de position des connecteurs.....	98
Figure V. 11 schéma détaillé d'un goujon	99
Figure V. 12 : Schéma statique du sommier type 1.....	102
Figure V. 13 : Sommier sous charge répartie.....	102
Figure V. 15 Schéma statique du sommier type 2.....	104
Figure V. 16 Sommier sous charge répartie.....	104
Figure V. 18 : Ferrailage de la dalle.....	110
Figure VI. 1 disposition des contreventements	112
Figure VI. 2 schéma statique de la poutre au vent en pignon.....	113
Figure VI. 3 Méthode des coupures.....	115
Figure VI. 4 Vérification de la panne intermédiaire	119
Figure VI. 5 . Palée de stabilité en long pan.....	122
Figure VI. 6 Méthode des coupures	123
Figure VII. 1: Vue 3D de la structure a modélisée avec ROBOT	126
Figure VII. 2 : Schéma du spectre de réponse suivant X.....	133
Figure VII. 3 : Schéma du spectre de réponse suivant Y.....	134
Figure VII. 4 : Mode de déformation (01).....	135

Figure VII. 5 : Mode de déformation (2).	136
Figure VII. 6 : Mode de déformation (3).	136
Figure VIII. 1 Illustration de la traverse la plus sollicitée.	143
Figure VIII. 2 : Illustration du poteau le plus sollicité.	149
Figure IX. 1 Représentation de l'assemblage Poteau –Traverse.	159
Figure IX. 2 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.	163
Figure IX. 3 : Détail d'assemblage des diagonales.	166
Figure IX. 4 : longueurs des soudures.	167
Figure IX. 5 Vue de face de l'échantignole.	167
Figure IX. 6 Assemblage solive-poutre principale.	168
Figure IX. 7 : Disposition des boulons.	169
Figure IX. 8 : Schéma de cisaillement du bloc.	170
Figure IX. 9 Assemblage poteau-poutre maitresse.	171
Figure IX. 10 : Assemblage platine poteau.	172
Figure IX. 11 : Assemblage platine poutre.	174
Figure IX. 12 : Assemblage cornière poutre	175
Figure IX. 13 : Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.	176
Figure IX. 14 : Assemblage des diagonales sur gousset.	178
Figure IX. 15 : Vue de l'assemblage de la palée de stabilité en 3D.	179
Figure IX. 16 : Tige d'encrage du pied du poteau.	183
Figure IX. 17 : Dispositions constructives	183
Figure IX. 18 Disposition des tiges d'encrages	184
Figure IX. 19 Vérification de la section 2-2	187
Figure IX. 20 : Vérification de la section 3-3	187
Figure X. 1 : Dimension de la semelle.	191
Figure X. 2 : Schéma de ferrailage de la semelle.	200
Figure X. 3 : Schéma de ferrailage des longrines.	202
Figure X. 4 : section du fut à ferrailer.	202
Figure X. 5 : Schéma de ferrailage des futs.	204
Figure XI. 1 : Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V1.	207
Figure XI. 2 : Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V2.	208

Table des tableaux

Tableau I. 1 Valeurs recommandées pour les flèches verticales.	9
Tableau II. 1 Les valeurs de Cd.	14
Tableau II. 2 : Valeurs de Cr.	15
Tableau II. 3 : Les valeurs de Ce.	15
Tableau II. 4 : Les valeurs de la pression dynamique.....	16
Tableau II. 5 : Cpe correspondant à chaque zone de parois verticales sens V1	18
Tableau II. 6 : Valeur de Cpe pour la toiture sens V1.....	19
Tableau II.7 : Valeurs des pressions qj pour le RDC+ 1er étage sens V1.....	20
Tableau II. 8 : Valeurs des pressions qj pour le niveau2 sens V1	20
Tableau II. 9 : Valeurs des pressions qj pour le niveau3 sens V1.....	20
Tableau II. 10 : Valeurs des pressions qj pour la toiture sens V1.	20
Tableau II. 11 : Valeurs des pressions qj pour la toiture sens V1.	21
Tableau II. 12 : Valeurs de Cpe,10 pour la toiture sens V2.	23
Tableau II. 13 : Valeurs des pressions qj pour le RDC sens V2.	24
Tableau II.14 : Valeurs des pressions qj pour le Premier étage sens V2.....	24
Tableau II.15 : Valeurs des pressions qj pour le Deuxième étage sens V2.....	24
Tableau II.16 Valeurs des pressions qj pour la Toiture sens V2.	24
Tableau II.17 : Valeurs des pressions qj pour la Toiture sens V2.	25
Tableau II. 18 : Valeurs des pressions qj pour la Toiture sens V2.	25
Tableau II. 19 : Valeurs des pressions qj pour la Toiture sens V2.	25
Tableau II. 20 : Cpe,10 correspondant à chaque zone de parois verticales sens V3	27
Tableau II. 21 : Valeurs des pressions qj pour le RDC+niveau 1 sens V3.....	28
Tableau II. 22 : Valeurs des pressions qj pour le niveau2 sens V3.	28
Tableau II. 23 : Valeur de Cpe pour la toiture sens V3.	29
Tableau II. 24 : Valeurs des pressions qj pour la toiture sens V3.	29
Tableau II. 25 : Valeurs des pressions qj pour la toiture sens V3.	30
Tableau II. 26 : Valeurs des pressions qj pour le RDC+niveau 1 sens V4.....	31
Tableau II. 27 : Valeurs des pressions qj pour le niveau2 sens V4.	31
Tableau II. 28 : Valeurs des pressions qj pour le niveau3 sens V4	31
Tableau II. 29 : Valeurs de Cpe,10 pour la toiture sens V4	32
Tableau II. 30 : Valeurs des pressions qj pour la Toiture sens V4	32
Tableau II. 31 : Valeurs des pressions qj pour la Toiture sens V4	33
Tableau II. 32 : Valeurs des pressions qj pour la Toiture sens V4	33
Tableau II. 33 : Valeurs des pressions qj pour la Toiture sens V4	33
Tableau II. 34 : Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V1.....	35
Tableau II. 35 Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V2.....	37
Tableau IV. 1 récapitulatif des éléments calculés.....	85
Tableau V. 1 récapitulatif de calcul des éléments.....	106

Tableau VI 1 Evaluation des efforts horizontaux	114
Tableau VII. 1 : Pénalité de vérification.....	130
Tableau VII. 2 : Pourcentage de participation de masse.	134
Tableau VII. 3 : Combinaisons de calcul.....	137
Tableau VII. 4 Vérification de l'effort tranchant à la base.....	138
Tableau VII. 5 : Déplacement max en situation durable.	138
Tableau VII. 6 : Déplacement selon le sens X-X.	139
Tableau VII. 7 : Déplacement selon le sens Y-Y.	139
Tableau VII. 8 : Effet P- Δ suivant X-X.	141
Tableau VII. 9 : Effet P- Δ suivant Y-Y.	141
Tableau IX. 1 : Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier.....	157
Tableau IX. 2 : Valeur du coefficient de frottement μ selon la surface.....	158
Tableau IX. 3 : Principales caractéristiques géométrique.....	159
Tableau IX. 4 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué	177
Tableau X. 1 : Les sollicitations à la base des poteaux HEB300.....	190
Tableau X. 2 : Les sollicitations à la base de la semelle.	194
Tableau X. 3 : Vérification des contraintes dans le sol.....	195
Tableau X. 4 : Les armatures des semelles.	199
Tableau XI. 1 : Valeurs des forces horizontales et verticales dans le sens V1 et coordonnées des points d'application.....	206
Tableau XI. 2 : Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V2 et coordonnées des points d'application.	208
Tableau XI. 3 : Réaction à la base due aux effets sismiques.	209
Tableau XI. 4 : Vérification au renversement sous l'effet du séisme.....	210

Introduction générale

La construction métallique est un domaine, qui répond aux besoins actuels de la construction. Ce dernier a subi une grande progression, fruit de développement et de recherche de nouvelles méthodes de calcul permettant une meilleure optimisation.

Selon la destination, la construction métallique se divise en deux grandes catégories: la charpente métallique (bâtiments, halls, ponts, tours, etc.), et la chaudronnerie (réservoirs, cuves, etc.). Une telle construction est maintenue par une ossature métallique, résultante de l'assemblage de différents composants, cet assemblage doit être conçu globalement de manière à assurer que la structure réalisée répond à son usage, c'est-à-dire respecter ultérieurement et tout au long du processus de l'étude, la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de toutes les actions qui lui sont appliquées; assurer la cohérence des déformations relatives des systèmes structurels.

La réalisation des structures se fait avec des matériaux et chacun d'entre eux a ses spécificités tant sur le plan conceptuel que technique et mécanique. Matériau de structure, mais aussi de plancher, de façade, de couverture, de cloisonnement, d'aménagement, l'acier peut être partout présent dans un édifice, et ce à des degrés très divers, en gros œuvre comme en second œuvre, suivant le désir des concepteurs et des clients. Il représente un choix déterminant dès la conception, structurel notamment, qui exige rigueur et précision mais qui donne maîtrise du projet, liberté de création et choix de solutions adaptées.

L'acier est un matériau dont la préparation et la mise en forme se fait en grande partie en usine et dont les éléments arrivent sur le chantier finis et prêts à être montés et associés à d'autres matériaux formant ainsi l'ouvrage. La logique de la construction avec l'acier est une logique d'assemblage, où l'ossature se fait par points porteurs de type poteaux-poutres, sur lesquels viennent se greffer les éléments de planchers, d'enveloppe et de partitions. Là aussi, l'anticipation des choix techniques permet de tirer parti au mieux des possibilités architecturales du matériau.

Dans ce contexte, notre choix de projet de fin d'étude de Master s'est porté sur l'étude d'un ouvrage en ossature métallique. Cet ouvrage est un hangar constitué d'un rez-de-chaussée et de trois mezzanines, qui sera implanté à Iazouguen wilaya de Bejaia.

L'étude de la structure est menée essentiellement en utilisant le logiciel d'éléments finis Robot qui permet à la fois de modéliser, d'analyser et de dimensionner différents types de structures. Ainsi après un pré dimensionnement des différents éléments de la structure, un modèle 3D de celle-ci est implémenté dans le logiciel.

CHAPITRE I Présentation de l'ouvrage

1. INTRODUCTION

Notre projet consiste à une étude d'une structure en charpente métallique de forme en L avec toiture à deux versants. Ainsi que des planchers mixtes acier-béton. Ce hangar servira comme unité de fabrication plastique.

2. SITUATION DE PROJET

Le présent projet sera implanté a Bejaia sur la **RN 24** au lieu dit IAZOUGUENE qui est une zone classée selon le RPA99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (IIa).

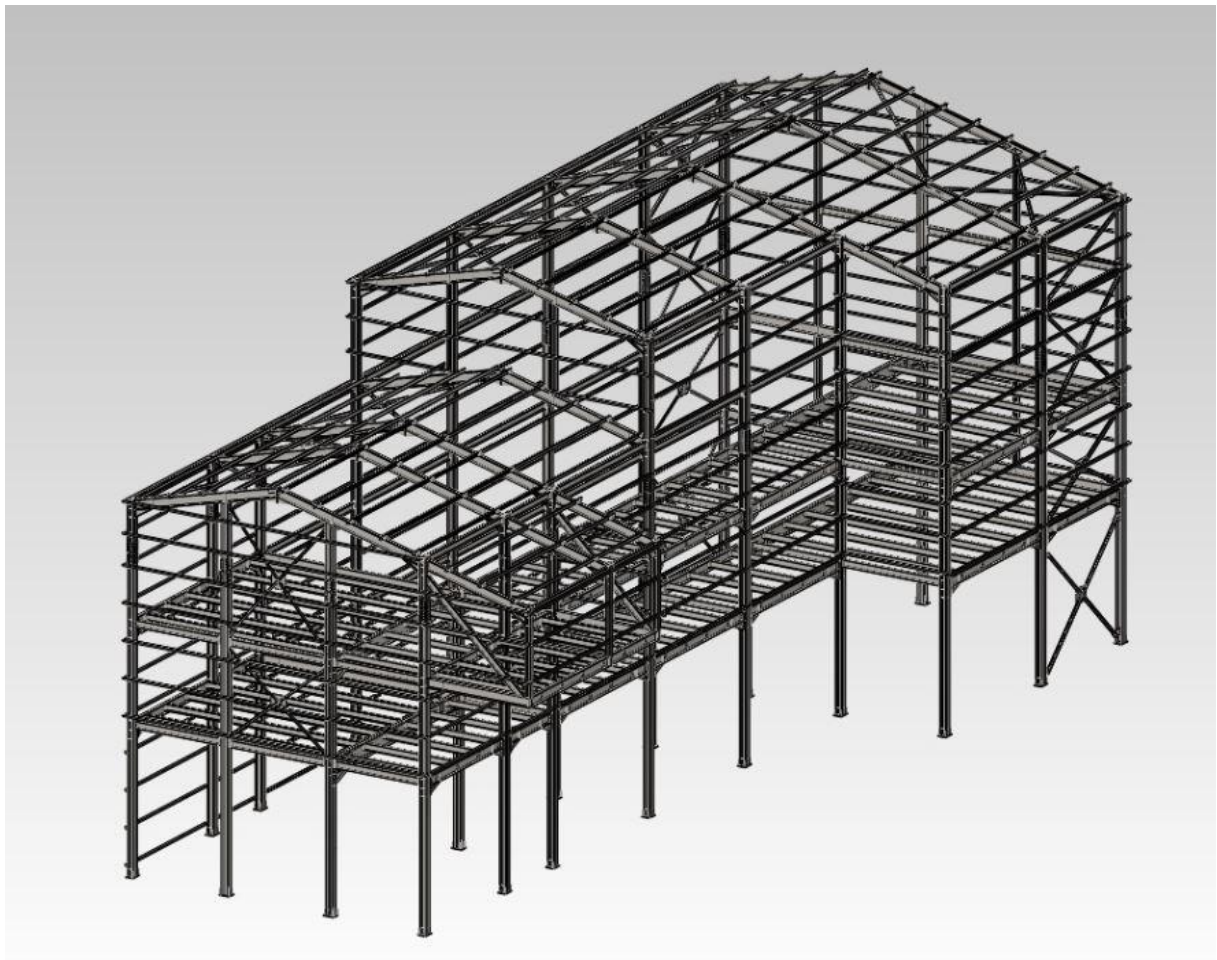


Figure I. 1 Vue d'ensemble du projet

3. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

3.1 GEOMETRIE DE L'OUVRAGE :

Comme il est illustré dans les plans précédents :

- Longueur totale en plan 37 m
- Largeur totale en plan11.2m ; 15.2m
- La plus grande hauteur.....14.5m ; 17.93m
- La hauteur des mezzanines5.5m ;9m ;12.07m
- La hauteur de la toiture2.43 m
- Pente de la toiture43 %
 - Voir l'annexe A

3.2 ETUDE DE SOL :

L'étude de sol a été réalisée par le Laboratoire de l'Habitat et de la Construction de l'Est (LHCE); Le sol est constitué essentiellement par des remblais et des argiles marneuses graveleuses à caillouteuses, et des marnes schisteuses altérées, oxydées et des marnes schisteuses moyennement compactes friables, On le classe dans la catégorie de site ferme. A l'issue de cette étude, il en ressort :

- une contrainte admissible $\sigma_{adm} = 1.8 \text{ bar}$

3.3 PLANCHERS :

Le plancher composant les structures horizontales sont des planchers mixtes acier- béton à dalles collaborantes dont la composition est illustrée sur la figure ci-dessous.

Le bac d'acier est un profilé en tôle nervurée laminée à froid. Cet élément sert non seulement comme armature mais aussi de coffrage pour la dalle en béton armé. A cet effet, il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.

Les planchers reposent sur un ensemble de poutres (principales) et de solives (secondaires) métalliques de type IPE ou HEA en acier de construction dont la nuance est conforme à la norme EN 10 025.

La liaison entre la dalle mixte collaborante et les poutres porteuses est assurée par des goujons connecteurs comme indiqué sur la figure ci-dessous (détail A)

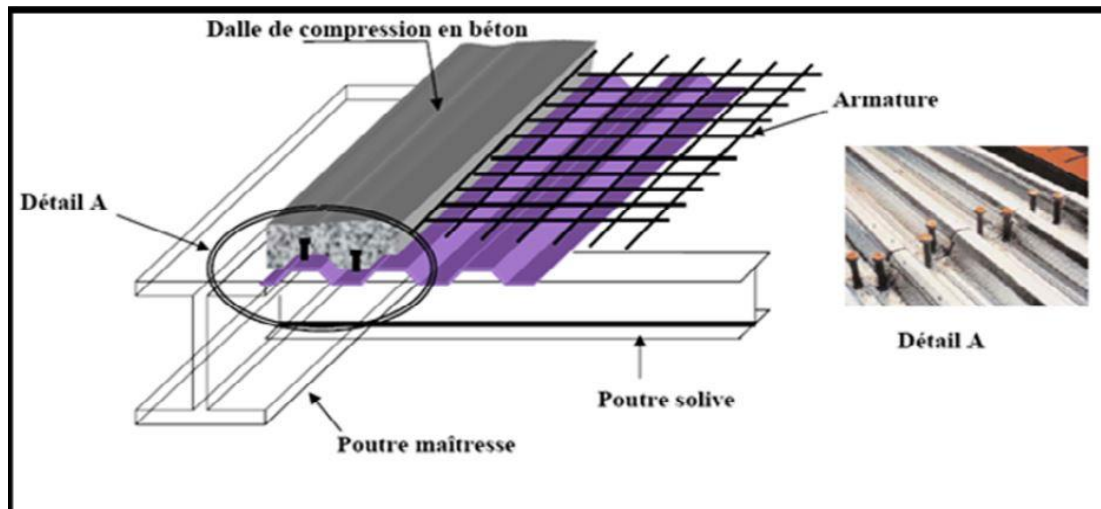


Figure I.2 Détail de la dalle mixte collaborante

3.4 TOITURE

La toiture est en charpente métallique à deux versants. Elle est constituée de bacs de couverture en panneaux sandwichs reposant sur des pannes en IPE, et de poutres au vent.

Les panneaux sandwichs nous offre plusieurs avantages on site parmi eux :

- L'isolation et l'étanchéité
- Une bonne capacité portante
- Un gain de temps appréciable au montage.
- La rapidité d'exécution

3.5 L'ESCALIER :

Les escaliers sont des éléments d'ouvrage permettant de passer d'un étage à un autre. Ils sont en structure métallique, constituées de deux limons en profilés UPE, entre les deux limons on dispose des cornières en tôles striées.

3.6 CONCEPTION DU SYSTEME DE FONDATION :

Conformément aux recommandations de l'étude de sol, Le système de fondations sera de type fondations superficielles en semelles isolées. Ce type de fondation est convenable vu la légèreté des bâtiments en charpente métallique par rapport à ceux du béton armé.

3.7 MATERIAUX UTILISE :

A) Acier :

L'acier est constitué d'au moins deux éléments, le fer ; très majoritaire, et le Carbone dans les proportions comprises entre 0.1% pour l'acier doux a 0.85% pour l'acier dur.

Outre le fer et le Carbone, l'acier peut comporter d'autre éléments qui lui sont associés soit :

- Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont les impuretés qui altèrent les propriétés des aciers.
- Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome...etc. ces derniers ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (Résistance à la rupture, dureté, ductilité, résistance vis-à-vis de la corrosion,...).

❖ Propriété de l'acier :

1. Résistance :

Les nuances d'aciers et leurs résistances limites sont citées dans les Eurocodes 03et04 ainsi que le DTR CCM97 et ce, conformément à la norme EN 10 025. Pour notre ouvrage; notre choix s'est porté sur la nuance S235 qui présente les meilleurs propriétés de ductilité.

2. Ductilité :

L'acier de construction choisi doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $f_u / f_y > 1,2$
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20 \epsilon_y$)
- A la rupture l'allongement relatif ultime ϵ_u doit être supérieure ou égal à 15%.

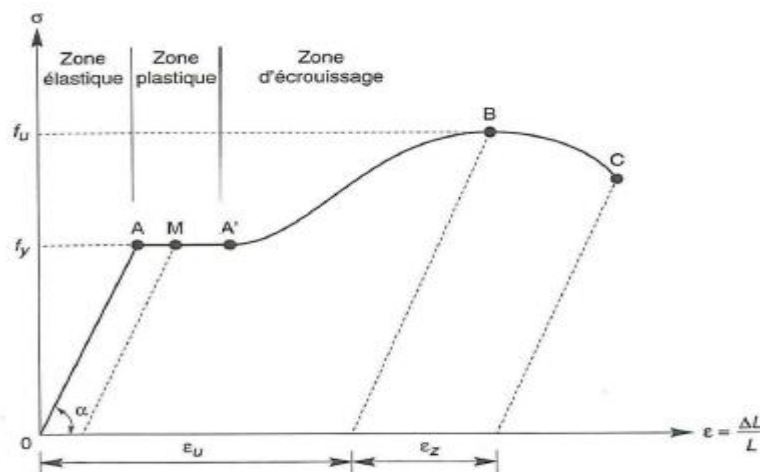


Figure I. 3: diagramme effort/déformation

3. Propriétés mécaniques :

- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg / m}^3$
- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité transversale : $G = \frac{E}{2*(1+\mu)} + 0.4 * E_a$

- Coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12.10^{-6}/^{\circ}\text{C}$.

B) Le béton :

Le béton est un mélange de matériaux inertes « granulats » (sable, graviers), liants hydrauliques (ciment) ; de l'eau et éventuellement des adjuvants. Le mélange ainsi obtenu est appelé "Béton frais" celui-ci commence à durcir après quelques heures et à atteindre progressivement sa résistance caractéristique.

Le béton à utilisé sera dosé à $350\text{KG}/\text{M}^3$ de ciment (**CRS – CEM I 52,5 N – ES – NA 443**)

❖ Propriétés du béton :

Le béton utilisé sera de classe C25 avec :

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

4. Règlements Utilisés :

- **RNV A99** : l'étude climatique se fera selon le règlement neige et vent Algérien 1999.
- **CCM97** et **Eurocodes 3** : l'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se feront conformément aux CCM97 et à l'Eurocode 3.
- **Eurocode 04** : conception et dimensionnements des structures mixtes acier-béton
- **RPA 99 V2003** : l'étude sismique se fera suivant le règlement parasismique Algérien RPA2003 version 2003.
- **DTR B.C.2.2** : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **C. B. A 93** ou **B.A.E.L91** : les éléments en béton arme seront calculés aux états limites conformément aux C. B. A 93 ou **B.A.E.L91**.

4.1 Les Actions prises en compte :

Ce sont l'ensemble des forces et des couples dus aux charges auxquelles l'ouvrage sera soumis :

- Charges Permanentes : G
- Charges d'exploitations : Q
- Charges climatiques : le vent W et la neige S.
- Charges Sismiques : E.

4.2 Les Combinaisons d'actions :

4.2.1 Situation durable :

a) Etat Limite Ultime :

Les états limites ultimes concernent la sécurité, telle la résistance aux charges, la stabilité et l'équilibre, lorsque la structure atteint le point où elle devient dangereuse pour l'usage auquel elle est destinée.

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Cas d'une seule action variable Q : $1.35 G_{\min} + G_{\max} + 1.5 Q$
- Cas de plusieurs actions variables Q_i : $1.35 G_{\min} + G_{\max} + 1.35 (\Sigma Q_i)$

Avec :

G_{\min} : Le poids propre pour l'action permanente défavorable.

G_{\max} : Le poids propre pour l'action permanente favorable.

Q : La surcharge d'exploitation.

b) Etat Limite de Service

Les états limites de service concernent les états où la structure, bien que « fonctionnelle », commence à se comporter de façon non satisfaisante en raison, par exemple, de vibrations ou de déformations ou flèches excessives.

Le dimensionnement ou la vérification à l'ELS est basé sur la limitation des déformations (ou des flèches pour les travées de poutres et de déplacement horizontaux pour les têtes de poteaux)

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Cas d'une seule action variable Q : $G + Q$
- Cas de plusieurs actions variables Q_i : $G + 0.9 (\Sigma Q_i)$

4.2.2 Situations accidentelles « RPA 99 version 2003 article 5.2 » :

Ce sont des actions qui ne surviennent que rarement durant la vie de l'ouvrage mais dont les conséquences peuvent être très néfastes, si des dispositions ne sont pas prises lors de la conception et de la réalisation de l'ouvrage. Parmi ces actions, on peut répertorier :

- l'action sismique notée E
- le choc, l'incendie, l'explosion, etc....

Pour la détermination des sollicitations de calcul en situation accidentelle, les combinaisons d'actions à considérer sont celles mentionnées dans le RPA 99 article 5.2 ; Elles sont comme suit :

- $G + Q + E$;
- $0.8 G \pm E$: cette combinaison a été adoptée dans le cas où l'effet de G est favorable.

5. Limites des flèches et des déplacements :

Les structures en acier et leurs composants doivent être dimensionnés de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagée du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés

Les valeurs limites recommandées pour les flèches verticales sont résumées dans le tableau 4.1 du CCM97 comme suit:

Conditions	f (flèche dans l'état final)
Toitures en général	L/200
Toiture supportant fréquemment du personnel autre que le personnel d'entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autre matériaux fragiles ou rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime)	L/400
Cas où F max peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250

Tableau I. 1 Valeurs recommandées pour les flèches verticales.

CHAPITRE II Etudes climatique

I- ACTION DU VENT

Introduction

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

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

Les valeurs de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs

- De la région
- De site d'implantation
- De la hauteur de la construction
- De la forme géométrique de la construction
- De la rigidité de la construction

vu que la structure n'est pas symétrique ; quatre cas possible sont envisageable selon le sens du vent.

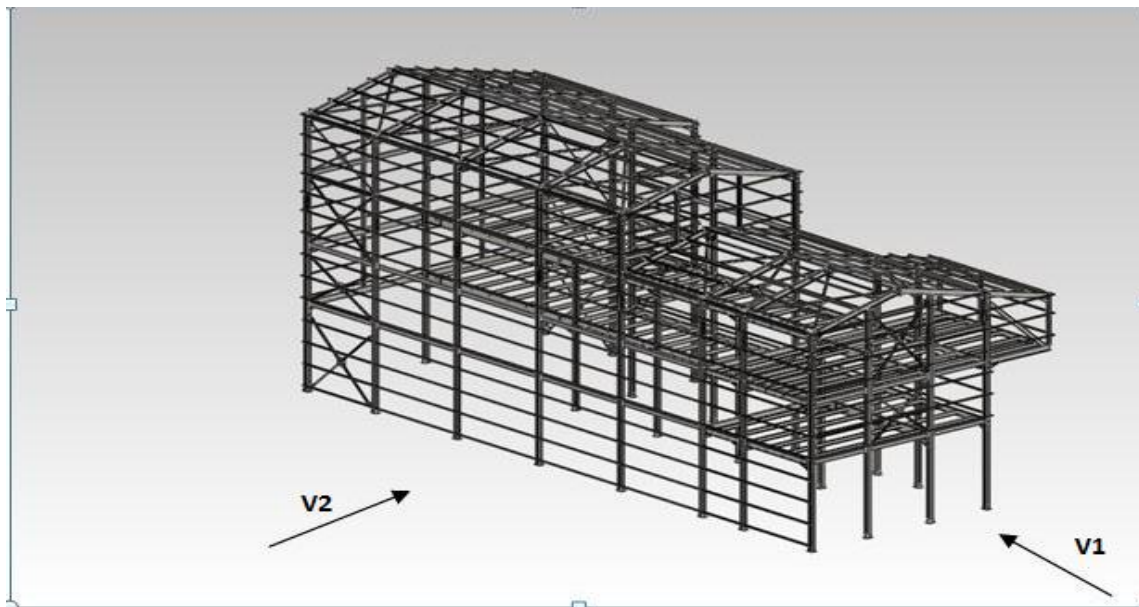


Figure II. 1 Vent sur façade principale et long pan West

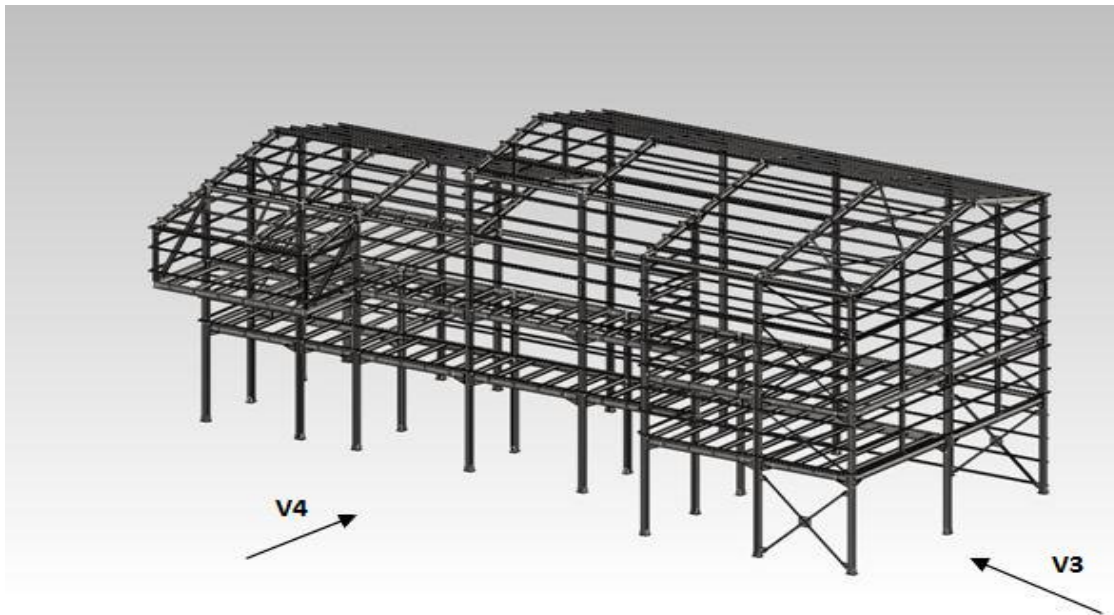


Figure II. 2 Vent sur façade Est et Pignon nord

2. Détermination des différents paramètres ou coefficient de calcul :

a. Effet de la région :

D'après le RNVA 99, notre Projet est situé à Bejaïa qui est classé en zone I. Par conséquent, selon le tableau 2-3 du RNVA99, la pression de référence est comme suit : $q_{ref}= 375 \text{ N/ m}^2$.

b. Effet du site :

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

La structure sera implantée dans une zone suburbaine d'où :

- Le facteur de terrain $K_T=0.22$
 - Le paramètre de rugosité $z_0=0.3$
 - La hauteur minimal $Z_{min}=8\text{m}$.
- } (tableau 2-4, chapitre II RNVA99).

Avec :

K_T : Le facteur de terrain.

$z_0(\text{m})$: Le paramètre de rugosité.

$Z_{min}(\text{m})$: La hauteur minimale.

c. Coefficient de topographie

Le site d'implantation est situé aux alentours des collines, d'où un coefficient de topographie $C_T=1.15$ (Tableau 2-5, chapitre II RNVA99).

d. Calcul du coefficient dynamique C_d :

C_d est donné en fonction de :

- b (en m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.

H (en m) qui désigne la hauteur totale de la construction

La structure de notre bâtiment étant métallique, on utilise l'abaque si dessous pour la détermination du coefficient C_d pour chaque direction.

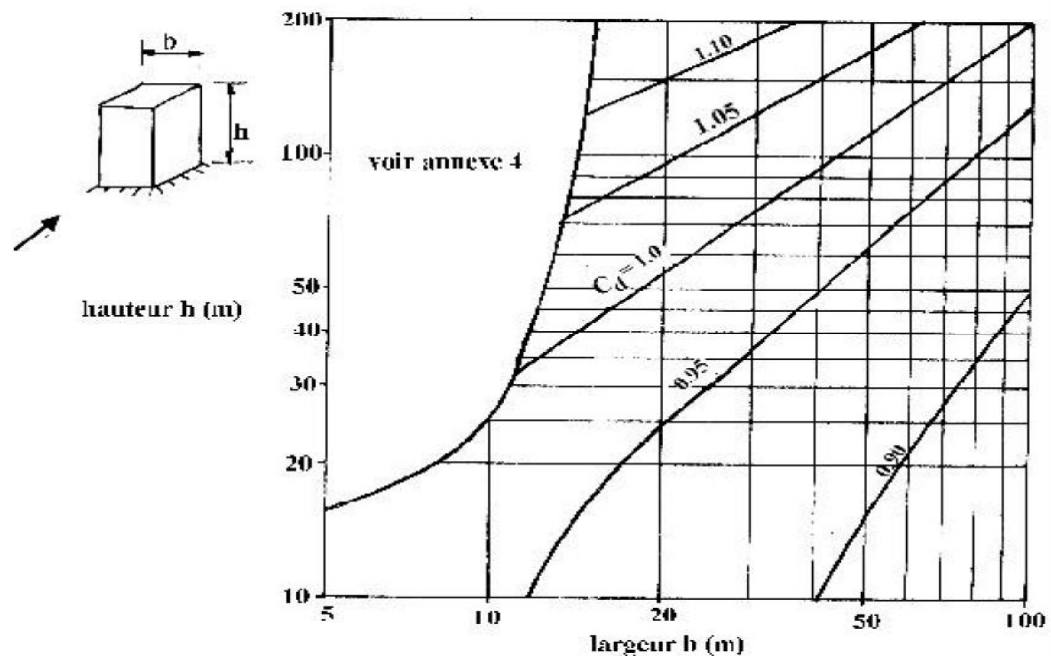


Figure II. 3: Valeurs de C_d pour les structures métalliques. (RNVA. P.51 figure 3.2)

- **Direction longitudinale du vent V1 et V3 :** La lecture donnera pour : $b_1=15.2\text{m}$ et $h=17.93\text{m}$; après interpolation on obtient : $C_d=0,96$
- **Direction transversale du vent V2 et V4 :** La lecture donnera pour : $b_2=37\text{m}$ et $h=17.93\text{ m}$; après interpolation on obtient : $C_d=0,92$

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

Les valeurs de C_d sont résumées dans le tableau suivant :

Direction du vent	h (m)	b (m)	C _d
V1	17.93	15.2	0.96
V2	17.93	37	0.92

Tableau II. 1 Les valeurs de C_d.

3. Calcul de la pression :

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

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

4. Détermination de la pression q_{dyn} :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître -couple en éléments de surface j horizontaux, selon la procédure **3.1.1 du chapitre 2 du RNVA99** ; qui stipule que : les constructions avec planchers intermédiaires (bâtiments, tours, etc.) dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteurs égales à la hauteur d'étage ; n est le nombre de niveaux de la construction .

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

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

Avec :

C_e : le coefficient d'exposition au vent.

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

5. Coefficient de rugosité Cr :

Le coefficient de rugosité Cr(z) traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est donné par la relation (2.15-chapitre 2)

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

Avec :

K_T : Facteur de terrain ;

Z₀ : Paramètre de rugosité ;

Z_{min} : Hauteur minimale ;

Z : Hauteur considérée ;

Les valeurs des C_r sont résumées dans le tableau suivant :

Niveau	$z_j(m)$	Z(m)	C_r
RDC	5.5	2.75	0.72
NIV 1	3.5	7.25	0.72
NIV 2	3.07	10.53	0.78
NIV 3	3.43	13.78	0.84
Toiture niv +14.5	2.43	14.5	0.85
Toiture niv +17.93	2.43	17.93	0.90

Tableau II. 2 : Valeurs de C_r .

6. Calcul de coefficient d'exposition (C_e) :

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, en outre il tient compte de la nature turbulente du vent.

Dans notre cas, la structure est **peu sensible** aux excitations car $C_d < 1.2$

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

NIVEAU	$C_T(z)$	$C_R(z)$	C_e
RDC	1.15	0.72	1.96
1 ^{er} étage	1.15	0.72	1.96
2 ^{ème} étage	1.15	0.78	2.18
3eme etage	1.15	0.84	2.42
Toiture niv +14.5	1.15	0.85	2.46
Toiture niv +17.93	1.15	0.90	2.66

Tableau II. 3 : Les valeurs de C_e .

7. Valeur des pressions dynamiques q_{dyn} :

- Selon la relation :

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

On peut calculer les valeurs des pressions dynamiques sous le tableau suivant :

NIVEAU	Q_{ref} (N/m ²)	C_e (Zj)	$q_{\text{dyn}}(z_j)$ (N/m ²)
RDC	375	1.96	735
1 ^{er} étage	375	1.96	735
2 ^{ème} étage	375	2.18	817.5
3 ^{eme} étage	375	2.42	907.5
Toiture niv+14.5	375	2.46	922.5
Toiture niv+17.93	375	2.66	997.5

Tableau II. 4 : Les valeurs de la pression dynamique

8. Détermination des coefficients de pression :

Cette étape concerne les quatre directions du vent considérées.

8.1. Vent perpendiculaire au pignon (Sens V_1) :

a. Coefficient de pression extérieure C_{pe} :

➤ Parois verticales :

On se réfère au paragraphe 1.3.1 du chapitre 5 à la figure (5.14) du RNVA99 pour la détermination des différentes zones de pression.

Les valeurs de coefficients de pression extérieurs pour les constructions a base en L,T et y sont déterminé comme suite

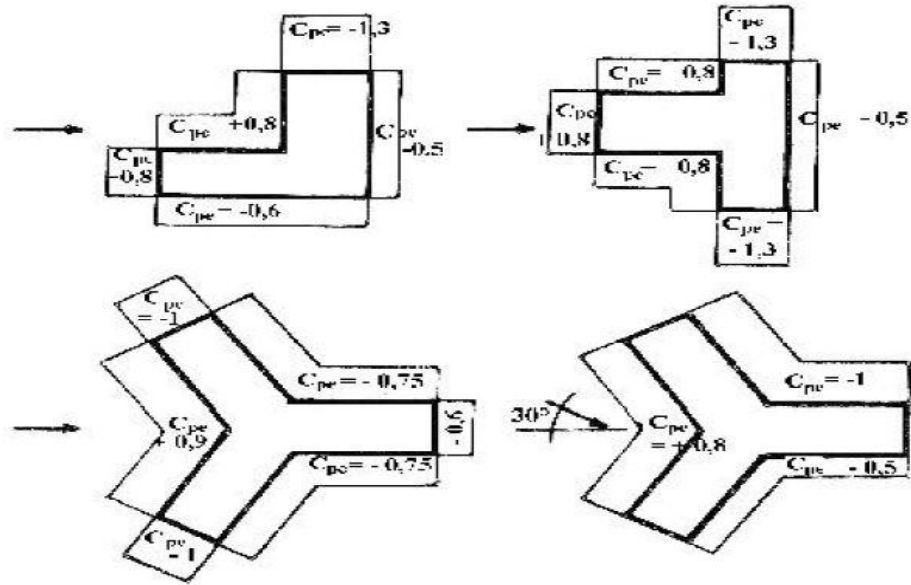


Figure II. 4: coefficient des pressions extérieures pour des parois verticale a base de L,T et Y (RNVA P.77.figure 5.14)

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

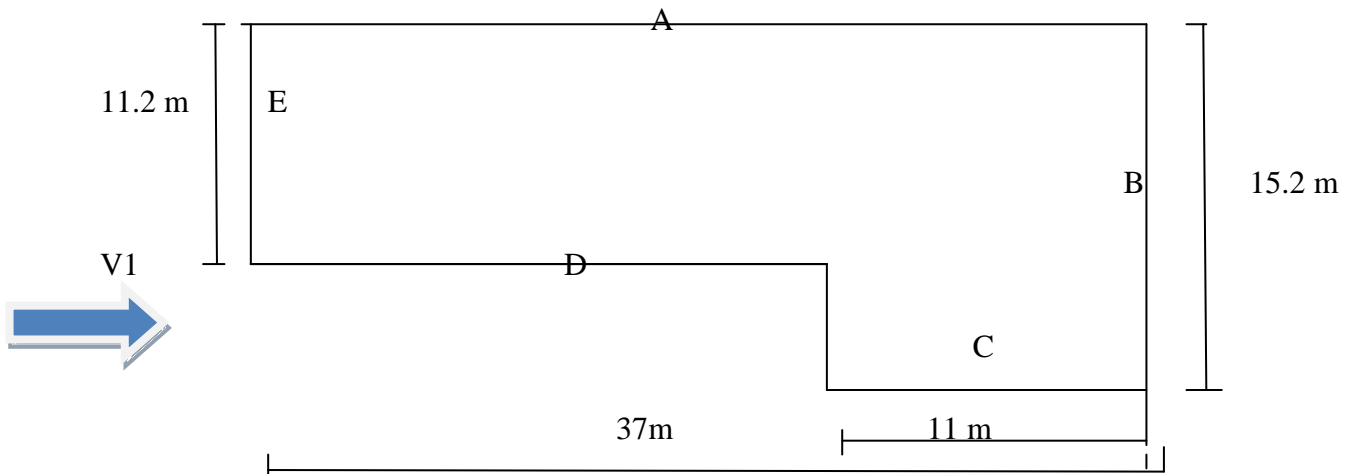


Figure II. 5: Vue en plan des zones de pression sens V1

Les valeurs des C_{pe} sont données dans le tableau ci-dessous :

A	B	C	D	E
-0.6	-0.5	-1.3	0,8	-0.8

Tableau II. 5 : C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticales sens V1

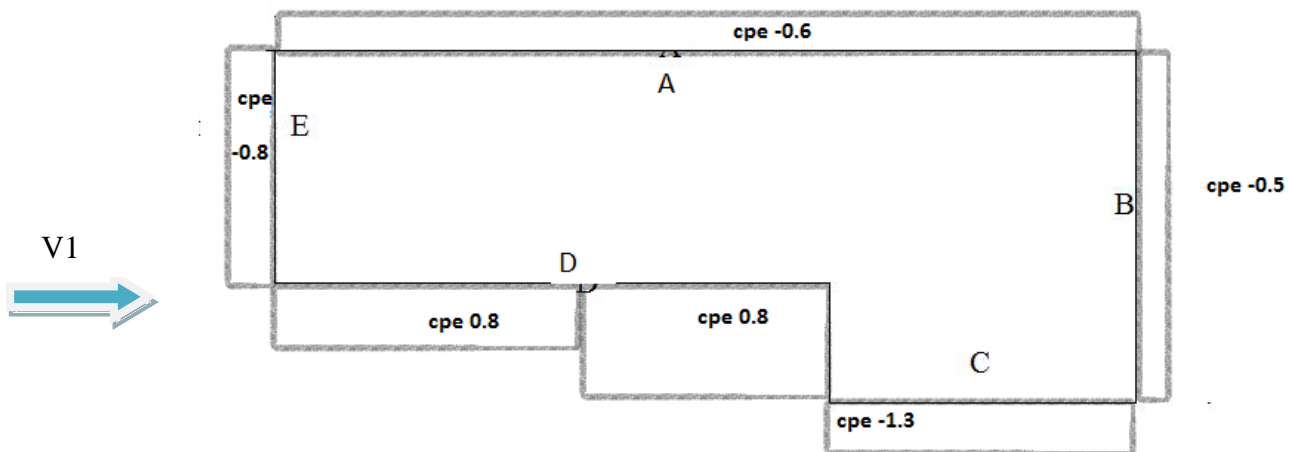


Figure II. 6: C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticales sens V1

➤ **Toiture :**

Dans notre cas la toiture est à deux versants avec une pente de 43% ce qui nous donne un angle $\alpha=23.45^\circ$; Selon RNVA 99 (§1.1.5 chap5) Les différentes zones de pression F, G, H, J et I sont représentées sur la figure suivante :

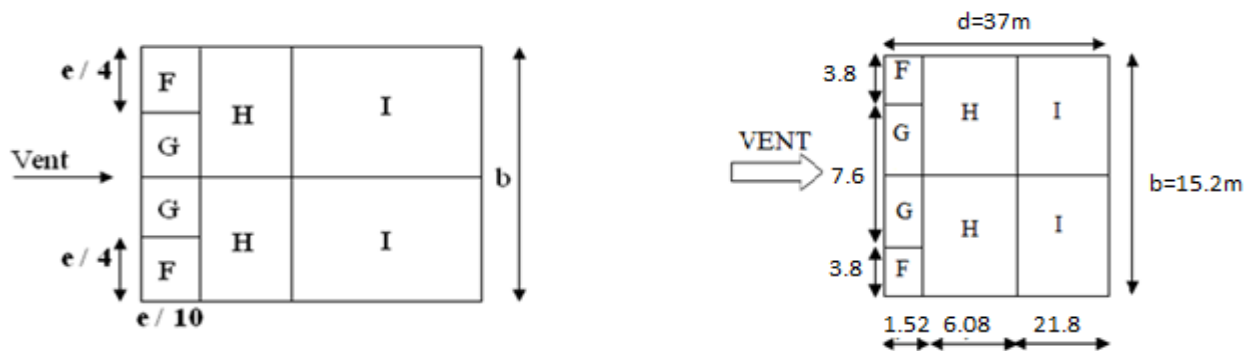


Figure II. 7: Répartition des zones de pression sur la toiture sens V1.

Les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha=15^\circ$ et $\alpha=30^\circ$ tirées du tableau 5.4 RNVA99 page 70, et $\theta=90^\circ$.

C_{pe}	F	G	H	I
	-1.32	-1.5	-0.68	-0.5

Tableau II. 6 : Valeur de Cpe pour la toiture sens V1.

F -1.32	H -0.68	I -0.5
G -1.5	H -0.68	I -0.5
F -0.5		

Figure II. 8: Valeurs de Cpe pour la toiture sens V1.

b. Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

D’après le paragraphe (§2.2.2 chap 5) du RNVA99 : Dans le cas de bâtiments avec cloisons intérieures, les valeurs suivantes doivent être utilisées : $C_{pi} = + 0,8$ (surpression intérieure) et $C_{pi} = - 0,5$ (dépression intérieure)

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} C_{pi} = -0,5 \\ C_{pi} = +0,8 \end{array} \right.$$

c. Calcul des pressions :

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

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

On obtient les valeurs des pressions q_j . Données dans les tableaux suivants :

1) Parois verticales :

Niveau RDC + 1^{er} étage

ZONE	C_d	Q_{dyn}	C_{Pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}[N/m^2]$	$q_{j,2}[N/m^2]$
A	0,96	735	-0.6	-0,5	0,8	-70.56	-978.82
B	0,96	735	-0.5	-0,5	0,8	0	-917.28
C	0,96	735	-1.3	-0,5	0,8	-564.48	-1481.76
D	0,96	735	0.8	-0,5	0,8	917.28	0
E	0,96	735	-0.8	-0,5	0,8	-211.68	-1128.96

Tableau II.7 Tableau II. 7 : Valeurs des pressions q_j pour le RDC+ 1er étage sens V1.

Deuxième étage :

ZONE	C_d	Q_{dyn}	C_{Pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}[N/m^2]$	$q_{j,2}[N/m^2]$
A	0,96	817.5	-0.6	-0,5	0,8	-78.48	-1098.72
B	0,96	817.5	-0.5	-0,5	0,8	0	-1020.24
C	0,96	817.5	-1.3	-0,5	0,8	-627.84	-1648.08
D	0,96	817.5	0.8	-0,5	0,8	1020.24	0
E	0,96	817.5	-0.8	-0,5	0,8	-235.44	-1255.68

Tableau II. 8 : Valeurs des pressions q_j pour le niveau2 sens V1

Troisième étage :

ZONE	C_d	Q_{dyn}	C_{Pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}[N/m^2]$	$q_{j,2}[N/m^2]$
A	0,96	907.5	-0.6	-0,5	0,8	-87.12	-1219.68
B	0,96	907.5	-0.5	-0,5	0,8	0	-1132.56
C	0,96	907.5	-1.3	-0,5	0,8	-696.96	-1829.52
D	0,96	907.5	0.8	-0,5	0,8	1132.56	0
E	0,96	907.5	-0.8	-0,5	0,8	-261.36	-1393.92

Tableau II. 9 : Valeurs des pressions q_j pour le niveau3 sens V1.

Toiture niv+14.5 :

ZONE	C_d	Q_{dyn}	C_{Pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}[N/m^2]$	$q_{j,2}[N/m^2]$
F	0.96	922.5	-1.32	-0.5	0.8	-726.19	-1877.47
G	0.96	922.5	-1.5	-0.5	0.8	-885.5	-2036.88
H	0.96	922.5	-0.68	-0.5	0.8	-159.4	-1310.68
I	0.96	922.5	-0.5	-0.5	0.8	0	-1151.28

Tableau II. 10 : Valeurs des pressions q_j pour la toiture sens V1.

Toiture niv+17.93 :

ZONE	C _d	Q _{dyn}	C _{Pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1} [N/m ²]	q _{j,2} [N/m ²]
F	0.96	997.5	-1.32	-0.5	0.8	-785.23	-2030.11
G	0.96	997.5	-1.5	-0.5	0.8	-957.6	-2202.48
H	0.96	997.5	-0.68	-0.5	0.8	-172.36	-1417.24
I	0.96	997.5	-0.5	-0.5	0.8	0	-1244.88

Tableau II. 11 : Valeurs des pressions qj pour la toiture sens V1.

8.2 Vent perpendiculaire au long pan (sens V₂) :

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

a) Coefficient de pression extérieure C_{pe}

➤ Parois verticales :

Pour cette direction du vent on a b=37m, d= 15.2m, h= 17.93m

$$e = \min [b ; 2 \cdot h] = \min [37 ; 2 \cdot 17.93] = 35.86\text{m.}$$

$$e = 35.86\text{m} > d = 12\text{m}$$

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

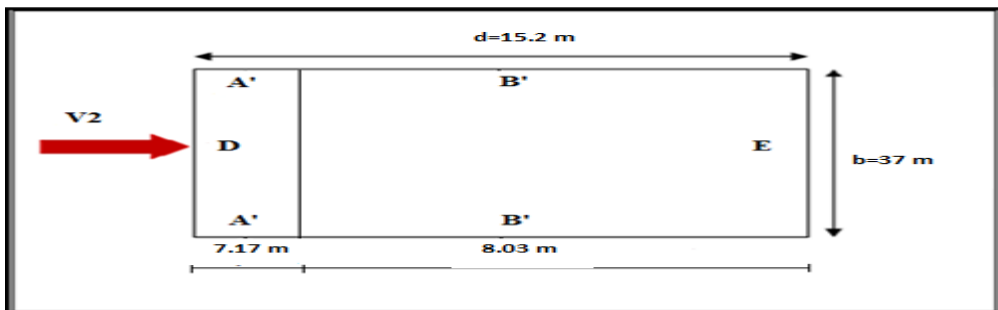


Figure II. 9: Vue en plan des zones pressions sens V2.

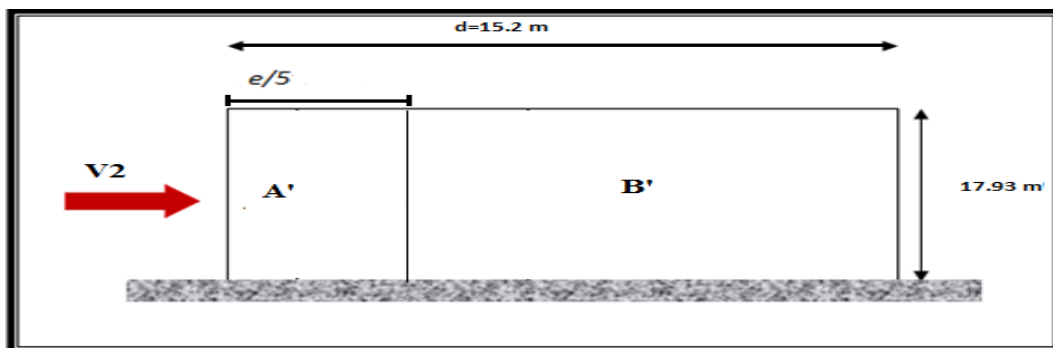


Figure II. 10: Vue en élévation des zones de pressions sens V2.

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

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

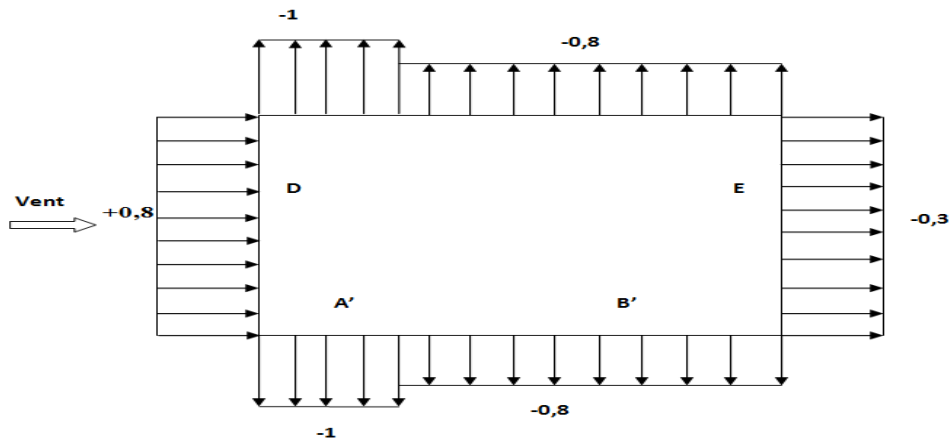


Figure II. 11: $C_{pe,10}$ correspondant à chaque zone de parois verticales sens V2 :

➤ **Toiture**

Pour les versants de toiture, les valeurs des coefficients de pressions extérieurs C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha=15^\circ$ et $\alpha=30^\circ$ tirées du tableau 5.4 RNVA99 pour $\theta=0$.

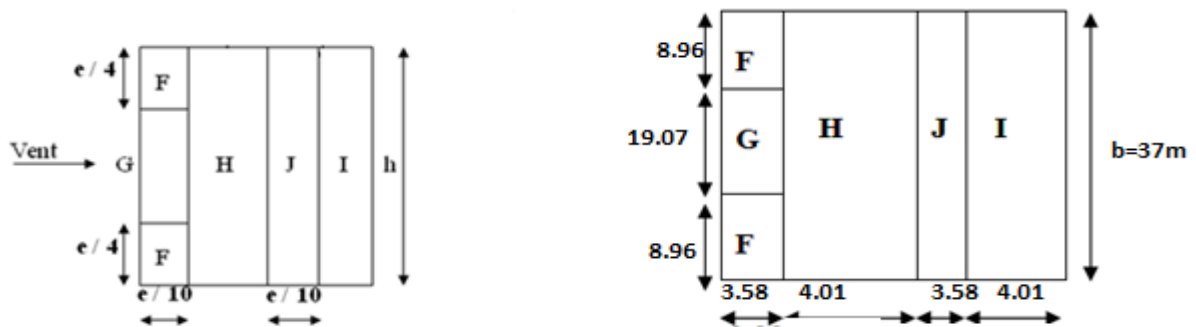


Figure II. 12 : Répartition des zones de pression sur la toiture sens V2.

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

Pour le cas de dépression on a :

α	F	G	H	I	J
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
15°	-0.9	-0.8	-0.3	-0.4	-1
23.45°	-0.67	-0.57	-0.24	-0.4	-0.71
30°	-0.5	-0.5	-0.2	-0.4	-0.5

Tableau II. 12 : Valeurs de $C_{pe,10}$ pour la toiture sens V2.

Pour le cas de suppression :

α	F	G	H	I	J
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
15°	0.2	0.2	0.2	-0.4	-1
23.45°	0.48	0.48	0.31	-0.4	-0.71
30°	0.7	0.7	0.4	-0.4	-0.5

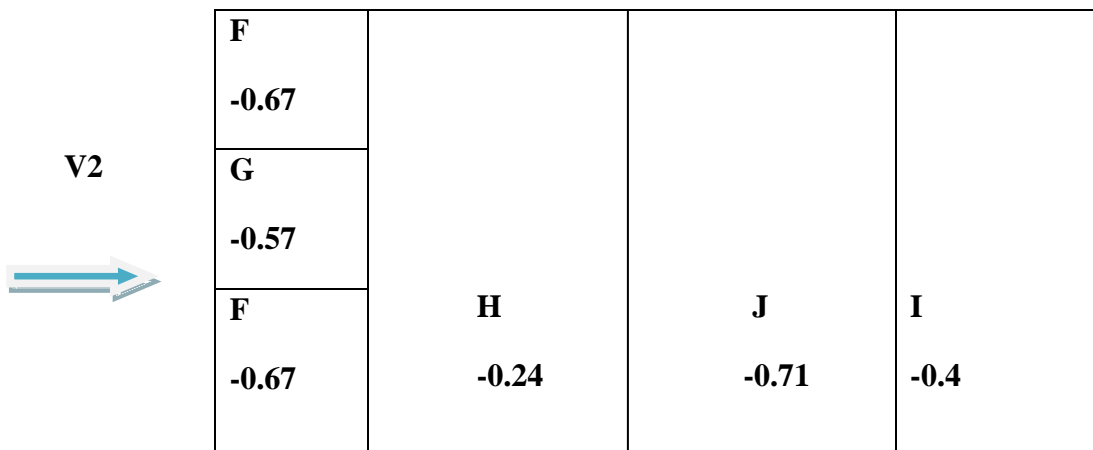


Figure II. 13 : Valeurs de $C_{pe,10}$ pour la toiture.

b) Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5) du RNVA99 on doit utiliser les deux valeurs suivantes :

- $C_{pi,1} = -0,5$
- $C_{pi,2} = +0,8$

c) Calcul des pressions :

En utilisant la formule : $q_j = C_d \cdot q_{dyn}(z_j) \cdot (C_{pe} - C_{pi})$ [N/m²] , On obtient les valeurs des pressions q_j . Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

➤ Parois verticales

Niveau RDC + 1^{er} étage :

ZONE	C _d	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1} [N/m ²]	q _{j,2} [N/m ²]
A'	0,92	735	-1	-0,5	+0,8	-338.1	-1217.16
B'	0,92	735	-0,8	-0,5	+0,8	-202.86	-1081.92
D	0,92	735	+0,8	-0,5	+0,8	879.06	0
E	0,92	735	-0,3	-0,5	+0,8	135.24	-743.82

Tableau II. 13 : Valeurs des pressions qj pour le RDC sens V2.

Deuxième étage :

ZONE	C _d	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1} [N/m ²]	q _{j,2} [N/m ²]
A'	0.92	817.5	-1	-0,5	+0,8	-376.05	-1353.78
B'	0,92	817.5	-0,8	-0,5	+0,8	-225.63	-1203.36
D	0,92	817.5	+0,8	-0,5	+0,8	977.73	0
E	0,92	817.5	-0,3	-0,5	+0,8	150.42	-827.31

Tableau II.14 Tableau II. 14 : Valeurs des pressions qj pour le Premier étage sens V2.

Troisième étage :

ZONE	C _d	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1} [N/m ²]	q _{j,2} [N/m ²]
A'	0,92	907.5	-1	-0,5	+0,8	-417.45	-1502.82
B'	0,92	907.5	-0,8	-0,5	+0,8	-250.47	-1335.84
D	0,92	907.5	+0,8	-0,5	+0,8	1085.35	0
E	0,92	907.5	-0,3	-0,5	+0,8	166.98	-918.4

Tableau II.15 Tableau II. 15 : Valeurs des pressions qj pour le Deuxième étage sens V2.

➤ Toiture niv +14.5 : cas n°1 dépression :

ZONE	C _d	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1} [N/m ²]	q _{j,2} [N/m ²]
F	0.92	922.5	-0.67	-0,5	+0,8	-144.28	-1247.58
G	0,92	922.5	-0.57	-0,5	+0,8	-59.41	-1162.71
H	0,92	922.5	-0.24	-0,5	+0,8	220.66	-882.65
J	0,92	922.5	-0.71	-0,5	+0,8	-178.22	-1281.53
I	0,92	922.5	-0.4	-0,5	+0,8	84.87	1018.44

Tableau II.16 Tableau II. 16 : Valeurs des pressions qj pour la Toiture sens V2.

➤ Toiture niv +14.5 : cas n°2 suppression

ZONE	C _d	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1} [N/m ²]	q _{j,2} [N/m ²]
F	0.92	922.5	0.48	-0,5	+0,8	831.72	-271.58
G	0,92	922.5	0.48	-0,5	+0,8	831.72	-271.58
H	0,92	922.5	0.31	-0.5	+0.8	687.44	-415.86
J	0,92	922.5	-0.71	-0,5	+0,8	-178.22	-1281.53
I	0,92	922.5	-0.4	-0,5	+0,8	84.87	-1018.44

Tableau II.17 Tableau II. 17 : Valeurs des pressions qj pour la Toiture sens V2.

➤ Toiture niv +17.93 cas avec interpolation

ZONE	C _d	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1} [N/m ²]	q _{j,2} [N/m ²]
F	0.92	997.5	-0.67	-0,5	+0,8	-156	-1349.01
G	0,92	997.5	-0.57	-0,5	+0,8	-64.23	-1257.25
H	0,92	997.5	-0.24	-0,5	+0,8	238.6	-954.40
J	0,92	997.5	-0.71	-0,5	+0,8	-192.71	-1385.72
I	0,92	997.5	-0.4	-0,5	+0,8	91.77	-1101.24

Tableau II. 18 : Valeurs des pressions qj pour la Toiture sens V2.

➤ Toiture : niv +17.93 cas n°2

ZONE	C _d	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1} [N/m ²]	q _{j,2} [N/m ²]
F	0.92	997.5	0.48	-0,5	+0,8	899.34	293.66
G	0,92	997.5	0.48	-0,5	+0,8	899.34	293.66
H	0,92	997.5	0.31	-0.5	+0.8	743.33	449.67
J	0,92	997.5	-0.71	-0,5	+0,8	192.71	-1385.72
I	0,92	997.5	-0.4	-0,5	+0,8	91.77	-1101.24

Tableau II. 19 : Valeurs des pressions qj pour la Toiture sens V2.

8.3 Vent perpendiculaire au pignon (Sens V₃) :

Coefficient de pression extérieure C_{pe} :

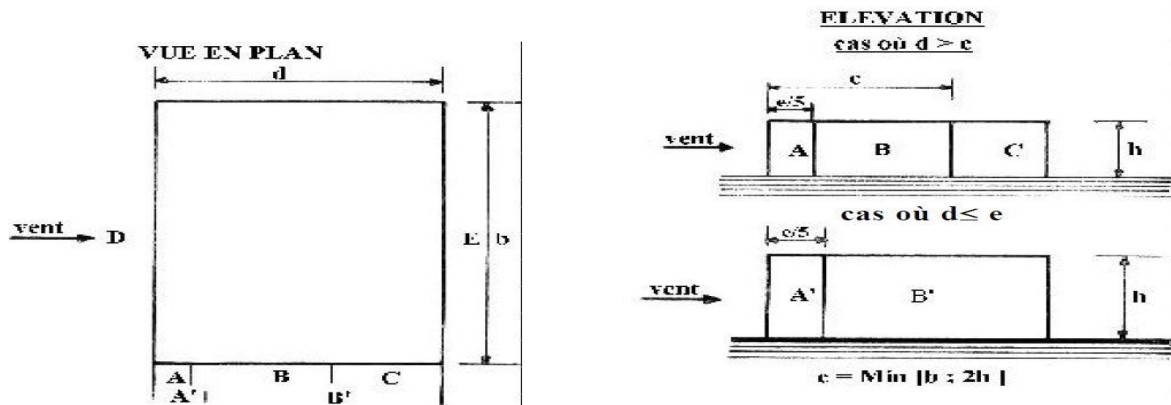
➤ Parois verticales :

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

Pour cette direction du vent : b=15.2m, d=37m, h=17.93m.

e = min [b ; 2*h] = min [15.2 ; 35.86] donc e=15.2m

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



- On a $d=37 > e=15.2$ ce qui nous donne :

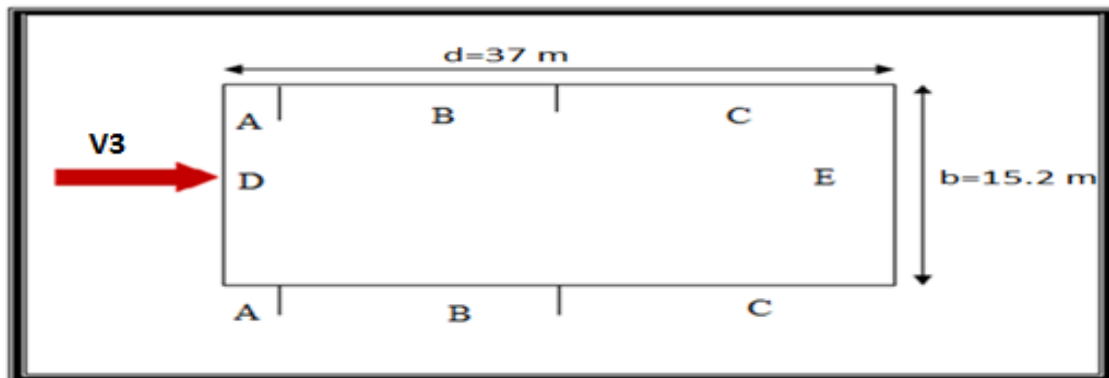


Figure II. 14: : Vue en plan des zones de pression sens V3

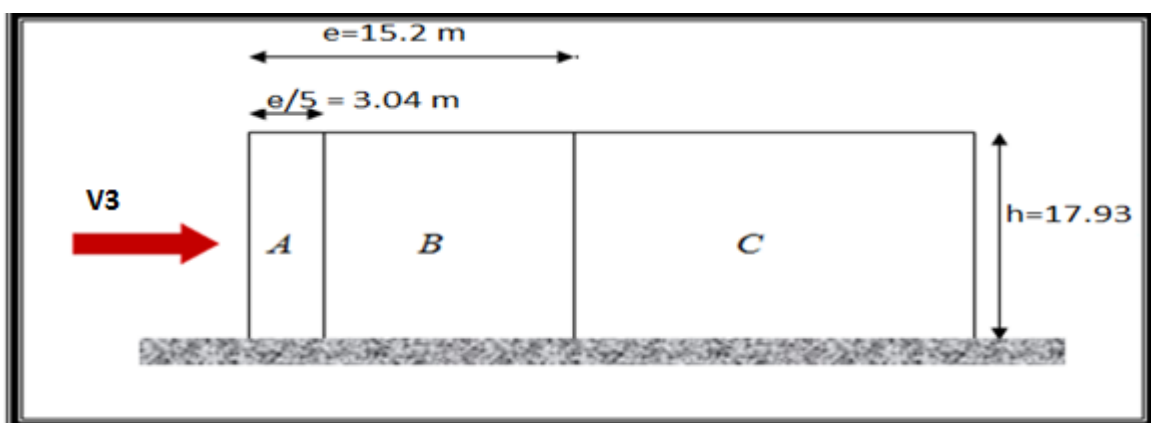


Figure II. 15 Vue en élévation des zones de pression sens V3

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

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

On a toutes les surfaces des différentes zones qui sont $>10 \text{ m}^2$; donc $C_{pe}=C_{pe,10}$

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

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

Tableau II. 20 : $C_{pe,10}$ correspondant à chaque zone de parois verticales sens V3 .

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

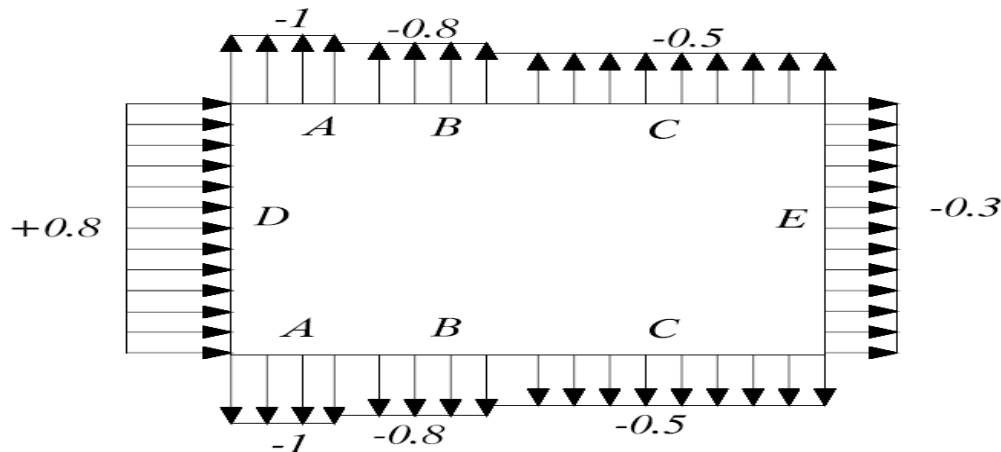


Figure II. 16 : $C_{pe,10}$ correspondant à chaque zone de parois verticales sens V3

Coefficient de pression intérieure C_{pi} : les valeurs de C_{pi} seront présent comme dans le cas précédent soit

$$\begin{cases} C_{pi}=-0,5 \\ C_{pi}=+0,8 \end{cases}$$

Calcul des pressions :

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

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

On obtient les valeurs des pressions q_j . Données dans les tableaux suivants :

2) Parois verticales :

RDC + niveau 1

ZONE	C_d	Q_{dyn}	C_{Pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}[N/m^2]$	$q_{j,2}[N/m^2]$
A	0,96	735	-1	-0,5	0,8	-352.8	-1270.08
B	0,96	735	-0,8	-0,5	0,8	-211.68	-1128.96
C	0,96	735	-0,5	-0,5	0,8	0	-917.28
D	0,96	735	+0,8	-0,5	0,8	917.28	0
E	0,96	735	-0,3	-0,5	0,8	141.12	-776.16

Tableau II. 21 : Valeurs des pressions q_j pour le RDC+niveau 1 sens V3.

Deuxième étage :

ZONE	C_d	Q_{dyn}	C_{Pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}[N/m^2]$	$q_{j,2}[N/m^2]$
A	0,96	817.5	-1	-0,5	0,8	-392.5	-1412.64
B	0,96	817.5	-0,8	-0,5	0,8	-235.44	-1255.68
C	0,96	817.5	-0,5	-0,5	0,8	0	-1020.24
D	0,96	817.5	+0,8	-0,5	0,8	1020.24	0
E	0,96	817.5	-0,3	-0,5	0,8	627.84	-392.4

Tableau II. 22 : Valeurs des pressions q_j pour le niveau2 sens V3.

Troisième étage :

ZONE	C_d	Q_{dyn}	C_{Pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}[N/m^2]$	$q_{j,2}[N/m^2]$
A	0.96	907.5	-1	-0,5	0,8	-435.6	1568.16
B	0.96	907.5	-0,8	-0,5	0,8	-261.36	-1393.92
C	0.96	907.5	-0,5	-0,5	0,8	0	1132.56
D	0.96	907.5	+0,8	-0,5	0,8	1132.56	0
E	0.96	907.5	-0,3	-0,5	0,8	174.24	-958.32

Tableau II.23 : Valeurs des pressions q_j pour le niveau3 sens V3.

➤ Toiture :

Dans notre cas la toiture est à deux versants avec une pente de 43% ce qui nous donne un angle $\alpha=23.45^\circ$; Selon RNVA 99(§1.1.5 chap5) Les différentes zones de pression F,G,H,J et I sont représentées sur la figure suivante :

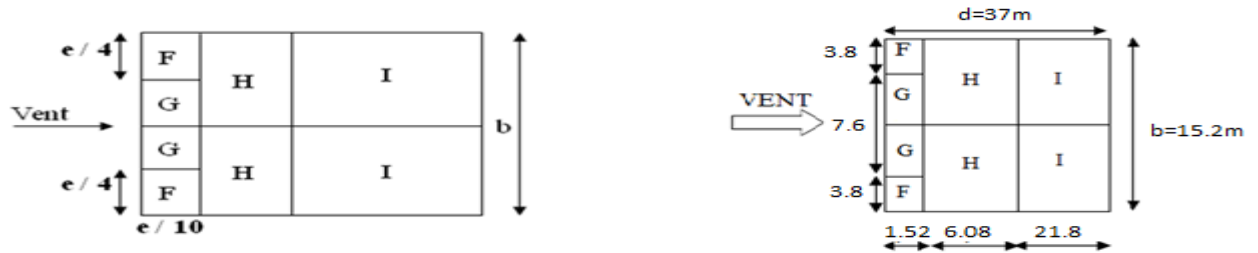


Figure II. 17 : Répartition des zones de pression sur la toiture sens V1.

Les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha=15^\circ$ et $\alpha=30^\circ$ tirées du tableau 5.4 RNVA99 page 70, et $\theta=90^\circ$.

	F	G	H	I
C_{pe}	-1.32	-1.5	-0.68	-0.5

Tableau II. 23 : Valeur de C_{pe} pour la toiture sens V3.

F	-1.32	H	-0.68	I	-0.5
G	-1.5				
G	-1.5	H	-0.68	I	-0.5
F	-0.5				

Figure II. 18 Valeurs de C_{pe} pour la toiture sens V3.

Toiture niv +14.5 :

ZONE	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1} [N/m^2]$	$q_{j,2} [N/m^2]$
F	0.96	922.5	-1.32	-0.5	0.8	-726.19	-1877.47
G	0.96	922.5	-1.5	-0.5	0.8	-885.5	-2036.88
H	0.96	922.5	-0.68	-0.5	0.8	-159.4	-1310.68
I	0.96	922.5	-0.5	-0.5	0.8	0	-1151.28

Tableau II. 24 : Valeurs des pressions q_j pour la toiture sens V3.

Toiture niv +17.93 :

ZONE	C_d	Q_{dyn}	C_{Pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}[N/m^2]$	$q_{j,2}[N/m^2]$
F	0.96	997.5	-1.32	-0.5	0.8	-785.23	-2030.11
G	0.96	997.5	-1.5	-0.5	0.8	-957.6	-2202.48
H	0.96	997.5	-0.68	-0.5	0.8	-172.36	-1417.24
I	0.96	997.5	-0.5	-0.5	0.8	0	-1244.88

Tableau II. 25 : Valeurs des pressions q_j pour la toiture sens V3.

8.4 Vent perpendiculaire au long pan (Sens V₄) :

a) Coefficient de pression extérieure C_{pe} :

➤ Parois verticales :

Comme il a été déterminé dans le cas précédent pour la direction du vent perpendiculaire au pignon (sens V₁), le coefficient des pressions extérieures sera déterminé d’après au paragraphe 1.3.1 du chapitre 5 à la figure (5.14) du RNVA99 comme suite

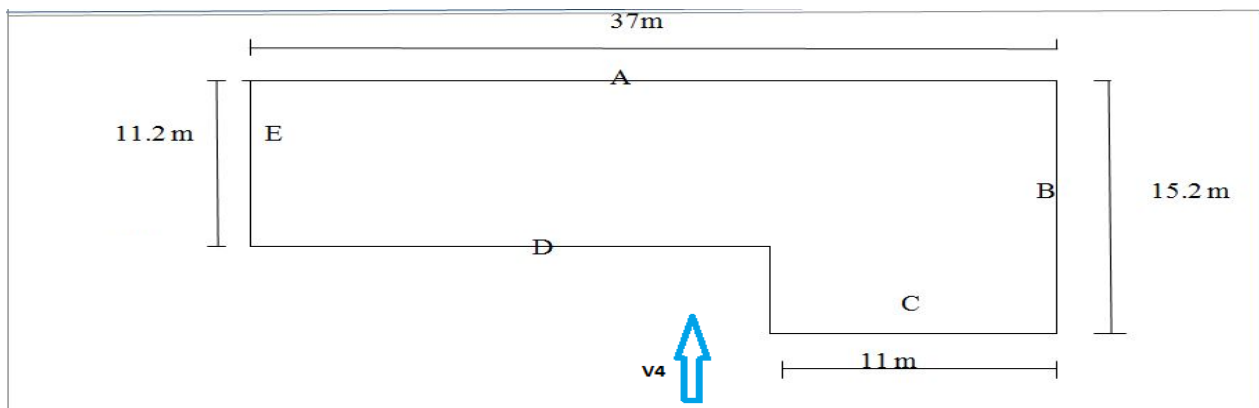


Figure II. 19 Vue en plan des zones de pression sens V4

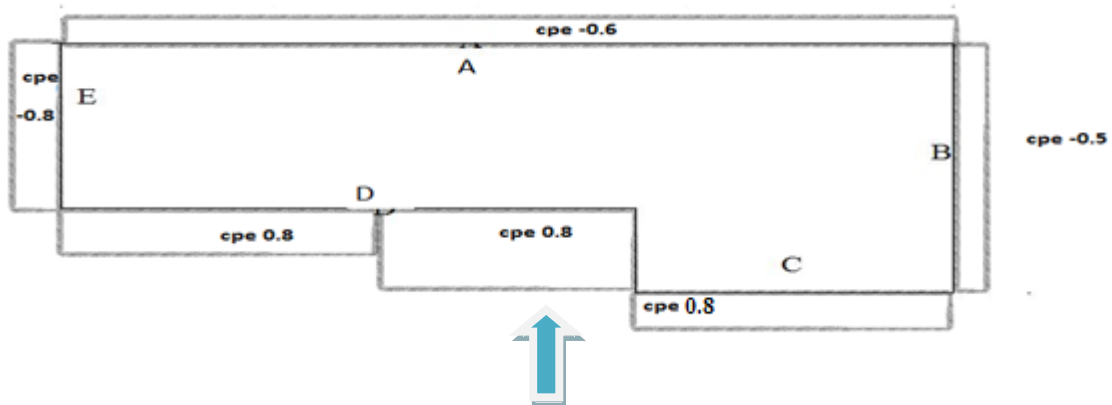


Figure II. 20 18C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticales sens V4

- Les coefficients des pressions extérieures sont résumés dans le tableau si dessous :

A	B	C	D	E
-0.6	-0.5	0.8	0.8	-0.8

Coefficient de pression intérieure C_{pi} : les valeurs de C_{pi} seront prisent comme dans le cas précédent soit : $C_{pi}=-0,5$
 $C_{pi}=+0,8$

- **Calcul des pressions :**

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

$$q_j = C_d \cdot Q_{dyn} \cdot (Z_j) \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \left[\frac{N}{m^2} \right],$$

On obtient les valeurs des pressions q_j . Données dans les tableaux suivants :

- **Parois verticales :**

RDC + niveau 1

ZONE	C_d	Q_{dyn}	C_{Pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}[N/m^2]$	$q_{j,2}[N/m^2]$
A	0.92	735	-0.6	-0,5	0,8	-67.62	-946.68
B	0.92	735	-0.5	-0,5	0,8	0	879.06
C	0.92	735	0.8	-0,5	0,8	879.06	0
D	0.92	735	0.8	-0,5	0,8	879.06	0
E	0.92	735	-0.8	-0,5	0,8	-202.86	-1081.92

Tableau II. 26 : Valeurs des pressions q_j pour le RDC+niveau 1 sens V4.

Deuxième étage :

ZONE	C_d	Q_{dyn}	C_{Pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}[N/m^2]$	$q_{j,2}[N/m^2]$
A	0.92	817.5	-0.6	-0,5	0,8	-75.21	-1052.94
B	0.92	817.5	-0.5	-0,5	0,8	0	-977.73
C	0.92	817.5	0.8	-0,5	0,8	977.73	0
D	0.92	817.5	0.8	-0,5	0,8	977.73	0
E	0.92	817.5	-0.8	-0,5	0,8	-225.63	-1203.36

Tableau II. 27 : Valeurs des pressions q_j pour le niveau2 sens V4.

Troisième étage :

ZONE	C_d	Q_{dyn}	C_{Pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}[N/m^2]$	$q_{j,2}[N/m^2]$
A	0.92	907.5	-0.6	-0,5	0,8	83.89	-1168.86
B	0.92	907.5	-0.5	-0,5	0,8	0	-1085.37
C	0.92	907.5	0.8	-0,5	0,8	1085.37	0
D	0.92	907.5	0.8	-0,5	0,8	1085.37	0
E	0.92	907.5	-0.8	-0,5	0,8	-250.47	-1335.84

Tableau II. 28 : Valeurs des pressions q_j pour le niveau3 sens V4

Toiture

Pour les versants de toiture, les valeurs des coefficients de pressions extérieures C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha=15^\circ$ et $\alpha=30^\circ$ tirées du tableau 5.4 RNVA99 pour $\Theta=0$.

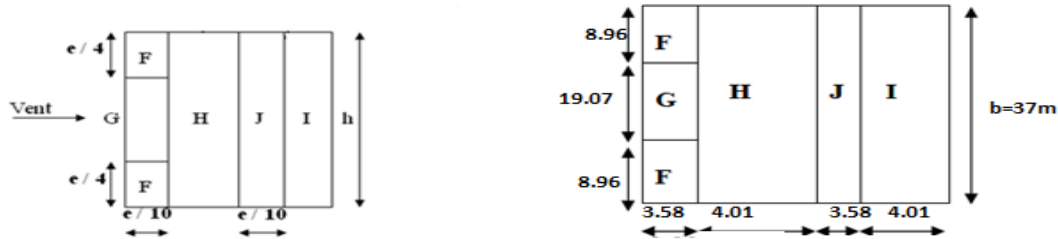


Figure II. 21 : Répartition des zones de pression sur la toiture sens V4.

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

α	F	G	H	I	J
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
15°	-0.9	-0.8	-0.3	-0.4	-1
23.45°	-0.67	-0.57	-0.24	-0.4	-0.71
30°	-0.5	-0.5	-0.2	-0.4	-0.5

Tableau II. 29 : Valeurs de $C_{pe,10}$ pour la toiture sens V4 .

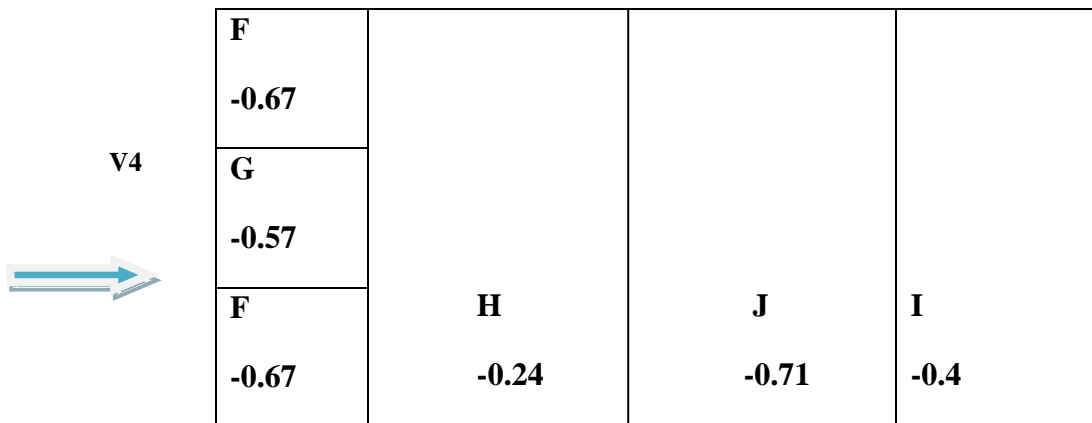


Figure II. 22 : Valeurs de $C_{pe,10}$ pour la toiture.

➤ **Toiture 1: cas n°1** après interpolation des c_{pe}

ZONE	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}[N/m^2]$	$q_{j,2}[N/m^2]$
F	0.92	922.5	-0.67	-0,5	+0,8	-144.28	-1247.58
G	0,92	922.5	-0.57	-0,5	+0,8	-59.41	-1162.71
H	0,92	922.5	-0.24	-0,5	+0,8	220.66	-882.65
J	0,92	922.5	-0.71	-0,5	+0,8	-178.22	-1281.53
I	0,92	922.5	-0.4	-0,5	+0,8	84.87	1018.44

Tableau II. 30 : Valeurs des pressions q_j pour la Toiture sens V4

➤ Toiture niv +14.5 : cas n°2

ZONE	C _d	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1} [N/m ²]	q _{j,2} [N/m ²]
F	0,92	922.5	0.2	-0,5	+0,8	594.09	-509.22
G	0,92	922.5	-0.2	-0,5	+0,8	254.61	-848.7
H	0,92	922.5	0.2	-0,5	+0,8	594.09	-509.22
J	0,92	922.5	-1	-0,5	+0,8	-424.35	-1527.66
I	0,92	922.5	-0.4	-0,5	+0,8	84.87	1018.44

Tableau II. 31 : Valeurs des pressions q_j pour la Toiture sens V4

➤ Toiture niv +17.93 cas avec interpolation

ZONE	C _d	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1} [N/m ²]	q _{j,2} [N/m ²]
F	0,92	997.5	-0.67	-0,5	+0,8	-156	-1349.01
G	0,92	997.5	-0.57	-0,5	+0,8	-64.23	-1257.25
H	0,92	997.5	-0.24	-0,5	+0,8	238.6	-954.40
J	0,92	997.5	-0.71	-0,5	+0,8	-192.71	-1385.72
I	0,92	997.5	-0.4	-0,5	+0,8	91.77	-1101.24

Tableau II. 32 : Valeurs des pressions q_j pour la Toiture sens V4

Toiture : niv +17.93 cas n°2

ZONE	C _d	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1} [N/m ²]	q _{j,2} [N/m ²]
F	0,92	997.5	0.2	-0,5	+0,8	642.39	-550.62
G	0,92	997.5	-0.2	-0,5	+0,8	275.31	-917.7
H	0,92	997.5	0.2	-0,5	+0,8	642.39	-550.62
J	0,92	997.5	-1	-0,5	+0,8	-458.85	-1651.86
I	0,92	997.5	-0.4	-0,5	+0,8	91.77	-1101.24

Tableau II. 33 : Valeurs des pressions q_j pour la Toiture sens V4.

9. Force de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, rappelons que les constructions de Catégorie I regroupent l'ensemble des bâtiments (à usage d'habitation, administratif, scolaire, industriel, de santé, lieux de culte, etc.) et des ouvrages de stockage (réservoirs, châteaux d'eau, silos, etc.) pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

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

- Le rapport $d/b \geq 3$ et Le rapport $d/h \geq 3$ est vérifié, avec :
 - b : dimension de la construction perpendiculaire au vent ;
 - d : dimension de la construction parallèle au vent ;
 - h : hauteur de la construction.

- Pour la direction V_1 : $b=15.2m$, $d=37m$, $h= 17.93m$:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{37}{15.2} = 2,43m < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{37}{17.93} = 2,06m < 3 \end{array} \right.$$

Condition non vérifiées alors on ne tiendra pas compte des forces de frottement

10. Action d'ensemble :

La force résultante se décompose en deux forces :

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

La force résultante R est donnée par : $R = \sum(q_j * S_i) + \sum F_{frj}$

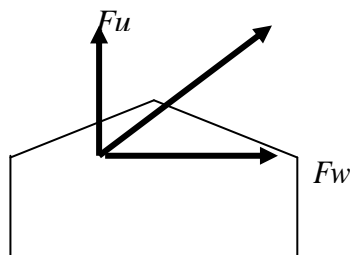


Figure II. 23 Force résultante R.

Avec :

q_j : la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j .

S_j : l'aire de l'élément de surface j .

F_{frj} : la force de frottement éventuelle.

10.1 Vent perpendiculaire au pignon V1

Calcul des surfaces pour chaque zone de toiture et de paroi verticale dans le sens V_1 (perpendiculaire au pignon) :

Zone	Niveau	S (m ²)
D	RDC	$11.2 * 5.5 = 61.6$
	1 ^{ER} NIVEAU	$11.2 * 3.5 = 39.2$
	2eme NIVEAU	$15.2 * 3.07 = 46.66$
	3eme NIVEAU	$15.2 * 3.43 + (15.2 * 2.43 / 2) = 70.60$
	RDC	$15.2 * 5.5 = 83.6$

E	1 ^{ER} NIVEAU	$15.2*3.5=53.2$
	2eme NIVEAU	$15.2*3.07=46.66$
	3eme NIVEAU	$15.2*3.43+(15.2*2.43/2)=70.60$
F	TOITURE	$3.8*1.52*2=11.55$
G	TOITURE	$7.6*1.52= 11.55$
H	TOITURE	$(7.6*6.08)+(7.6*21.8)=211.88$
I	TOITURE	$(7.6*6.08)+(7.6*21.8)=211.88$

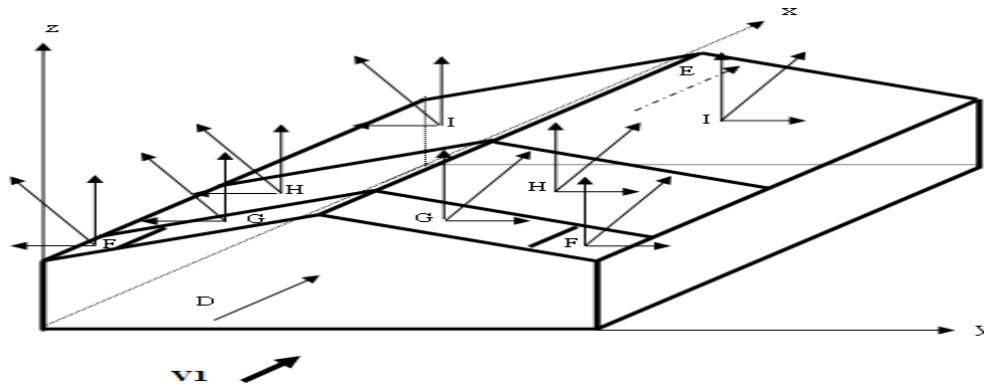


Figure II. 24 Représentation des surfaces sens du vent V1

Zone	niveau	S (m ²)	qj (N/m ²)	Fw KN	Fu KN
D	RDC	61.6	917.28	56.5	0
	1 ^{ER} étage	39.2	917.28	8.43	0
	2eme étage	46.66	1020.24	47.6	0
	3 eme étage	70.60	1132.56	79.85	0
E	RDC	83.6	1128.96	94.38	0
	1 ^{ER} étage	53.2	1128.96	60.06	0
	2eme étage	46.66	1255.68	85.59	0
	3 eme étage	70.60	1393.92	98.41	0
F	Toiture	11.55	2030.11	0	23.44
G	Toiture	11.55	2202.48	0	25.43
H	Toiture	211.88	1417.24	0	300.28
I	Toiture	211.88	1244.88	0	263.76
Force fr				0	0
Totale				$\sum Fw$	$\sum Fu$
				530.82	612.91

Tableau II. 34 : Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V1.

10.2 Vent perpendiculaire au long pan V2 :

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

Zone	Niveau	S (m ²)
D	RDC	37*5.5=203.5
	1 ^{ER} NIVEAU	37*3.5=129.5
	2eme NIVEAU	37*3.07=113.59
	3eme NIVEAU	37*3.43=126.91
E	RDC	37*5.5=203.5
	1 ^{ER} NIVEAU	37*3.5=129.5
	2eme NIVEAU	37*3.07=113.59
	3eme NIVEAU	37*3.43=126.91
F	TOITURE	8.96*3.58=32.07
G	TOITURE	19.07*3.58=68.27
H	TOITURE	37*4.01=148.37
I	TOITURE	37*4.01=148.37
J	TOITURE	37*3.58=132.46

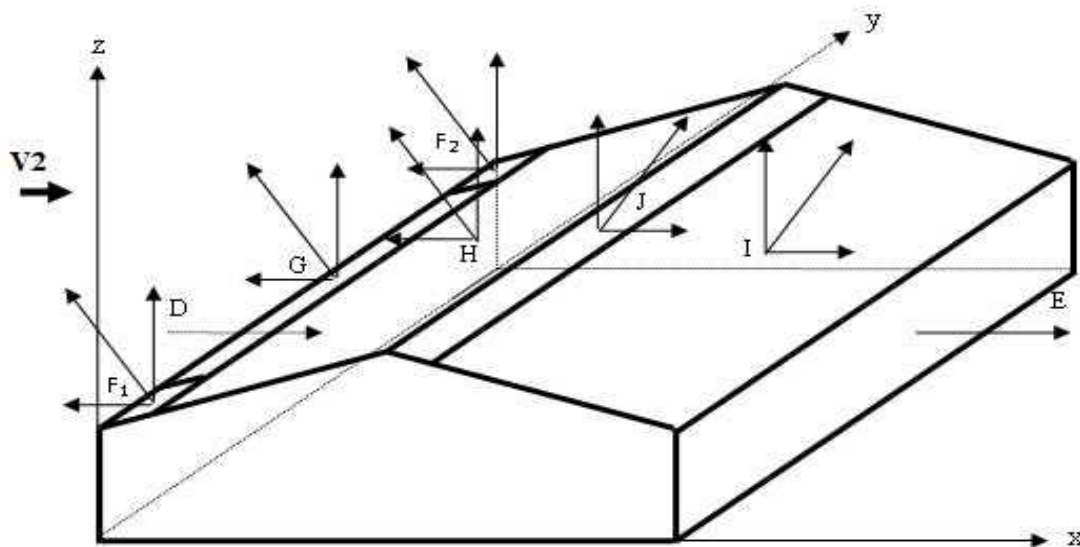


Figure II. 25 : Représentation des surfaces sens du vent V2.

Zone	niveau	S (m ²)	qj (N/m ²)	Fw KN	Fu KN
D	RDC	203.5	879.06	178.88	0
	1 ^{ER} étage	129.5	879.06	113.83	0
	2eme étage	113.5	977.73	110.97	0
	3 eme étage	126.91	1085.37	137.74	0
E	RDC	203.5	743.82	151.36	0
	1 ^{ER} étage	129.5	743.82	96.32	0
	2eme étage	113.5	827.31	93.89	0
	3 eme étage	126.91	918.4	116.55	0
F	Toiture	32.07	1349.01	0	43.26
G	Toiture	68.27	1257.25	0	85.83
H	Toiture	148.37	954.40	0	141.60
I	Toiture	148.37	1385.72	0	205.59
J	Toiture	132.46	1101.24	0	145.87
Force fr				0	0
Totale				$\sum Fw$	$\sum Fu$
				999.54	622.15

Tableau II. 35 Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V2.

II ETUDE A LA NEIGE :

1. introduction :

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

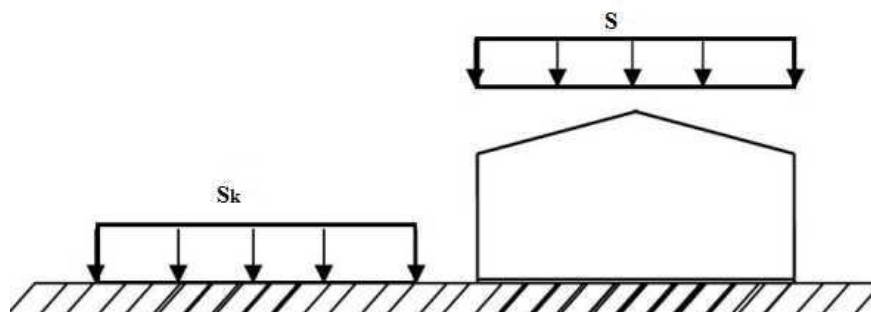


Figure II. 26 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol .(RNVA § 4 P.13

2. Détermination de la charge de neige sur le sol

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

- Le projet est implanté au lieu di IAAZOUGUEN à Bejaïa qui est classée en zone A selon la classification de RNVA 99.
- L'altitude du projet est dans les alentours de 550 m.

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

$$S_k = \frac{0,07.H + 15}{100}$$

S_k : (en KN/m²) est la charge de neige sur le sol, donnée au paragraphe 4 (RNV99), fonction de l'altitude et de zone de neige (cf. carte de neige).

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

➤ Dans notre cas H=550m

$$S_k = \frac{0,07 * 550 + 15}{100} = 0,535 \text{ kN/m}^2$$

3. Coefficient de forme de la toiture

Il est fonction de la forme de la toiture.

Dans notre cas le bâtiment a une toiture à deux versants avec une pente α tel que :

$$15^\circ < \alpha = 23.45^\circ < 30^\circ$$

D'où on aura le coefficient de pente : $\mu=0,8$ (Tableau 6.2, § 6.2.2.2, RNVA 99)

4. Calcul des charges de la neige sur la toiture

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

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

S : (KN/m²) : est la charge de neige sur la toiture

μ : est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de toiture, appelé coefficient de forme

Application numérique :

$$S1 = 0,42 \text{ kN/m}^2.$$

$$S2 = 0,51 \text{ KN/m}^2$$

Remarque :

- La charge de la neige normale S_n est équivalente à la charge de neige S :

$$S_n = S = 0.51 \text{ kN/m}^2$$

La figure suivante nous montre la distribution de la charge de neige par projection

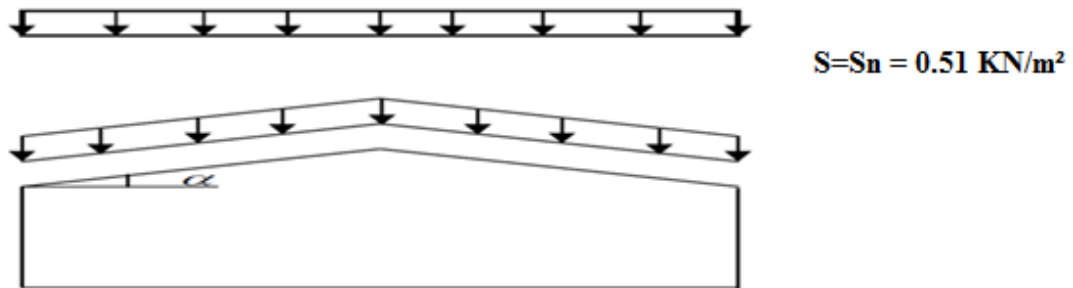


Figure II. 27 : Distribution de la charge de neige par projection horizontale, et suivant rampant.

CHAPITRE III Pré dimensionnement des éléments

1. Etude des pannes de toiture :

1.1 Définition

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges s’appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. En outre, elles peuvent agir comme éléments comprimés en tant que partie du système de contreventement et participent à la stabilisation vis-à-vis du déversement de la traverse.

Constituées dans la majorité des cas de poutrelles laminées de type IPE, leur poids moyen ramené au m² de toiture varie généralement entre 5 et 15 daN/m². (Voir l’annexe 1) Des profilés réalisés en tôles minces pliées à froid dont les sections ont des formes en Z, en U ou en C.

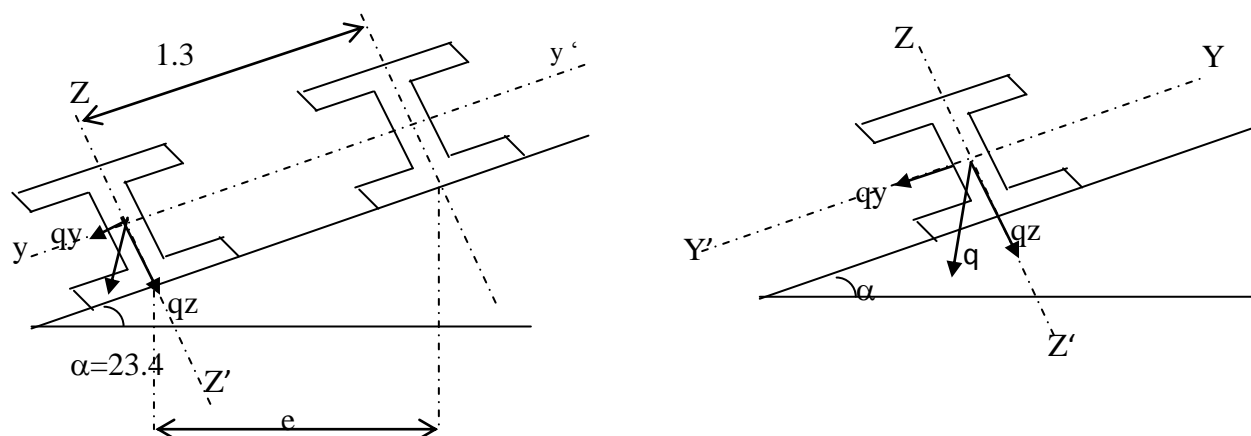


Figure III. 1 : La pente de calcul.

On va étudier la panne la plus sollicitée qui est la panne intermédiaire de portée **L= 6m**, incliné d’un angle **α=23.45°**, avec un espacement « e » égale à **1.3m**

1.2 Evaluation des charges et surcharges :

1.2.1 Charges permanentes (G) :

- Poids propre du panneau sandwich(T75)..... 14.2Kg/m²
- Poids propre d’accessoires d’attaches4Kg/m²
- Poids propre des pannes estimée12, 9Kg/m

$$G_p = [(p_{toile} + p_{accessoire}) * e] + p_{panne}$$

$$G_p = [(14.2 + 4) * 1.3] + 12.9$$

$$G_p = 36.56 \text{ Kg/ml}$$

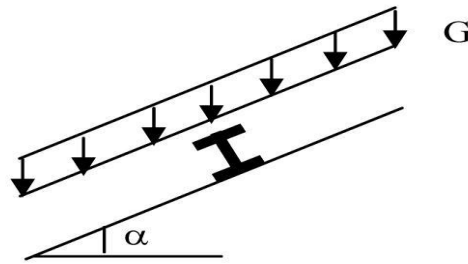


Figure III. 2 Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.

1.2.2 Surcharges d'entretien (P):

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

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

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

D'où: $P=0,444 \text{ Kn/ml}$

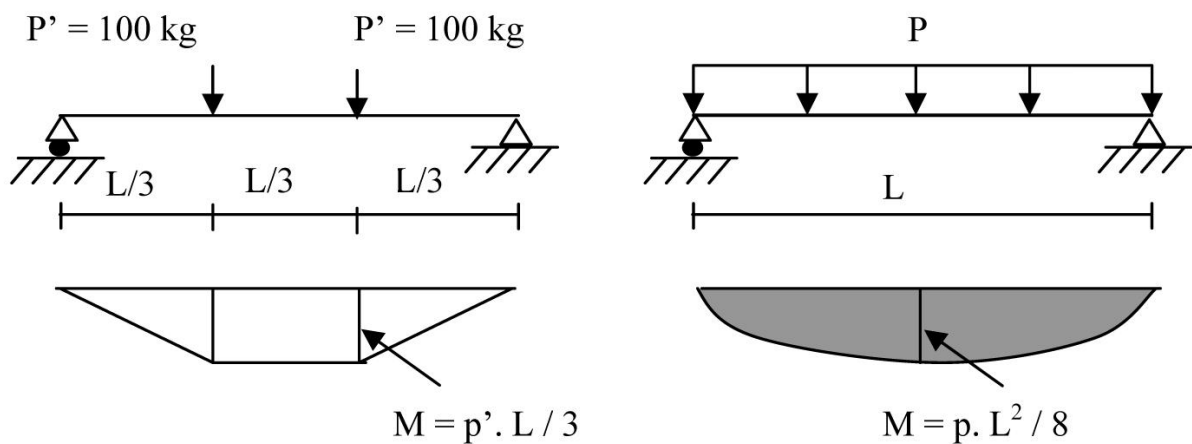


Figure III. 3 : Schéma statique de la panne sous la charge d'exploitation

1.2.3 Surcharge climatique due au vent :

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur la façade principale perpendiculaire au versant et dont $C_{pi} = +0,8$ chargée en zone G :

$$W = -2.036 \text{ KN/m}^2 \text{ (vent de soulèvement)}$$

D'où: $W = 2.036 * e' = 2.036 * 1.3 = 2.64 \text{ KN/ml}$ (par projection horizontal)

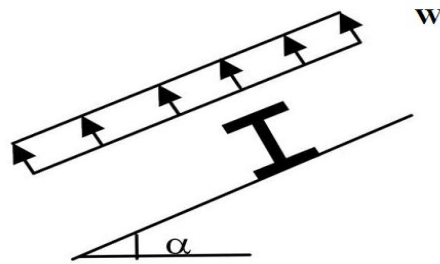


Figure III. 4 : Schéma statique des surcharges climatique du vent V sur les pannes.

1.2.4 Surcharge de la neige (S):

Charge de neige normale: $S=0.51 \text{ KN/m}^2$

D'où on a: $S=0.51 * \cos \alpha * e' = 0.51 * \cos 23.45 * 1.3=0.6 \text{ KN/ml}$

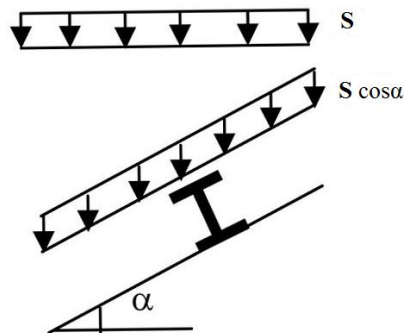


Figure III. 5 : Schéma statique des surcharges climatique de la neige sur les pannes.

3. Combinaisons des charges les plus défavorables

- Les charges et surcharges appliquée :

$$G=0.365 \text{ KN/ml}$$

$$Q= 0.444 \text{ KN/ml}$$

$$W= -2.64 \text{ KN/ml}$$

$$S=0.6 \text{ KN/ml}$$

- Décompositions des charges

➤ Suivant l'axe Z-Z.

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0,365 \cos 23.45 = 0,334 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{zz} = Q \cos \alpha = 0,444 \cos 23, 45 = 0,407 \text{ KN/ml}$$

$$W_{zz} = -2.64 \text{ KN/ml}$$

$$S_{zz} = 0.6 \text{ KN/ml}$$

➤ Suivant l'axe Y-Y

$$G_{yy} = G \sin \alpha = 0.365 \sin 23.45 = 0.145 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{yy} = Q \sin \alpha = 0.444 \sin 23.45 = 0.176 \text{ KN/ml}$$

$$W_{yy} = 0 \text{ KN/ml}$$

$$S_{yy} = S \sin \alpha * e = 0.51 \sin 23,45 * 1.3 = 0.26 \text{ KN/ml}$$

3.1 Combinaison d'action :

- **ELU**

- **Axe Z-Z.**

$$G_{\min} + 1.5 W = 0.334 + 1.5 * 2.64 = 4.29 \text{ KN/ml}$$

$$1.35 G + 1.5 S_z = (1.35 * 0.334) + (1.5 * 0.6) = 1.35 \text{ KN/ml}$$

$$1.35 G + 1.5 Q_z = (1.35 * 0.334) + (1.5 * 0.407) = 1.06 \text{ KN/ml}$$

- **Axe Y-Y**

$$G_{\min} + 1.5 W = 0.145 + 1.5 * 0 = 0.145 \text{ KN/ml}$$

$$1.35 G + 1.5 S_y = (1.35 * 0.145) + (1.5 * 0.26) = 0.58 \text{ KN/ml}$$

$$1.35 G + 1.5 Q_y = (1.35 * 0.145) + (1.5 * 0.176) = 0.460 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

- **Axe Z-Z**

$$G_z + W = 0.334 - 2.64 = -2.306 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + S_z = 0.334 + 0.6 = 0.934 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + Q_z = 0.334 + 0.407 = 0.741 \text{ KN/ml}$$

- **Axe Y-Y**

$$G_y + W = 0.145 + 0 = 0.145 \text{ KN/ml}$$

$$G_y + S_y = 0.145 + 0.26 = 0.405 \text{ KN/ml}$$

$$G_y + Q_y = 0.145 + 0.176 = 0.321 \text{ KN/ml}$$

4. pré dimensionnement:

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche:

- **Suivant l'axe Z-Z**

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

$$\rightarrow I_y \geq \frac{5 * 2.306 * 10^{-2} * 600^4}{384 * 21000 * 3} = 617.67 \text{ cm}^4$$

Soit un **IPE 160** Caractérisé par :

$$G = 15.8 \text{ KG/m}^2; I_y = 869 \text{ cm}^4; I_z = 68.3 \text{ cm}^4; W_{pl} = 124 \text{ cm}^3$$

➤ Vérification de la flèche suivant l'axe Y-Y

$$f_y = \frac{2.05 * q_y * l/2^4}{384 E I_z} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3\text{cm}$$

$$f_y = \frac{2.05 * 0.407 * 10^{-2} * 300^4}{384 * 21000 * 68.3} = 0.12 \text{ cm} < \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3\text{cm}$$

La flèche selon l'axe Y-Y est vérifiée donc on adoptera un **IPE 160** avec des liernes.

On doit vérifier IPE 160 avec présence de liernes

$$G = [(p_{couverture} + p_{accessoires}) * (e)] + p_{panne}$$

$$G = [(14.2 + 4) * (1.3)] + 15.8 = 39.46 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0.394 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0.394 \cos 23.45 = 0.361 \text{ KN/ml}; G_y = 0.394 \sin 23.45 = 0.156 \text{ KN/ml}$$

5. dimensionnement des pannes :

On considère que les pannes sont isostatiques sur 2 appuis avec des liernes à mi-portée

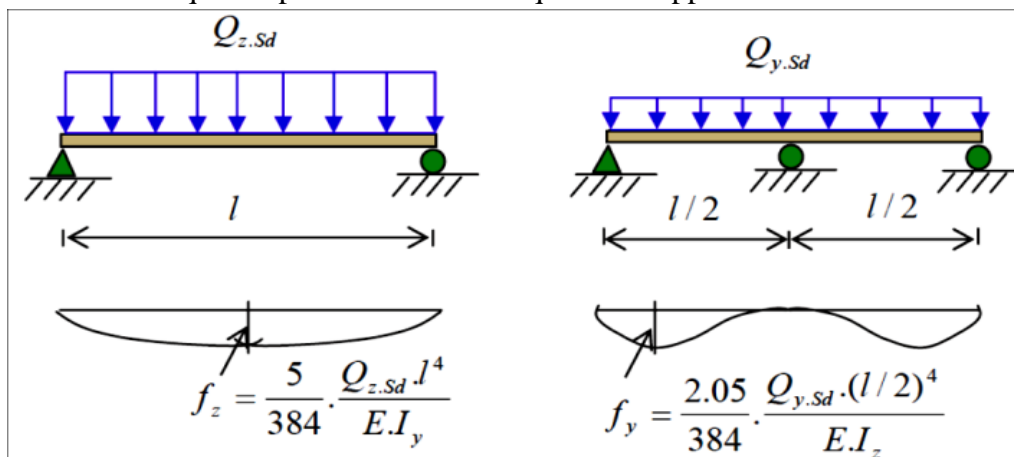


Figure III. 6panne isostatique sur deux appuis avec lierne à mi travée

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de la flèche
- Condition de résistance

5.1 Les combinaison de calcul :

$$\begin{cases} q_z = 1.35 G_z + 1.5 q_z \\ q_y = 1.35 G_y + 1.5 G_y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_z = 1.35 * 0.361 + 1.5 * 0.407 = 1.09 \text{ KN/m} \\ q_y = 1.35 * 0.156 + 1.5 * 0.176 = 0.474 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_z = G_z + 1.5 W \\ q_y = 1.35 G_y + 1.5 W \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_z = 0.361 + 1.5 * 2.64 = -4.32 \text{ KN/m} \\ q_y = 1.35 * 0.156 + 1.5 * 0 = 0.234 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_z = 1.35 G_z + 1.5 S_z \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_z = 1.35 * 0.361 + 1.5 * 0.6 = 1.38 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$q_y = 1.35 G_y + 1.5 S_y$$

$$q_y = 1.35 * 0.156 + 1.5 * 0.26 = 0.6 \text{ KN/m}$$

On déduit que lorsque le vent agit seul c'est le cas le plus défavorable.

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

$$q_{uz} = 1.25 * 4.32 = 5.4 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = 1.25 * 0.6 = 0.75 \text{ KN/ml}$$

5.2 Vérification de la panne à L'ELU

- **Vérification a la résistance :**

- **Détermination des sollicitations**

Axe Z-Z $M_y = q_z * l^2 / 8 = 5.4 * 6^2 / 8 = 24.3 \text{ KN.m}$

Axe Y-Y $M_z = q_y * (l/2)^2 / 8 = 0.75 * 3^2 / 8 = 0.84 \text{ KN.m}$

- **Détermination de la classe de la section :**

- **Classe de la semelle :(semelle comprimée)**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{82}{7.4} = 5.54 \leq 10\varepsilon$$

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

⇒ Semelle de classe 1

- **Classe de l'âme : (âme fléchie)**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{127.7}{5} = 25.54 \leq 72\varepsilon \Rightarrow \text{ame de classe 1}$$

- **Vérification de la panne en calcul plastique**

On doit vérifier que :

$$: \left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (5.35, \text{ Art 5.4.8.1 EC03}).$$

Section en I et en H : $\alpha=2$ et $\beta=5n \geq 1$

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

$$M_{ply} = \frac{w_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{124 * 23.5 * 10^{-2}}{1} = 29.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{w_{plz} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{26.1 * 23.5 * 10^{-2}}{1} = 6.13 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } \left[\frac{24.3}{29.14} \right]^2 + \left[\frac{0.84}{6.13} \right]^1 = 0.69 + 0.13 = 0.82 < 1$$

⇒ la condition est vérifiée.

Donc ; l'**IPE160 avec liernes** est retenu comme section pour les pannes,

➤ **Vérification au cisaillement :**

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z.sd} \leq V_{plz.Rd}$$

$$V_{y.sd} \leq V_{ply.Rd}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}}$$

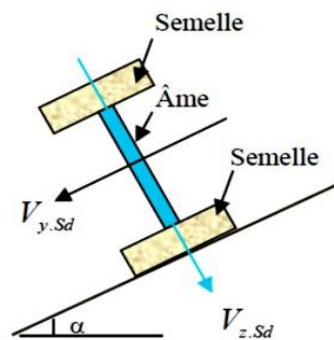


Figure III. 7 direction des efforts de cisaillement sur la panne

Pour l'IPE160 : $A_{vz}=9.66\text{cm}^2$ et $A_{vy}=12.13\text{cm}^2$

Au voisinage des appuis, les efforts tranchants $V_{z.sd}$ et $V_{y.sd}$ valent :

$$V_{y.sd} = \frac{q_{uz} * l}{2} = \frac{5.4 * 6}{2} = 16.2 \text{ KN}$$

$$V_{z.sd} = \frac{q_{uy} * l}{2} = \frac{0.75 * 6}{2} = 2.25 \text{ KN}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}} = \frac{9.66 * (23.5 / \sqrt{3})}{1} = 131.06 \text{ KN}$$

$$V_{ply} = \frac{A_{vy} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}} = \frac{12.13 * (23.5 / \sqrt{3})}{1} = 164.57 \text{ KN}$$

On voit bien que $V_{y.sd} < V_{ply}$ et $V_{z.sd} < V_{plz}$

Donc la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée.

➤ **Vérification au déversement :**

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

On rappelle la combinaison de charge défavorable pour le risque de déversement. Il s'agit de la première combinaison dans laquelle le vent agit seul et risque de faire déverser la panne (fléchie vers le haut) et en comprimant la semelle inférieure au niveau de la mi-travée (voir la figure III.8).

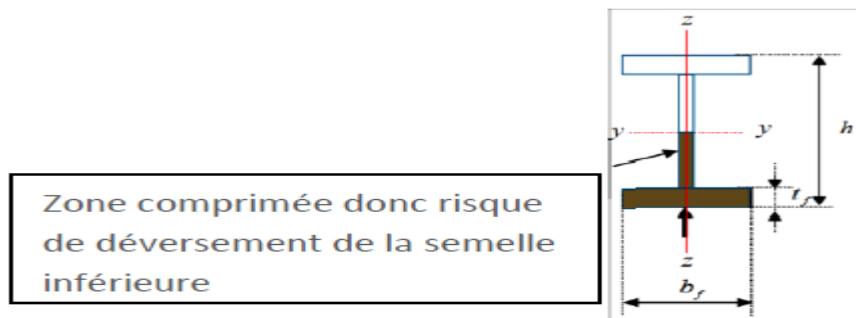


Figure III. 8 zone comprimé de la panne sous charge de soulèvement

La vérification à faire est :

$$M_{y,sd} \leq M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y / \gamma_{M1} \quad \text{(5.48 Art 5.5.2 EC03)}$$

$$M_{y,sd} = 24.3 \text{ KN.m}$$

$$\beta_w = 1 \Rightarrow \text{classe (1)}$$

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

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

$\overline{\lambda}_{LT}$: est l'élancement réduit vis-à-vis le déversement.

M_{cr} : est le moment critique de déversement. (F.2, Art F.1.2 EC03)

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\}$$

$$G = \frac{1}{2(1+\nu)} E = 0,4E ; \quad I_t = 3.60 \text{ cm}^4 ; \quad I_w = 3.96 \cdot 10^3 \text{ cm}^6 .$$

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : K=1 appui simple (tableau F.1.2 EC03)

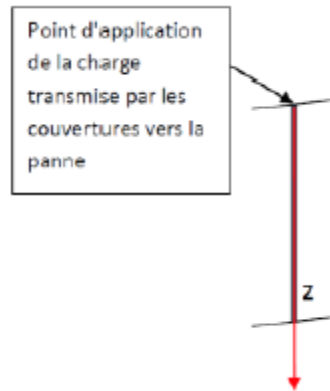
$K_w = 1$ (pas d'encastrement aux extrémités) ; L = 300 cm

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement (K=1).

Les valeurs de C_1 , C_2 et C_3 sont données aux *tableaux B.1.1 et B.1.2 du CCM97* pour différents cas de charge, ainsi que l'indique la forme du diagramme du moment de flexion sur la longueur L entre appuis latéraux. Les valeurs sont données pour différentes valeurs de k .

Dans notre cas, le tableau F.1.2 nous donne pour $k = k_w = 1$, $C_1 = 1.132$ et $C_2 = 0.459$.

$L =$ longueur de maintien latéral = la distance entre le lierne et le portique = $1 / 2 = 3$ m.



$C_1 = 1,132$ $C_2 = 0,459$ $C_3 = 0,525$ **(tableau F.1.2 EC03)**

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

En convention, l'axe z est toujours orienté positivement du centre de torsion vers la semelle comprimée.

Dans notre cas, l'axe z est orienté positivement vers le bas (semelle comprimée), donc $Z_a =$ ordonnée du point d'application de la charge

$$\Rightarrow Z_a = -h/2 \quad \text{(EC3 figure F.1.1)}$$

$$\begin{cases} Z_a^- = -8\text{cm} & \text{sous le vent} \\ Z_a^+ = 8\text{cm} & \text{sous la charge verticale} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Z_s = 0\text{cm} & \text{section doublement symétrique} \\ Z_j = 0\text{cm} & \text{section doublement symétrique} \end{cases} \quad \text{(EC03 figure F.1.1)}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -10\text{cm}.$$

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 21000 \times 68,3}{(300)^2} \left\{ \left[\frac{3,96 \times 10^3}{54,4} + \frac{300^2 \times 0,4 \times 3,6}{3,14^2 \times 54,4} + (0,459 \times (-8))^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-8)) \right\}$$

$$M_{cr} = 38,73 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 124 \times 23,5}{38,73 \times 10^2}} = 0,86$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,86 > 0,4 \Rightarrow$ Donc il y a risque de diversement.

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

On tire χ_{LT} du tableau :

(5.5.2 de L'EC03)

$\bar{\lambda}_{LT} = 0.86$ Donc après interpolation on tire : $\chi_{LT} = 0.7648$

$$M_{b,rd} = 0.7648 \times 1 \times \frac{124 \times 23.5}{1,1} = 20.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,y} = 24.3 \text{ KN.m} > M_{b,rd} = 20.26 \text{ KN.m}$$

non vérifiée

Donc la stabilité au déversement de la panne n'est pas vérifiée. On augmente la section à un IPE180.

$$G = 0,424 \text{ KN/m}$$

Sous le vent :

$$G_{uz} = 0,388 \text{ KN/m}; G_y = 0,169 \text{ KN/m}$$

$$Q_{uz} = 5.47 \text{ KN/m}; q_{uy} = 0,76 \text{ KN/m}$$

$$Q_{sz} = 2.81 \text{ KN/m}; q_{sy} = 0.71 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd,y} = 24.64 \text{ KN/m}; M_{sd,z} = 0,85 \text{ KN/m}$$

5.2.1 Calcul en plasticité :

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right]^\beta \leq 1 \text{ Classe (I) : } \alpha = 2, \beta = 1 (N = 0)$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166 \times 23.5}{1} = 39.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{34.6 \times 23.5}{1} = 8.13 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } \left[\frac{24.64}{39.01} \right]^2 + \left[\frac{0.85}{8.13} \right]^1 = 0.39 + 0.1 + 0.39 = 0.49 < 1$$

Vérifiée

Donc en présence de liernes au milieu, l'**IPE180** est suffisant en calcul plastique.

5.2.2 Vérification à l'effort tranchant :

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante : $V_z \leq V_{plz}$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{11.3 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 153.31 \text{ KN}$$

- **Sous le vent :**

$$V_z = 39,92 \text{ KN} < V_{plz} = 153.31 \text{ KN}$$

Vérifiée

5.2.3 Vérification au déversement :

$$M_{sd,y} = 24.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 21000 \times 101}{(300)^2} \left\{ \left[\frac{7,43 \times 10^3}{101} + \frac{300^2 \times 0,4 \times 4,79}{3,14^2 \times 101} + (0,459 \times (-9))^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-9)) \right\}$$

$$M_{cr} = 53.82 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 166 \times 23.5}{53.82 \times 10^2}} = 0,85$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,85 > 0,4 \Rightarrow \text{Donc il y a risque de déversement.}$$

Profilé laminé : $\alpha = 0,21$; Courbe (a) $\rightarrow \bar{\lambda}_{LT}$

On tire χ_{LT} du tableau. (5.5.2 de L'EC03) :

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,85 \text{ Donc après interpolation on obtient : } \chi_{LT} = 0,7648$$

$$M_{b,rd} = 0,7648 \times 1 \times \frac{166 \times 23,5}{1,1} = 27.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,y} = 24.64 \text{ KN.m} < M_{b,rd} = 27.12 \text{ KN.m}$$

vérifiée

5.2.4 Vérification de la flèche (l'ELS) :

$$Q_{sz} = -2.25 \text{ KN/m}$$

$$Q_{sy} = 0.57 \text{ KN/m}$$

$$f_z = \frac{5 q_{s,z} L^4}{384 EI_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 \cdot 2,25 \cdot 10^{-2} \times (600)^4}{384 \cdot 21000 \times 1317} = 1,37 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2,5 q_{s,y} (L/2)^4}{384 EI_z} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2,5 \cdot 0,57 \cdot 10^{-2} \cdot (300)^4}{384 \cdot 21000 \times 101} = 0,11 \text{ cm} < f_{adm} = 1.5 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

Conclusion : On choisit pour toutes les pannes un **IPE180**. Avec des liernes. On rappelle que la solution avec liernes est en général plus économique.

6. Calcul des liernes :

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

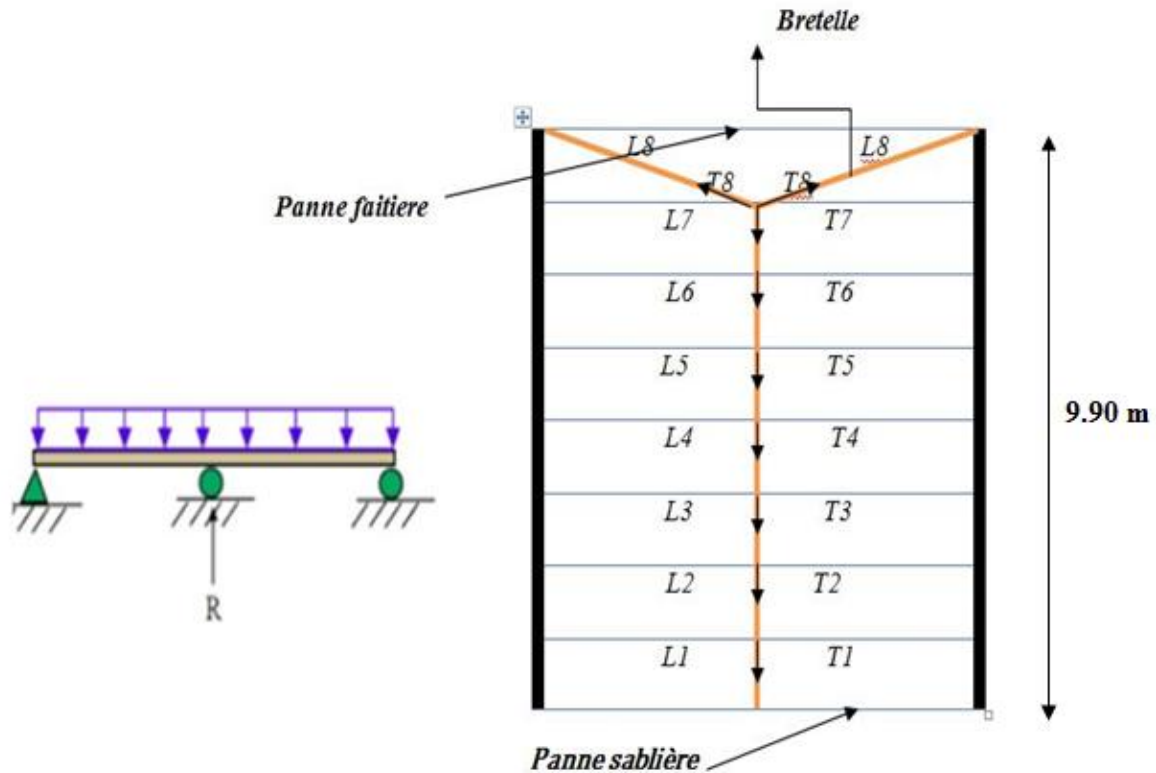


Figure III. 9 Schéma statique des liernes

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

$$T_1 = 1.25 * \frac{q_{uy}}{2} * \frac{l}{2} = 1.25 * \frac{0.76}{2} * \frac{6}{2} = 1.4 \text{ KN} = R$$

$$T_n = (2n - 1) * R$$

- Effort dans les diagonales L7

$$T_7 = (2 * 7 - 1) * 1.4 = 18.62 \text{ KN}$$

- Effort dans les diagonales L8

$$2 * T_8 \sin \theta = 1.25 * q_{uy} * \frac{l}{2} + T_7 = 1.25 * 0.76 * \frac{6}{2} + 18.62 = 21.43 \text{ KN}$$

$$\theta = \arctg\left(\frac{1.3}{3}\right) = 23.42^\circ \Rightarrow T_8 = \frac{21.43}{2 * \sin 23.42} = 26.96 \text{ KN}$$

6.1 Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L4 où l'effort exercé est $N_{tsd} = 26.96 \text{ KN}$

La condition de résistance impose que :

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

$$A \geq \frac{1 * 26.96}{23.5} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \frac{\pi * \phi^2}{4} \geq 1.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 * 1.14}{\pi}} \Rightarrow \phi \geq 1.2 \text{ cm}$$

Finalement, on adopte une tige de diamètre $\phi = 12 \text{ mm}$.

7. Calcul de l'échantignolle :

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

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

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

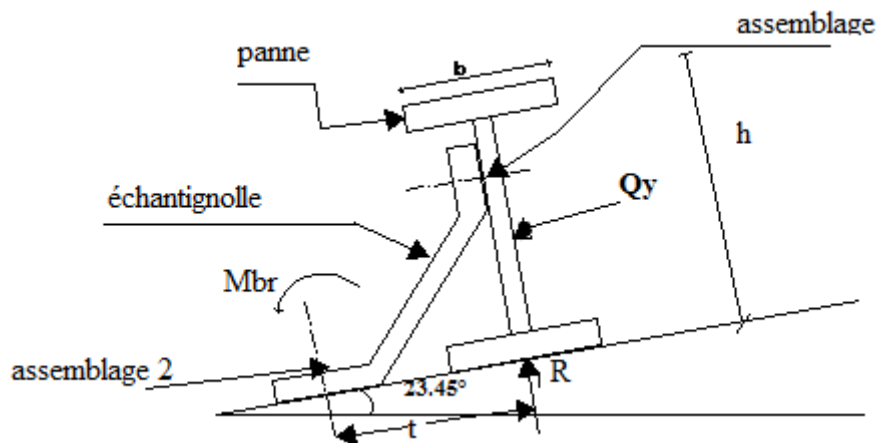


Figure III. 10 : Echantignolle.

Pour un **IPE 180** : $b = 9.1 \text{ cm}$ et $h = 18 \text{ cm}$
 $9.1 \text{ cm} \leq t \leq 13.65 \text{ cm}$, on adopte $t = 12 \text{ cm}$

On a :

Un effort de soulèvements sous la combinaison : **$G \cdot \cos\alpha - 1.5 W$**

$$Q_{uz} = G \cos\alpha - 1.5W = 0.424 \cos 23.45 - 1.5 * 2.64 = 4.34 \frac{KN}{ml}$$

et suivant rampant sous la combinaison : **$1.35G \cdot \sin\alpha$**

$$Q_{uy} = 1.35G \sin\alpha = 1.35 * 0.424 \sin 23.45 = 0.22 \text{ KN /ml}$$

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

$$q_{uz} = 1.25 \times 4.34 = 5.47 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = 1.25 \times 0.22 = 0.27 \text{ KN/ml}$$

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

$$R_z = 1.25 q_{uz} l = 1.25 \times 5.47 \times 6 = 41.025 \text{ KN}$$

$$R_y = 1.25 q_{uy} l = 1.25 \times 0.27 \times 6 = 2.025 \text{ KN}$$

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

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

Avec :

$$M_R = R_z * t + R_y * h/2 = 41.025 * 0.12 + 2.025 * 0.09 = 5.10 \text{ KN.m}$$

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

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

$$M_{\text{pliage}} = \frac{W_{ely} * f_y}{\gamma_{m0}} \geq M_R \Rightarrow W_{ely} \geq \frac{\gamma_{m0} * M_R}{f_y} \Rightarrow W_{ely} = \frac{1 * 5.10 * 10^2}{23.5} = 21.7 \text{ cm}^3$$

Pour une section rectangulaire :

$$W_{ely} = \frac{b * e^2}{6} = \frac{30 * e^2}{6} = 5 * e^2 \Rightarrow 5 * e^2 = 21.7 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{21.7}{5}} = 2.08 \text{ cm}$$

On adopte une échantignolle de **25 mm** d'épaisseur.

8. Calcul des lisses de bardages

8.1 Introduction :

Les lisses de bardages sont constituées des poutrelles (IPE, UAP) ou des profils minces pliés. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

8.1 Détermination des sollicitations :

Les lisses, destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal.

La lisse fléchit verticalement en outre, sous l'effet de son poids propre et du poids du bardage qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion déviée.

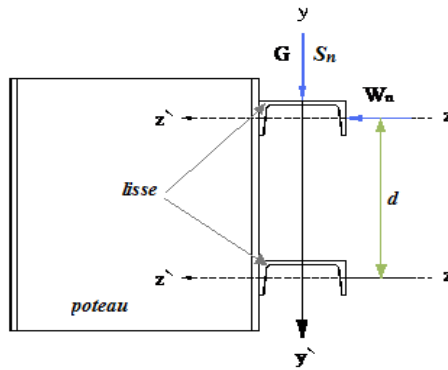


Figure III. 11 : Disposition des lisses

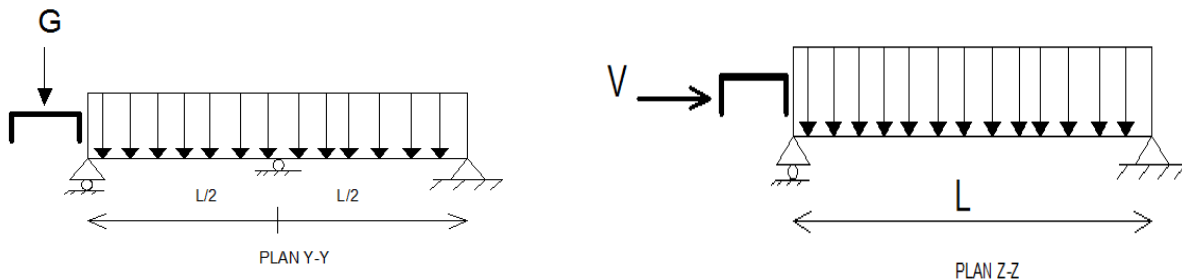
8.1.1 Evaluation des charges et surcharges :

On a: $H_p = 15.5m$ $n = 10$ $d = 1.5$

n : Nombre d'espacement

H_p : hauteur du poteau

d : espacement entre les lisses



a-charge permanent G (perpendiculaire à l'âme)

-Poids propre estime **UAP 100**

$$G_p = (12.75 + 4) \times 1.5 + 10.5 = 35.625 \text{ kg/m}$$

$$G_p = 0.356 \text{ KN/ml}$$

b-surcharge climatique due au vent (v) (dans le plan de l'âme)

$$V = 1.83 \text{ KN/m}^2$$

$$V = 1.83 \times 1.5 = 3.43 \text{ KN/ml}$$

8.1.2 Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

$$f_z = \frac{5 \cdot q_w \cdot l^4}{384 \cdot I_y \cdot E} \leq \frac{L}{200}$$

Suivant Z-Z :

$$I_Y \geq \frac{5 * q_w * l^4}{384 * E * I_Y} = \frac{5 * 3.43 * 600^4 * 10^{-1}}{3 * 384 * 2.1 * 10^5} = 918,75 \text{ cm}^4$$

On choisi **UAP 180**

$$I_z = 144 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 41350 \text{ cm}^4$$

$$A = 25.1 \text{ cm}^2$$

$$H = 180 \text{ mm}$$

$$G = 19.7 \text{ kg/m}$$

Le poids propre réel G :

$$G = (12.75 + 4) \times 1.5 + 19.7 = 44.825 \text{ kg/m}$$

$$G = 0.448 \text{ kn/m}$$

8.1.3 Vérification à l'état limite ultime :

a- Vérification à la flexion :

-sous la condition de résistance :

$$\left(\frac{M_Y}{M_{pl,y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_Z}{M_{pl,z}} \right)^\beta \leq 1$$

$$M_y = \frac{1.5 q_w x l^2}{8} = \frac{1.5 \times 3.43 \times 6^2}{8} = 23.15 \text{ kn.m}$$

$$M_z = \frac{1.35 G x l^2}{8} = \frac{1.35 \times 0.448 \times 6^2}{8} = 2.72 \text{ kn.m}$$

$$\text{UAP180 : } W_{pl,y} = 173 \text{ cm}^3, \quad W_{pl,z} = 52,3 \text{ cm}^3$$

$$\left(\frac{23.15 \times 10^2}{173 \times 23,5} \right)^2 + \left(\frac{2.72 \times 10^2}{52.3 \times 23,5} \right)^1 = 0.54 < 1 \quad \text{vérifiée}$$

b- Vérification au cisaillement :

$$V_z \leq V_{pl,z}$$

$$V_z = 1.5 * V * \frac{L}{2} \Rightarrow V_z = \frac{1.5 \times 3.43 \times 6}{2} = 15.43 \text{ KN/ml}$$

$$V_{pl,z} = \frac{A_{vz} x f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} \Rightarrow V_{pl,z} = \frac{11.2 \times 23.5}{1,1 \sqrt{3}} = 138,14 \text{ kn/ml}$$

$$\Rightarrow V_z < V_{pl.z} \quad \text{vérifiée}$$

c-Vérification au déversement :

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

d- sous le vent de dépression :

Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis de déversement λ_{lt}

$$\lambda_{lt} = \frac{\frac{I_z}{i_z}}{(C_1)^{0.5} x \left[1 + \frac{1}{20} x \left[\frac{I_z}{\frac{h}{\tau_f}} \right]^2 \right]^{0.25}} \quad (\text{Ec 03 art 5.5.2})$$

$$\lambda_{lt} = \frac{\frac{144}{2.39}}{(1.88)^{0.5} x \left[1 + \frac{1}{20} x \left[\frac{144}{\frac{2.39}{18}} \right]^2 \right]^{0.25}} = 38.96$$

$$\lambda_{lt} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_l} \right] x (\beta_A)^{0.5} = 0.41 > 0.4$$

\Rightarrow Il y a un risque de déversement

A partir de la courbe de flambement a ; $\alpha=0,21$

$$x_{lt} = 0.95$$

$$M_{br.d} = x_{lt} \cdot M_{ply.rd} = 35.11 \text{ kn.m}$$

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{brd}} \right) + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz.rd}} \right) \leq 1$$

$$\left(\frac{23.15}{35.11} \right) + \left(\frac{2.72}{10.6} \right) = 0.91 \leq 1 \quad \text{vérifiée}$$

8.1.4 Vérification à l'état limite de service :

➤ Vérification à la flèche :

a-Vérification de la flèche selon Z-Z :

$$f_z = \frac{5 * V * l^4}{384 * E.I} \leq \frac{l}{200}$$

$$f_z = \frac{5x3.43x600^4x10^{-1}}{384x2.1x10^5x1350} = 2.04 \text{ cm} \leq \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

b-Vérification de la flèche selon y-y :

$$f_y = \frac{5 x G_y x l^4}{384 \cdot EI} \leq \frac{l}{200}$$

$$f_z = \frac{5x0.593x600^4x10^{-1}}{384x2.1x10^5x144} = 3.3cm > \frac{600}{200} = 3cm \quad \text{non vérifiée}$$

➤ (cas avec des suspentes)

$$\Rightarrow f_y = \frac{20.5x G_y x \left(\frac{l}{2}\right)^4}{384 \cdot EI} \leq \frac{l}{200}$$

$$f_z = \frac{2.05x0.593x300^4x10^{-1}}{384x2.1x10^5x144} = 0.08cm \leq \frac{300}{200} = 1.5cm \quad \text{vérifiée}$$

Conclusion : on choisit pour toutes les lisses un **UPE180**.

9. Calcul des suspentes :**9.1 Introduction :**

Les suspentes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des lisses. Compte tenu de la faible inertie transversale des lisses, l'effet de la charge **Qx** (perpendiculaire à l'âme de la lisse) devient préjudiciable et conduit à des sections de lisses importantes, donc onéreuses.

9.2 Dimensionnement des suspentes :**9.2.1 Calcul de l'effort de traction dans la suspente la plus sollicitée :**

La réaction R au niveau de la suspente :

$$R=1.25Q_y * l_y \quad \text{tlq :}$$

$$Q_y = 1.35 * G \quad \text{Avec } G=[(P_{co} + P_{ac})x(e)] + P_{lisse}$$

e : espacement entre les lisses de bardage

L : la porte de la lisse :

Efforts de traction dans le tronçon de la suspente L1 : suspente 1

$$Q_y = \frac{0.8kn}{m}$$

$$R = \left(0.8x\frac{6}{2}\right) = \frac{2.44kn}{m}$$

Efforts de traction dans le tronçon de suspente L1 : suspente 1

$$T_1 = \frac{R}{2} = 1.2 \text{ KN/m}$$

Effort dans le tronçon L9 :

$$T_n = (2n - 1) * T_1$$

$$T_9 = (2 * 9 - 1) * 1.2 = 20.4 \text{ KN/m}$$

Effort dans le tronçon L10 :

Avec : $\theta = 26.56^\circ$ tq $\theta = \arctg 1,5/3$

$$\Rightarrow 2T_{10} \sin\theta = T_9$$

$$\Rightarrow T_{10} = \frac{T_9}{2 \sin\theta} = 22.81 \text{ KN/m}$$

9.2.2 Calcul de la section des suspentes :

Le tronçon le plus sollicité est T9.

- **Condition de vérification à la résistance :**

Résistance plastique de la section brute :

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

$$N_{sd} = T_9$$

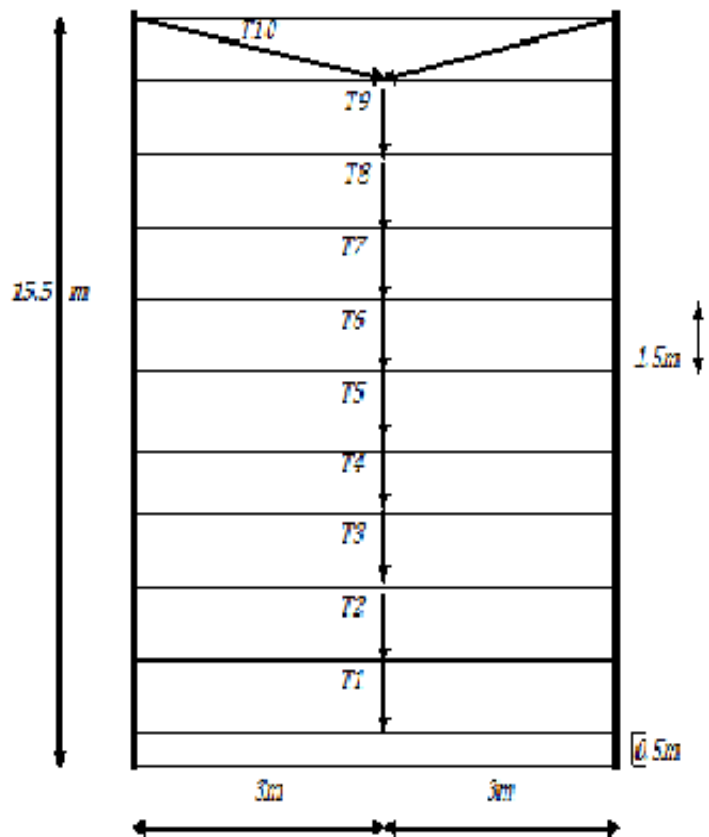
$$N_{PL,RD} = A * \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{T_9 \gamma_{m0}}{f_y} \Rightarrow A \geq$$

$$\frac{20.4 * 1.1}{23.5} = 0.95 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi * \phi^2}{4}$$

$$\Rightarrow \phi \geq \left(\frac{4 * A}{\pi} \right)^{0.5}$$



$$\emptyset \geq 1.1cm$$

Pour des raisons pratique, on opte pour une barre ronde de diamètre : $\phi = 12mm$.

On va choisir un $\emptyset 12$ pour les suspentes des lisses.

CHAPITRE IV Études des escaliers

1. Introduction

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du bâtiment. Pour notre projet, on a 03 type d'escalier en charpente métallique qui sont composés à savoir ; deux volées, et de trois volées liées à un palier de repos, ces derniers se composent d'une solive IPE encastree aux poteaux, la volée est constituée de deux limons en profilé UPE, et des marches constituées par des cornières de support et de tôle striée. Et enfin un escalier hélicoïdal.

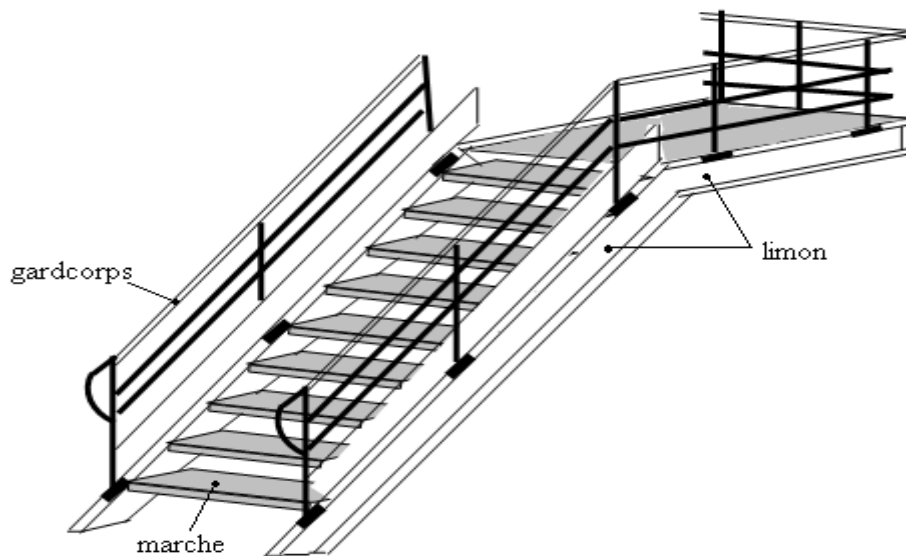


Figure IV. 11 Constituant d'un escalier

2. Pré dimensionnement de l'escalier type 1(a deux volées) :

h : Hauteur de la contre marche donné par : $16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

g : Largeur de la marche (giron) donné par : $25\text{cm} \leq h \leq 32\text{cm}$

n : Nombre de contremarche.

H : Hauteur à franchir avec une volée $H = 1.75\text{m}$

La condition assurant le confort de l'escalier est donnée par la relation de BLONDEL

$$60\text{cm} \leq g + 2 \cdot h \leq 64\text{cm}$$

Avec :

$$h = \frac{H}{n}$$

On prend $h = 17.5\text{cm} \Rightarrow n = \frac{175}{17.5} = 10$ (contremarches)

$n - 1 = 9$ (marches)

$$60 \leq g + 2 \cdot 18 \leq 64 \Rightarrow 24 \leq g \leq 28 \Rightarrow \text{On prend: } g = 30\text{cm}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17.5}{30} = 0.58 \Rightarrow \alpha = 30.25^\circ$$

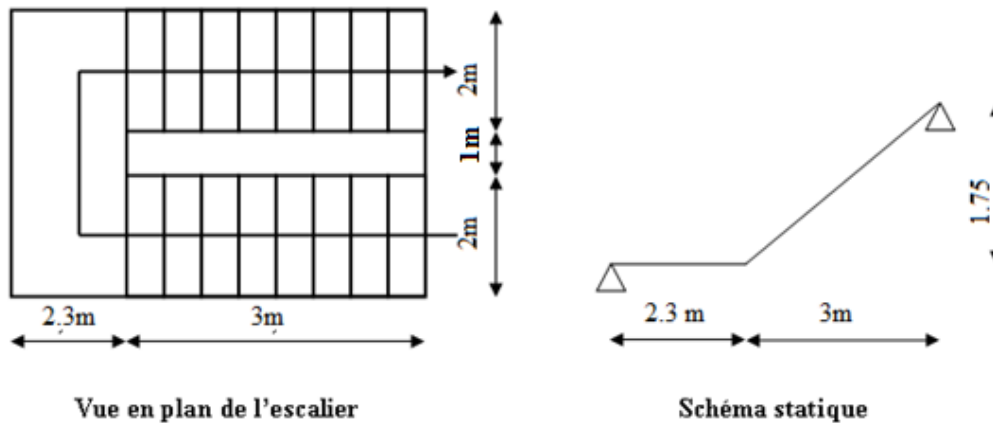


Figure IV. 2 Schémas statique de l'escalier a deux volées

3. Calcul des éléments de l'escalier :

Charges et surcharges sur l'escalier :

a. Charges sur la volée :

1- Tôle striée ($e = 0,5\text{cm}$)	$0,9 \cdot 0,5 = 0,45 \text{ KN/m}^2$
2- Mortier de pose ($e = 1,5\text{cm}$)	$0,2 \cdot 1,5 = 0,3 \text{ KN/m}^2$
3- Revêtements en carrelage ($e = 2\text{cm}$)	$0,2 \cdot 2 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
	$G = 1,15 \text{ KN/m}^2$

b. Charge sur le palier :

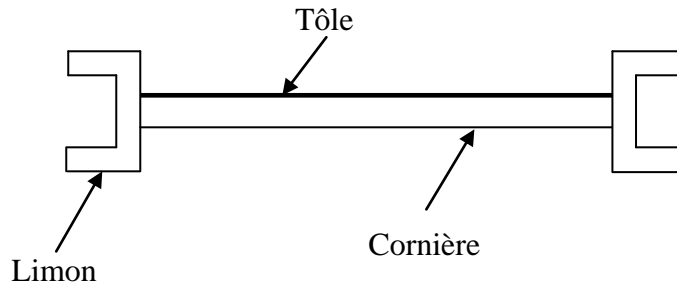
1- Revêtements en carrelage ($e = 2\text{cm}$)	$0,2 \cdot 2 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
2- Mortier de pose ($e = 1,5\text{cm}$)	$0,2 \cdot 1,5 = 0,3 \text{ KN/m}^2$
3- Dalle en béton armé ($e = 10\text{cm}$)	$0,1 \cdot 25 = 2,5 \text{ KN/m}^2$
4- Tôle type TN 40	$0,15 \text{ KN/m}^2$
	$G = 3,35 \text{ KN/m}^2$

c. Charges d'exploitation :

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Bâtiment à usage de bureau}$$

3.1 Pré dimensionnement de la cornière du support :

La cornière est considérée comme une poutre simplement appuyée, sollicitée en flexion simple.



Chaque cornière reprend la moitié de la charge permanente et la moitié de la charge d'exploitation.

$$q = (G + Q) \cdot g/2 = (1,15 + 2,5) \cdot 0,3/2 = 0,548 \text{ KN/m}$$

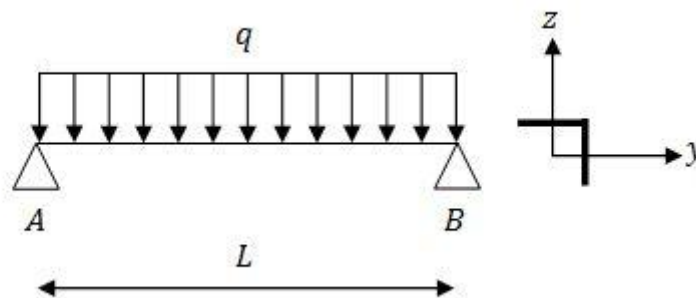


Figure IV. 3 Schémas statique de la cornière

➤ Condition de flèche :

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \cdot \frac{5 \cdot q \cdot l^3}{384 \cdot E} = 300 \cdot \frac{5 \cdot 0,548 \cdot 2^3}{384 \cdot 2,1} = 8,15 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière à ailes égale L50x50x4 avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = I_z = 8.97 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = W_{elz} = 2.46 \text{ cm}^3$$

$$G_{cornière} = 0,0306 \text{ KN/m}$$

➤ **Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

• **La flèche :**

$$q' = q + G_{cornière} = 0,548 + 0,0306 = 0,578 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot 0,578 \cdot 200^4}{384 \cdot 21000 \cdot 8.97} 10^{-2} = 0.63 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{200}{300} = 0.66 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• **La résistance :**

$$q_u = (1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q) \cdot \frac{g}{2} + (1,35 \cdot G_{cornière}) = 0.83 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{0.83 \cdot 2^2}{8} = 0.41 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{2.46 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 0.578 \text{ KN} \cdot \text{m} > 0.41 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• **Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{0.83 \cdot 2}{2} = 0.83 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \times S}{e \times I_y} \leq \bar{\tau} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

Avec : S est le moment statique

$$S = \sum A_i \cdot Z_i = (50 \cdot 4) \cdot \frac{4}{2} + (50 - 4) \cdot 4 \cdot \frac{50}{2} = 5000 \text{ mm}^3$$

$$\tau = 9.65 \text{ MPa} < \tau_{bar} = 135.67 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors **L50x50x4** convient comme cornière de support.

3.2 Pré dimensionnement du limon :

Le limon est l'élément qui supporte le poids total de l'escalier et qui permet aux marches de prendre appui.

La charge revenant au limon est :

$$q_v = \frac{(G_v + Q) \cdot E_m}{2} + G_{cornière} = \frac{(1,15 + 2,5) \cdot 2}{2} + 0,0306 = 3.68 \text{ KN/m}$$

$$q_p = \frac{(G_p + Q) \cdot E_m}{2} = \frac{(3,35 + 2,5) \cdot 2}{2} = 5,85 \text{ KN/m}$$

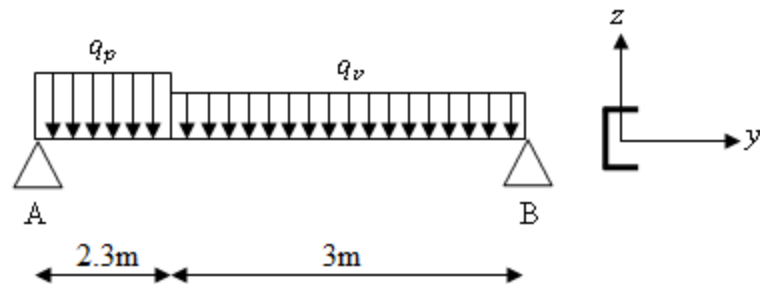


Figure IV. 4 Schémas statique du limon

$$q = \max(q_v; q_p) = 5,85 \text{ KN/m}$$

➤ Condition de flèche :

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \text{ et } f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \cdot \frac{5 \cdot q \cdot l^3}{384 \cdot E} = 300 \cdot \frac{5 \cdot 5,85 \cdot 5,3^3}{384 \cdot 2,1} = 1620,03 \text{ cm}^4$$

Soit un **UPE200** avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 1910 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 228 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0,228 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 17,71 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

• **La flèche :**

$$q' = q + G_{profilé} = 5,85 + 0,228 = 6,17 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot 6,17 \cdot 520^4}{384 \cdot 21000 \cdot 1910} \cdot 10^{-2} = 1,46 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{520}{300} = 1,73 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **La résistance :**

$$q_v = \frac{(1,35 \cdot G_v + 1,5 \cdot Q) \cdot E_m}{2} + 1,35 \cdot (G_{\text{cornière}} + G_{\text{profilé}}) = 5,77 \text{ KN/m}$$

$$q_p = \frac{(1,35 \cdot G_p + 1,5 \cdot Q) \cdot E_m}{2} + 1,35 \cdot G_{\text{profilé}} = 8,43 \text{ KN/m}$$

Le limon est considéré comme une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les réactions d'appuis et le moment maximal.

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 36,7 \text{ KN}$$

$$\sum (M/A) = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A = 20,09 \text{ KN} \\ R_B = 16,61 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Calcul des efforts internes :**

$$\underline{0 \leq x \leq 2,3}$$

$$\begin{cases} M_Z = -4,21 \cdot x^2 + 20,09 \cdot x \\ T_y = 8,43 \cdot x - 20,09 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m}, T_y = 20,09 \text{ KN} \\ x = 2,3 \Rightarrow M_Z = 23,93 \text{ KN.m}, T_y = -0,7 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Le moment est maximum pour : } x = \frac{20,09}{8,43} = 2,38 \text{ m} > 2,3$$

$$\underline{0 \leq x \leq 3}$$

$$\begin{cases} M_Z = -2,88 \cdot x^2 + 16,61 \cdot x \\ T_y = -5,77 \cdot x + 16,61 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m}, T_y = 16,61 \text{ KN} \\ x = 3 \Rightarrow M_Z = 23,91 \text{ KN.m}, T_y = -0,7 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Le moment est maximum pour : } x = \frac{16,61}{5,77} = 2,85 < 3 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{\text{max}} = 23,96 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc les efforts maximum sont : } \begin{cases} M_{sd} = 23,96 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = R_A = 20,09 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{228 \cdot 23,5 \cdot 10^{-2}}{1} = 53,58 \text{ KN.m} > 23,96 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Cisaillement :**

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{17,71 \cdot 10^{-2} \cdot (235 / \sqrt{3})}{1} = 24,02 \text{ KN} > 20,09 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors **UPE200** convient comme limon pour la volée.

3.3 Etude de la poutre palière :

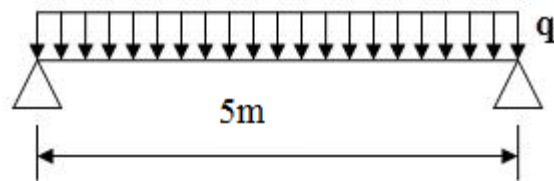


Figure IV. 5 : Schéma statique de la poutre palière.

Les charges revenant sur la poutre palière sont :

Charge de la main couranteGc = 2 kN/m

Charge revenant au palierG= 3,35×1.15= 3.85 kN/m

Q=2,5×1.15= 2.87 kN/m

qs= 2+3.85+2.87 = 8.72 kN/m

$$f = \frac{5 * q_s * l^4}{384 * E * I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300} \Rightarrow I_y = \frac{300 * 5 * 8.72 * 10^{-2} * 500^3}{384 * 21000} = 2027 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE 220

$$I_y = 2772 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 285 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0.262 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 15.9 \text{ cm}^2$$

Vérification en tenant compte du poids de profilé

$$q_u = 1,35(2+3.85+0.262) + 1,5 \times 2.87 = 12.55 \text{ kN/m}$$

$$q_s = 2+3.85+0.262+2.87 = 8.982 \text{ kN/m}$$

- Critère de flèche

$$f = \frac{5 * q_s * l^4}{384 * E * I_y} = 1.25 \text{ cm} < \frac{l}{300} = \frac{500}{300} = 1.66 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée.

- Critère de résistance

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{12.55 * 5^2}{8} = 39.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{285 \cdot 23.5 \cdot 10^{-2}}{1} = 66.97 \text{ KN} \cdot \text{m} > 39.21 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

La condition est vérifiée

• **Vérification au cisaillement**

$$V_{sd} = \frac{12.55 \cdot 5}{2} = 31.37 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_1}} = \frac{15.9 \cdot 10^{-2} \cdot (235 / \sqrt{3}) \cdot 10^3}{1.1} = 196.11 \text{ KN} > 31.37 \text{ KN}$$

$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow$ Vérifiée

3.4 Pré dimensionnement de la console du pallié de repos

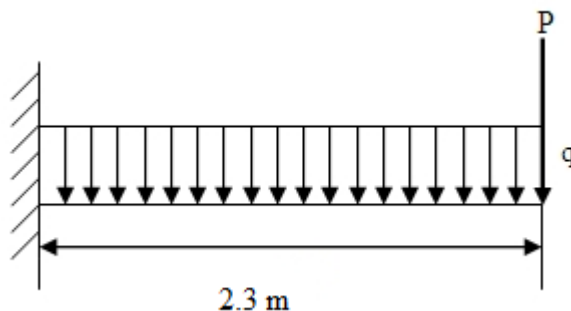


Figure IV. 6 schéma statique de la console du pallié de repos :

Les charges revenant sur la console sont :

Charge des cloisons.....Gc = 2 kN/m

Charge revenant du palierG= 3,15×2.3 = 7.24 kN/m

Q=2,5×2.3 = 7.75 kN/m

$$q_u = 1.35 (2+7.24) + 1.5 \times 7.75 = 24.1 \text{ kN/m}$$

$$q_s = 2 + 7.24 + 7.75 = 17 \text{ kN/m}$$

P : réaction de la poutre palière

$$p = \frac{G_p \cdot l}{2} = \frac{3.35 \cdot 2.3}{2} = 3.85 \text{ KN}$$

$$f = \frac{q_s \cdot l^4}{8 \cdot E \cdot I_y} + \frac{p \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{l}{250} \Rightarrow I_y \geq \left(\frac{q_s \cdot l^3}{8 \cdot E} + \frac{p \cdot l^2}{3 \cdot E} \right) \cdot 250$$

$$I_y \geq \left(\frac{17 \cdot 10^{-2} \cdot 230^3}{8 \cdot 21000} + \frac{3.85 \cdot 10^{-2} \cdot 230^2}{3 \cdot 21000} \right) \cdot 250 = 3086.04 \text{ cm}^4$$

Soit un **UPE240** caractérisé par.

$$I_y = 3600 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 347 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0.302 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 18.8 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification en tenant compte du poids du profilé**

$$q_u = 1.35 (2 + 7.24 + 0.302) + 1.5 \times 7.75 = 24.51 \text{ kN/m}$$

$$q_s = 2 + 7.24 + 7.75 + 0.302 = 17.3 \text{ kN/m}$$

• **Critère de flèche**

$$f = \frac{q_s \times L^4}{8 \times E \times I_y} + \frac{P_s \times L^3}{3 \times E \times I_y}$$

$$f = \frac{17.3 \cdot 10^{-2} \cdot 230^4}{8 \cdot 21000 \cdot 3600} + \frac{3.85 \cdot 10^{-2}}{3 \cdot 21000 \cdot 3600} \cdot 230^3 = 0.8 \text{ cm et } f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{230}{250} = 0.92 \text{ cm}$$

La condition de la flèche est vérifiée.

• **Critère de résistance**

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{2} + p_u \cdot l = \frac{24.51 \cdot 2.3^2}{2} + 3.85 \cdot 2.3 = 73.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{347 \cdot 23.5 \cdot 10^{-2}}{1} = 81.54 \text{ KN.m}$$

Condition de résistance est vérifiée

• **Vérification au cisaillement**

$$V_{sd} = q_u \cdot l + p_u = 24.51 \cdot 2.3 + 3.85 = 60.22 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \cdot A_{vz}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{23.5 \cdot 18.8}{\sqrt{3}} = 255.07 \text{ KN} > V_{sd}$$

$$0.5V_{Rd} = 127.53 \text{ KN} > V_{sd} \text{ la condition est vérifiée}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc **UPE240** convient comme console de limon

4. Pré dimensionnement de l'escalier type 02 (a trois volées) :

Dans ce cas la hauteur de notre niveau est de 5.5m d'ou nous allons procéder a un calcul et dimensionnement de l'escalier a trois volées.

Pour la 1ere et la deuxième volée nous avons :

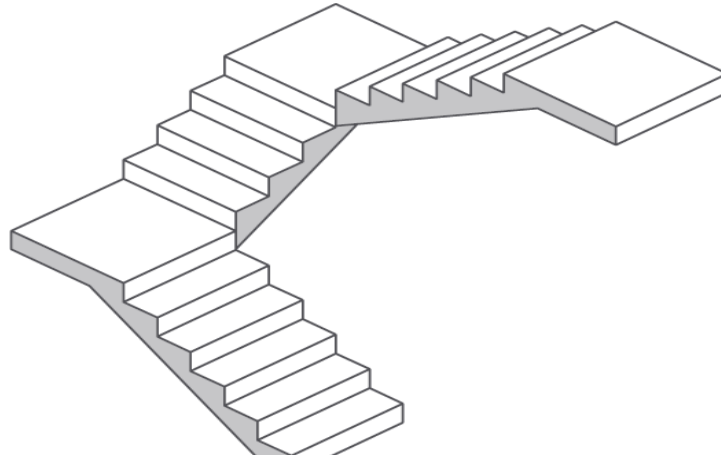


Figure IV. 7 escalier a 3 volées

$$h = \frac{H}{n}$$

On prend $h = 18cm \Rightarrow n = \frac{200}{18} = 11$ (contremarches)

$n - 1 = 10$ (marches)

$60 \leq g + 2 \cdot 18 \leq 64 \Rightarrow 24 \leq g \leq 28 \Rightarrow$ On prend: $g = 30cm$

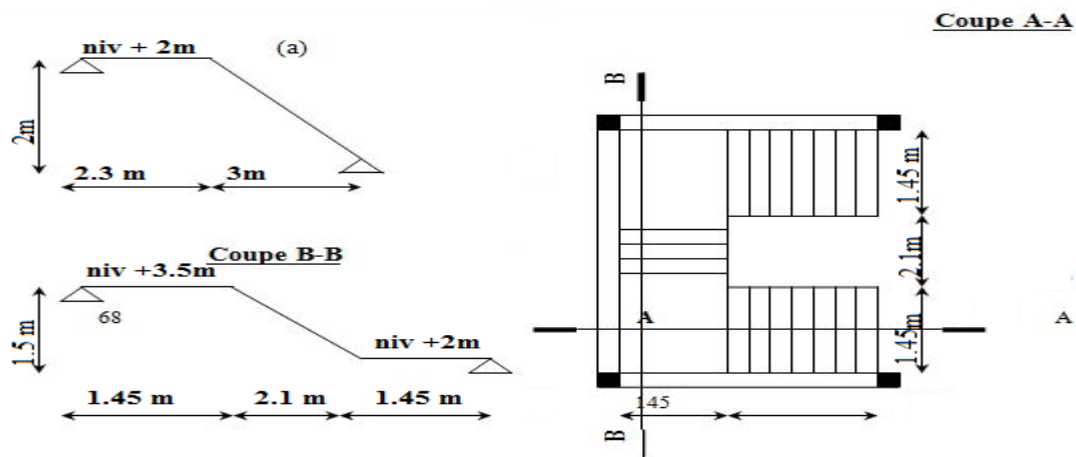


Figure IV. 8 Vue en plan et coupe de l'escalier

4.1 Pré dimensionnement de la cornière du support :

$$qs = (G + Q) \cdot g/2 = (1,15 + 2,5) \cdot 0,3/2 = 0,548 KN/m$$

➤ condition de la flèche :

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \text{ et } f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \cdot \frac{5 \cdot q \cdot l^3}{384 \cdot E} = 300 \cdot \frac{5 \cdot 0,548 \cdot 1,45^3}{384 \cdot 2,1} = 3,06 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière à ailes égale **L35x35x5** avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = I_z = 3,56 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = W_{elz} = 1,45 \text{ cm}^3$$

$$G_{cornière} = 0,0257 \text{ KN/m}$$

➤ **Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

• **La flèche :**

$$q' = q + G_{cornière} = 0,548 + 0,0257 = 0,573 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot 0,573 \cdot 1,45^4}{384 \cdot 21000 \cdot 3,56} 10^{-2} = 0,44 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{145}{300} = 0,48 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• **La résistance :**

$$q_u = (1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q) \cdot \frac{g}{2} + (1,35 \cdot G_{cornière}) = 0,83 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{0,83 \cdot 1,45^2}{8} = 0,21 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1,45 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 0,34 \text{ KN} \cdot \text{m} > 0,21 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• **Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{0,83 \cdot 1,45}{2} = 0,6 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \times S}{e \times I_y} \leq \bar{\tau} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

Avec : S est le moment statique

$$S = \sum A_i \cdot Z_i = (35 \cdot 5) \cdot \frac{5}{2} + (35 - 5) \cdot 5 \cdot \frac{35}{2} = 3062,5 \text{ mm}^3$$

$$\tau = 10,32 \text{ MPa} < \tau_{bar} = 135,67 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors **L35 * 35 * 5** convient comme cornière de support.

4.2 Pré dimensionnement du limon :

La charge revenant au limon est :

$$q_v = 2.67 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 4.24 \text{ KN/m}$$

$$q = \max(q_v; q_p) = 4.24 \text{ KN/m}$$

➤ **Condition de flèche :**

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \text{ et } f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 1174 \text{ cm}^4$$

Soit un **UPE200** avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 1910 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 228 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0,228 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 17.71 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

• **La flèche :**

$$q' = 4.46 \text{ KN/m} \quad ; f_{cal} = 1.14 \text{ cm} < f_{ad} = 1.76 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• **La résistance :**

$$q_v = 4.18 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 6.38 \text{ KN/m}$$

Le limon est considéré comme une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les réactions d'appuis et le moment maximal.

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 27.21 \text{ KN}$$

$$\sum (M/A) = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A = 15.03 \text{ KN} \\ R_B = 12.17 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Calcul des efforts internes :**

Les efforts maximum sont :
$$\begin{cases} M_{sd} = 17.7 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ V_{sd} = R_A = 15.03 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = 51.7 \text{ KN} \cdot \text{m} > 17.7 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Cisaillement :**

$$V_{pl,Rd} = 183.16 \text{ KN} > 15.03 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors UPE200 convient comme limon pour la volée.

4.3 Etude de la poutre palière :

$$q_s = 8.72 \text{ kN/m}$$

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300} \Rightarrow I_y = \frac{300 \cdot 5 \cdot 8.72 \cdot 10^{-2} \cdot 500^3}{384 \cdot 21000} = 2027 \text{ cm}^4$$

Soit un **IPE 220**

$$I_y = 2772 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 285 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0.262 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 15.9 \text{ cm}^2$$

Vérification en tenant compte le poids du profilé

$$q_u = 12.55 \text{ kN/m}$$

$$q_s = 8.982 \text{ kN/m}$$

- **Critère de la flèche**

$$f = 1.25 \text{ cm} < \frac{l}{300} = \frac{500}{300} = 1.66 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée.

- **Critère de résistance**

$$M_{sd} = 39.21 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 66.97 \text{ KN} \cdot \text{m} > 39.21 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

La condition est vérifiée

- **Vérification au cisaillement**

$$V_{sd} = 31.37 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = 196.11 \text{ kN} > 31.37 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

4.4 pré dimensionnement de la console

$$q_u = 24.1 \text{ kN/m}$$

$$q_s = 17 \text{ kN/m}$$

P : réaction de la poutre palière

$$p = 3.85 \text{ kN}$$

$$f = \frac{q_s * l^4}{8 * E * I_y} + \frac{p * l^3}{3 * E * I_y} \leq \frac{l}{250} \Rightarrow I_y \geq \left(\frac{q_s * l^3}{8 * E} + \frac{p * l^2}{3 * E} \right) * 250$$

$$I_y \geq 3086.04 \text{ cm}^4$$

Soit un **UPE240** caractérisé par.

$$I_y = 3600 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 347 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0.302 \text{ kN/m}$$

$$A_{vz} = 18.8 \text{ cm}^2$$

- **Vérification en tenant compte du poids du profilé**

$$q_u = 24.51 \text{ kN/m}$$

$$q_s = 17.3 \text{ kN/m}$$

- **Critère de flèche**

$$f = 0.8 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = 0.92 \text{ cm}$$

- **Critère de résistance**

$$M_{sd} = 73.61 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = 81.54 \text{ kN.m} > 73.61 \text{ kN.m} \text{ Condition de résistance est vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement**

$$V_{sd} = q_u * l + p_u = 24.51 * 2.3 + 3.85 = 60.22 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y * A_{vz}}{\sqrt{3} * \gamma_{m0}} = \frac{23.5 * 18.8}{\sqrt{3}} = 255.07 \text{ KN} > V_{sd}$$

$$0.5V_{Rd} = 127.53 \text{ KN} > V_{sd} \text{ la condition est vérifiée}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc **UPE240** convient comme console de limon

- **pré dimensionnement de la volée intermédiaire**
- **pré dimensionnement de la cornière de support**

$$h = 18 \text{ cm}$$

Avec :

$$h = \frac{H}{n}$$

$$\text{On prend } h = 18 \text{ cm} \Rightarrow n = \frac{150}{18} = 8 \text{ (contremarches)}$$

$$n - 1 = 7 \text{ (marches)}$$

$$60 \leq g + 2 \cdot 18 \leq 64 \Rightarrow 24 \leq g \leq 28 \Rightarrow \text{On prend: } g = 30 \text{ cm}$$

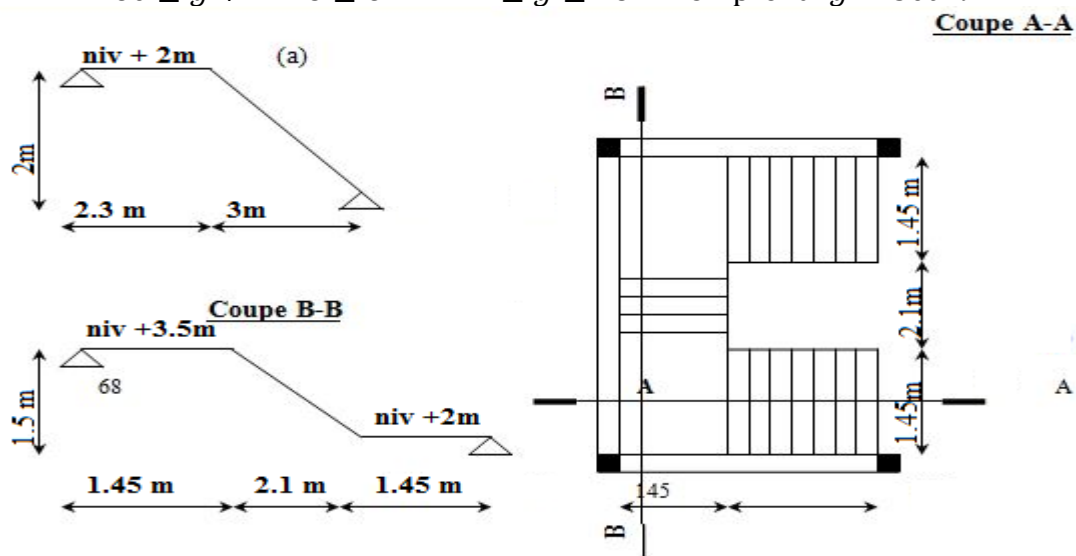


Figure IV. 9 Vue en plan et coupe de l'escalier

- **Pré dimensionnement de la cornière du support :**

$$q_s = (G + Q) \cdot g/2 = (1,15 + 2,5) \cdot 0,3/2 = 0,548 \text{ KN/m}$$

- condition de la flèche :

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \quad \text{et} \quad f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \cdot \frac{5 \cdot q \cdot l^3}{384 \cdot E} = 300 \cdot \frac{5 \cdot 0,548 \cdot 2,3^3}{384 \cdot 2,1} = 12,4 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière à ailes égale L50x50x7 avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = I_z = 14,61 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = W_{elz} = 4,16 \text{ cm}^3$$

$$G_{cornière} = 0,0515 \text{ KN/m}$$

➤ **Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

• **La flèche :**

$$q' = q + G_{cornière} = 0,548 + 0,0515 = 0,6 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot 0,6 \cdot 230^4}{384 \cdot 21000 \cdot 14,61} 10^{-2} = 0,71 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{230}{300} = 0,76 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• **La résistance :**

$$q_u = (1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q) \cdot \frac{g}{2} + (1,35 \cdot G_{cornière}) = 0,86 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{0,86 \cdot 2,3^2}{8} = 0,56 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{14,16 \cdot 23,5 \cdot 10^{-2}}{1} = 0,97 \text{ KN} \cdot \text{m} > 0,56 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• **Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{0,86 \cdot 2,3}{2} = 0,99 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \times S}{e \times I_y} \leq \bar{\tau} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

Avec : S est le moment statique

$$S = \sum A_i \cdot Z_i = (50 \cdot 7) \cdot \frac{7}{2} + (50 - 7) \cdot 7 \cdot \frac{50}{2} = 8750 \text{ mm}^3$$

$$\tau = 8,46 \text{ MPa} < \tau_{bar} = 135,67 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors **L50 * 50 * 7** convient comme cornière de support.

Pré dimensionnement du limon :

La charge revenant au limon est :

$$q_v = 4.25 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 6.72 \text{ KN/m}$$

$$q = \max(q_v; q_p) = 6.72 \text{ KN/m}$$

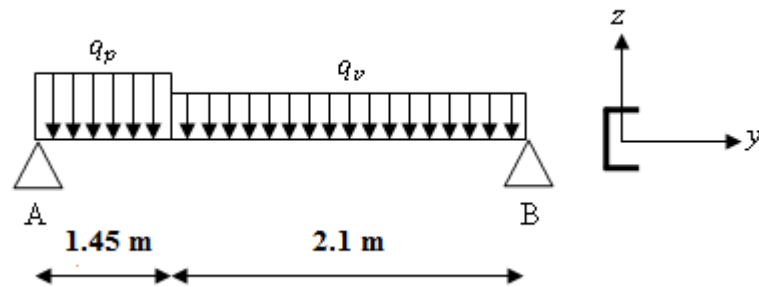


Figure IV. 10 : Schémas statique du limon

➤ Condition de flèche :

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \quad \text{et} \quad f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 559.23 \text{ cm}^4$$

Soit un UPE140 avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 600 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 98.8 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0,145 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 8.25 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification en tenant compte du poids du profilé :

• La flèche :

$$q' = 6.86 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = 1.12 \text{ cm} < f_{ad} = 1.18 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **La résistance :**

$$q_v = 6.36 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 9.7 \text{ KN/m}$$

Le limon est considéré comme une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les réactions d'appuis et le moment maximal.

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 27.42 \text{ KN}$$

$$\sum (M/A) = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A = 15.14 \text{ KN} \\ R_B = 12.27 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Calcul des efforts internes :**

Les efforts maximum sont : $\begin{cases} M_{sd} = 11.84 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ V_{sd} = R_A = 15.14 \text{ KN} \end{cases}$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = 23.21 \text{ KN}\cdot\text{m} > 11.84 \text{ KN}\cdot\text{m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Cisaillement :**

$$V_{pl,Rd} = 111.93 \text{ KN} > 15.14 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors **UPE140** convient comme limon pour la volée.

- **Etude de la poutre palière :**

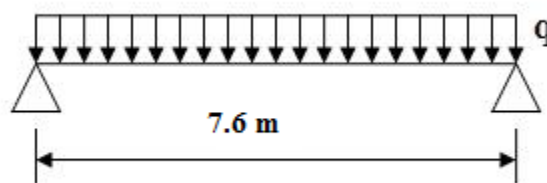


Figure IV. 11 : Schémas statique de la poutre palière

$$q_s = 6.24 \text{ kN/m}$$

$$f = \frac{5 * q_s * l^4}{384 * E * I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300} \Rightarrow I_y = \frac{300 * 5 * 6.24 * 10^{-2} * 760^3}{384 * 21000} = 5095.25 \text{ cm}^4$$

Soit un **IPE 270**

$$I_y = 5790 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 484 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0.361 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 22.1 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification en tenant compte le poids du profilé**

$$q_u = 9.18 \text{ kN/m}$$

$$q_s = 6.6 \text{ kN/m}$$

- **Critère de flèche**

$$f = 2.35 \text{ cm} < \frac{l}{300} = \frac{760}{300} = 2.53 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée.

- **Critère de résistance**

$$M_{sd} = 66.27 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad ; \quad M_{Rd} = 113.74 \text{ KN} \cdot \text{m} > 66.27 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

La condition est vérifiée

- **Vérification au cisaillement**

$$V_{sd} = 34.88 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = 299.84 \text{ KN} > 34.88 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées. On adopte un **IPE270** comme poutre palière

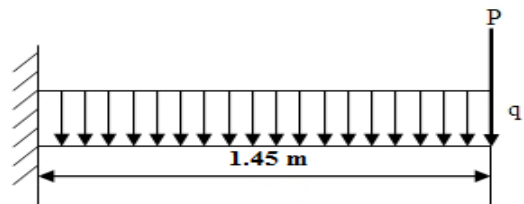
- **pré dimensionnement de la console**

$$q_u = 14.68 \text{ kN/m}$$

$$q_s = 10.47 \text{ kN/m}$$

P : réaction de la poutre palière

$$p = 2.42 \text{ KN}$$



$$f = \frac{q_s * l^4}{8 * E * I_y} + \frac{p * l^3}{3 * E * I_y} \leq \frac{l}{250} \Rightarrow I_y \geq \left(\frac{q_s * l^3}{8 * E} + \frac{p * l^2}{3 * E} \right) * 250$$

$$I_y \geq 477.23 \text{ cm}^4$$

Soit un **UPE140** caractérisé par.

$$I_y = 600 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 98.8 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0.145 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 8.25 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification en tenant compte du poids du profilé**

$$q_u = 14.88 \text{ kN/m}$$

$$q_s = 10.62 \text{ kN/m}$$

- **Critère de flèche**

$$f = 0.46 \text{ cm} < f_{adm} = 0.58 \text{ cm}$$

- **Critère de résistance**

$$M_{sd} = 15.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = 23.21 \text{ KN.m} > 15.64 \text{ KN.m} \text{ Condition de résistance est vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement**

$$V_{sd} = q_u * l + p_u = 14.88 * 1.45 + 2.42 = 24 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y * A_{vz}}{\sqrt{3} * \gamma_{m0}} = \frac{23.5 * 8.25}{\sqrt{3}} = 111.93 \text{ KN} > V_{sd}$$

$$0.5V_{Rd} = 55.96 \text{ KN} > V_{sd} \text{ la condition est vérifiée}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc **UPE140** convient comme console de limon

5. Pré dimensionnement d'escalier hélicoïdal :

Appelé également escalier en colimaçon ou en spirale, c'est un escalier tournant dont les marches rayonnent autour d'un pilier central, le plus souvent de forme cylindrique

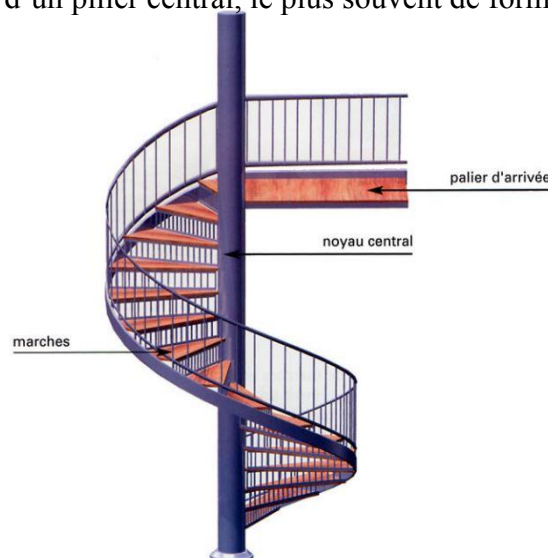


Figure IV. 12 : escalier hélicoïdal

5.1 Détermination des charges et surcharges sur les marches :

Soit : $e=0.3$ cm épaisseur de la marche.

$L=1.5$ m

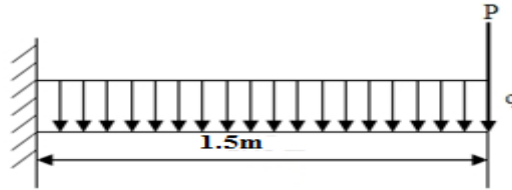


Figure IV.13 : Schémas statique de la console

- **Charge permanente**

$$G_{\text{marche}} = 0.07 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2.5 * 1.5 = 3.75 \text{ KN/m}$$

$$p = \frac{0.023 * 1.5}{2} = 0.017 \text{ KN}$$

$$q_u = (1.35 * G_{\text{marche}}) + (1.5 * Q) = 5.72 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G_{\text{marche}} + Q = 3.82 \text{ KN/m}$$

$$f = \frac{q_s * l^4}{8 * E * I_y} + \frac{p * l^3}{3 * E * I_y} \leq \frac{l}{250} \Rightarrow I_y \geq \left(\frac{q_s * l^3}{8 * E} + \frac{p * l^2}{3 * E} \right) * 250$$

$$I_y \geq 193.37 \text{ cm}^4$$

Soit un une cornière **100*100*12** caractérisé par.

$$I_y = 206.7 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 29.12 \text{ cm}^3$$

$$G_{\text{profilé}} = 0.178 \text{ KN/m}$$

- **Vérification en tenant compte du poids du profilé**

$$q_u = 5.95 \text{ kN/m}$$

$$q_s = 4 \text{ kN/m}$$

- **Critère de flèche**

$$f = 0.58 \text{ cm} < f_{adm} = 0.6 \text{ cm}$$

- **Critère de résistance**

$$M_{sd} = \frac{-ql^2}{2} = \frac{5.95 * 1.5^2}{2} = -6.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = 6.81 \text{ KN.m} > 6.7 \text{ KN.m} \quad \text{Condition de résistance est vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement**

$$V_{sd} = q_u * l + p_u = 5.95 * 1.5 + 0.017 = 8.94 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \times S}{e \times I_y} \leq \bar{\tau} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

Avec : S est le moment statique

$$S = \sum A_i * Z_i = (100 * 10) * \frac{10}{2} + (100 - 10) * 10 * \frac{100}{2} = 50000 \text{ mm}^3$$

$$\tau = 21.72 \text{ MPa} < \tau_{bar} = 135.67 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

La condition au cisaillement est vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées donc on opte pour une cornière **100*100*12** comme support pour les marches.

5.2 Pré dimensionnement de la console

$$G=0.53 \text{ KN/m}$$

$$Q=2.5*1.5=3.75 \text{ KN/m}$$

$$q_u=6.42 \text{ KN}$$

$$q_s=4.34 \text{ KN}$$

- **Critère de flèche :**

$$f \leq \frac{5 * q_s * l_4}{384 * E * I_y} \leq \frac{l}{250} \rightarrow I_y \geq \frac{250 * 5 * 4.34 * 10^{-2} * 150^3}{384 * 21000} = 22.7 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE 80 caractérisé par :

$$I_y = 80.1 \text{ cm}^4, \quad G = 6 \text{ Kg}, \quad W_{pl} = 23.2 \text{ cm}^3, \quad A_{vz} = 3.58 \text{ cm}^2$$

$$f=0.16 \text{ cm} < 0.6 \text{ cm}$$

- **Critère de résistance**

$$M_{sd} = \frac{q_u * l^2}{2} = \frac{6.42 * 1.5^2}{2} = 7.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{23.2 * 23.5}{1} * 10^{-2} = 5.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 7.22 \text{ KN.m} > M_{Rd} = 5.45 \text{ KN.m} \rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée}$$

Il faudra augmenter la section. Soit un **IPE 100**

$$G = 8.1 \text{ Kg}, \quad I_y = 171 \text{ cm}^4, \quad W_{pl} = 39.4 \text{ cm}^3, \quad A_{vz} = 5.08 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{5 * 4.36 * 10^{-2} * 150^4}{384 * 21000 * 171} = 0.08 \text{ cm} < 0.6 \text{ cm} \quad \text{verifiée.}$$

$$M_{sd} = 7.25 \text{ KN.m} < M_{Rd} = 9.26 \text{ KN.m} \quad \text{verifiée.}$$

$$V_{sd} = \frac{6.45 * 1.5}{2} = 4.83 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{5.08 * 23.5}{\sqrt{3}} = 68.92 \text{ KN} \quad \text{verifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc on opte pour un **IPE100** comme console du palier de repos

5.3 Pré dimensionnement du poteau central :

On doit vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{rd} * \chi * \beta_A * A * \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

- Calcul de l_k

Le poteau est bi-encasté :

$$l_k = 0.5l_0 = 0.5 * 5.5 = 2.75$$

- Calcul de λ

$$\text{On a: } \lambda_y = \lambda_z = \frac{l_k}{i_y} \text{ avec } i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$I_y = I_z = \pi * e * r^3 = 3.14 * 0.02 * 0.25^3 = 9.81 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$A = 2\pi R * e = 2 * 3.14 * 0.25 * 0.02 = 3.14 * 10^{-2} \text{ m}^2$$

dou :

$$i_y = \sqrt{\frac{9.81 * 10^{-4}}{3.14 * 10^{-2}}} = 0.176 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{275}{17.6} = 15.62$$

- Calcul de $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_z$

$$\lambda_y \text{ et } \lambda_z = \frac{\lambda}{\lambda_{lk}} = \frac{15.62}{93.9} = 0.16 < 0.2$$

⇒ Aucun risque de flambement

$$\chi=1 \quad \beta=1 \Rightarrow N_{rd} = N_{plrd} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = 7379 \text{ KN}$$

Voici un récapitulatif de tous les escaliers dans le tableau ci-dessous.

types	Elément	Longueur(m)	Profilé choisis
Escalier à deux volées	Cornière	2m	L 50*50*4
	Limon	3.47m	UPE 200
	Console	2.3m	UPE 240
	Poutre palière	5m	IPE 220
Escalier a trois volées			
1 ^{er} et deuxième volée	Cornière	1.45m	L 35*35*5
	Limon	3.6m	UPE 200
	Console	2.3m	UPE 240
	Poutre palière	5m	IPE 220
Volée intermédiaire	Cornière	2.3m	L 50*50*7
	Limon	2.58m	UPE 140
	Console	1.45m	UPE 140
	Poutre palière	7.6m	IPE 270
Escalier hélicoïdale	cornière	1.5 m	L100*100*12
	Console	1.5 m	IPE 100
	Noyau centrale	5.5 m	Ø50cm e=2.5cm

Tableau IV. 1 récapitulatif des éléments calculés

CHAPITRE V Etudes des planchers mixtes

1. Généralités

Les planchers à ossature métallique sont de deux types principaux :

- les planchers courants représentés par des aciers horizontaux destinés à séparer les étages d'une construction.

-les planchers industriels servants à supporter des appareillages.

Les ossatures de planchers doivent être étudiées en vue des charges qu'elles auront à supporter et en vue de l'agencement de tous les éléments constructifs des planchers.

Dans notre cas, il s'agit d'une construction à usage administratif (bureaux), où la charge d'exploitation est importante (2.5 KN/ m^2), pour ce la on procède par les planchers mixtes (acier-béton), avec dalles collaborantes, ou la dalle est en béton posée sur les solives à l'aide d'un intermédiaire qui joue le rôle d'un coffrage perdu fabriqué en tôle nervurée. La dalle est dite collaborante, car elle participe à l'inertie globale du plancher et à la stabilité de la structure, ce qui impose qu'elle soit liaisonnée avec la structure porteuse. Pour cela il faut prévoir des dispositifs de liaison (connecteurs) à l'interface acier-béton, qui solidarissent la dalle et les poutres entre elles et s'opposent à leur glissement

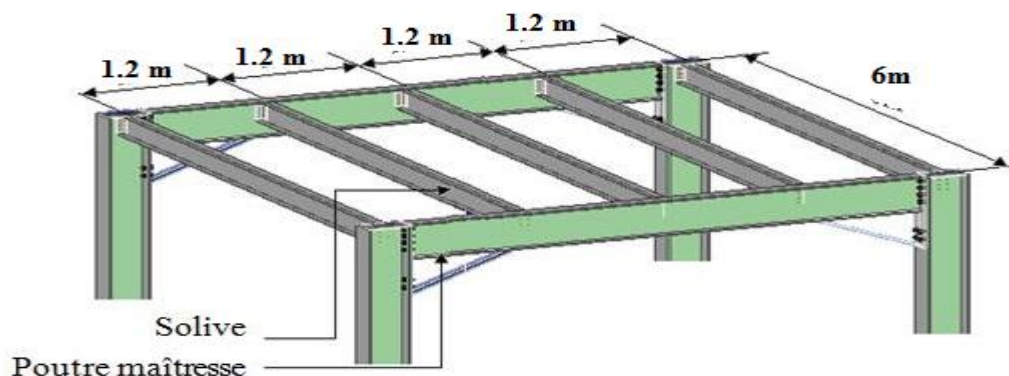


Figure V. 1 : disposition des solives dans une trame de 6m

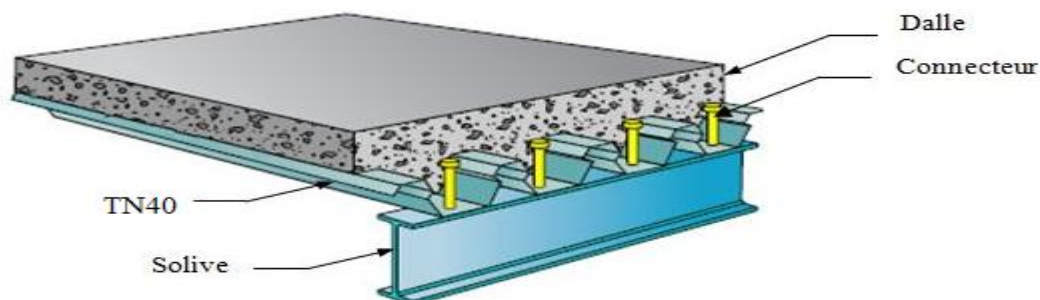


Figure V. 2 : éléments constructifs du plancher mixte

2. Étude de la dalle collaborante :

- Dalle en béton armé d'épaisseur $t = 12\text{cm}$.
- Coefficient d'équivalence (acier – béton) : $n = \frac{E_a}{E_{cm}/2} \cong 14$ (usage de bureau)
- Coefficient de retrait du béton : $\varepsilon = 2.10^{-4}$

Contraintes admissibles des matériaux :

- Pour l'acier : $f_y = 235\text{ MPa}$
- Pour le béton : $f_{c28} = 25\text{ MPa}$

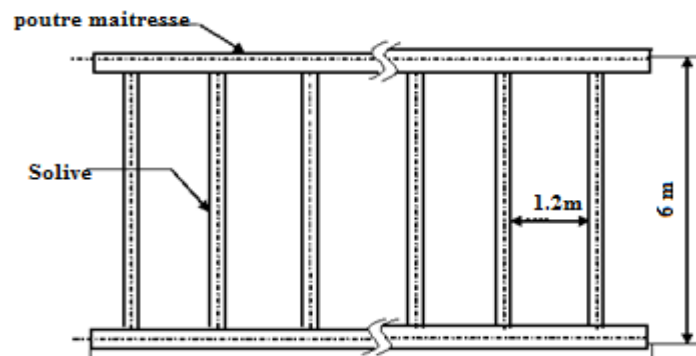


Figure V. 3 : Schéma de la trame supportant les planchers.

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale
 - **Phase de construction**

Le profilé d'acier travail seul Les charges de la phase de construction :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton frais
- Surcharge de construction+ (ouvrier)
-

- **Phase finale**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble. Les charges de la phase finale :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton (sec)
- Surcharge d'exploitation
- Finition.

3. Vérification des solives :

Le choix d'une section s'opère par approches successives essayons, après tâtonnement un **IPE180**

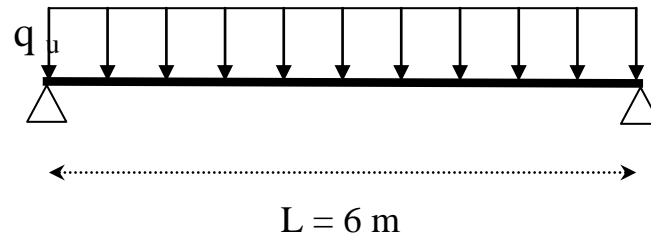


Figure V. 4 : Schéma statique de la solive

a) Phase de construction :

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé(IPE180)..... $g_p = 0.188$ KN/m.
- Poids propre du béton frais..... $G_b = 0,12*25 = 3$ KN/m²
- Poids propre de la tôle $G_t = 0.094$ KN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 1.00$ KN/m²

a.1 Combinaison de charge :

L'entraxe entre les solives est de 1,2 m

• A l'Etat. Limite. Ultime :

$$q_u = 1,35.g_p + (1,35.G_b + 1,35G_t + 1,5.Q) \times 1,2$$

$$q_u = 1,35 \times 0,188 + (1,35 \times 3 + 1,35 \times 0,094 + 1,5 \times 1,00) \times 1,2$$

$$q_u = 7,15 \text{ KN/m.}$$

• A l'Etat. Limite. de Service :

$$q_s = g_p + (G_b + G_t + Q) \times 1,0$$

$$q_s = 0,188 + (3 + 0,094 + 1,00) \times 1,2$$

$$q_s = 5,16 \text{ KN/m.}$$

a.2 Vérification à la flexion:

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II à mi-travée doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \text{ la solive travail seul.}$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{7.15 \cdot 6^2}{8} = 32.17 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = \frac{146 \cdot 23.5}{1} = 34.31 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$M_{sd} \leq M_{Rd} \Rightarrow$ La section est vérifiée en résistance.

a.3 Vérification à l'effort tranchant:

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{Rd} = \frac{f_y A_{vz}}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$

$$V_{plRd} = \frac{23.5 \cdot 11.3}{\sqrt{3} \cdot 1} = 153.31 \text{ KN}$$

Où :

V_{Rd} : effort tranchant résistant de la section.

A_{vz} : aire de cisaillement.

$A_{vz} = 15,88 \text{ cm}^2$. (d'après le tableau des profilés)

- Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{7.15 \cdot 6}{2} = 21.45 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 21.45 \text{ KN} < V_{plrd} = 153.31 \text{ KN} \Rightarrow$
condition de l'effort tranchant est vérifiée

a.4 Vérification de la flèche :

Il faut vérifiée que :

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$q_{ser} = 5.16 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 6 \text{ m.}$$

- La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max} = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 5.16 \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{384 \cdot 21000 \cdot 1317} = 3.14 \text{ cm}$$

➤ **La valeur de la flèche admissible est :**

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm.}$$

$f^{max} > f_{adm} \Rightarrow$ la condition de la flèche n'est pas vérifiée

Il faudra mettre un étayement.

La nouvelle valeur de la flèche devient :

$$f^{max} = \frac{2.05 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{2.05 \cdot 5.16 \cdot 10^{-2} \cdot 300^4}{384 \cdot 21000 \cdot 1317} = 0.08 \text{ cm.}$$

b) Phase finale : Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble donc les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé $g_p = 0.188 \text{ KN/m.}$
- Surcharge d'exploitation (usage de bureaux) $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2.$
- Poids propre du béton (sec) $G_b = 25 \times 0,12 = 3 \text{ KN/m}^2.$
- Poids propre du tôle $G_t = 0.094 \text{ KN/m}^2.$

Carrelage (0,5KN), mortier de pose (0,2KN), plus accessoires $2,16 \text{ KN/m}^2.$

1) Combinaison de charge :

L'entre axe entre les solives est de 1.2 m.

• A l'Etat. Limite. Ultime :

$$q_u = 1,35 \cdot g_p + (1,35 \cdot G_b + 1,35 \cdot G_t + 1,5 \cdot Q) \cdot 1.2$$

$$q_u = 1,35 \cdot 0.188 + 1,35 \cdot (3 + 0.094 + 2,16) \cdot 1.2 + 1,5 \cdot 2,5 \cdot 1.2$$

$$q_u = 13.26 \text{ KN/m}$$

• A l'Etat. Limite. De Service :

$$q_s = g_p + (G_b + G_t + Q) \cdot 1.2$$

$$q_s = 0.188 + (3 + 0,094 + 2,16 + 2,5) \cdot 1.2$$

$$q_s = 9.5 \text{ KN/m.}$$

2) Largeur de la dalle effective :

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \cdot l_0}{8} \\ b \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{avec } l_0 : \text{Longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b : \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \quad \text{EC4 Art 4.2.2.1}$$

$$b_{eff}^+ = 2 \cdot \min \left[\frac{6}{8}, \frac{1.2}{2} \right] = 1.2 \text{ m}$$

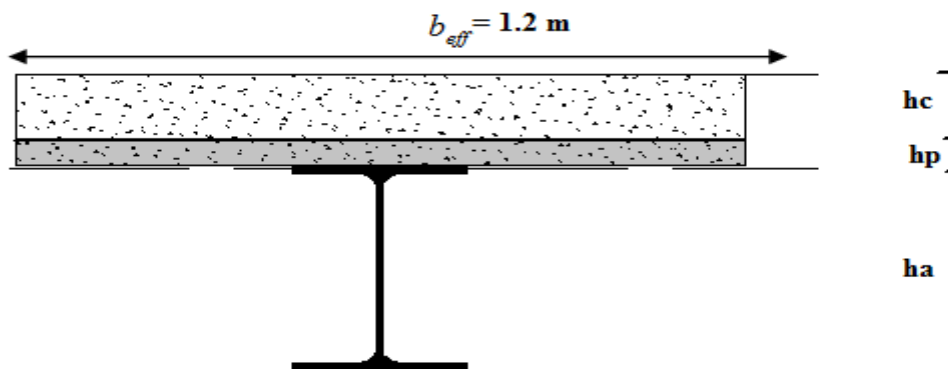


Figure V. 5 : Largeur de la dalle effective

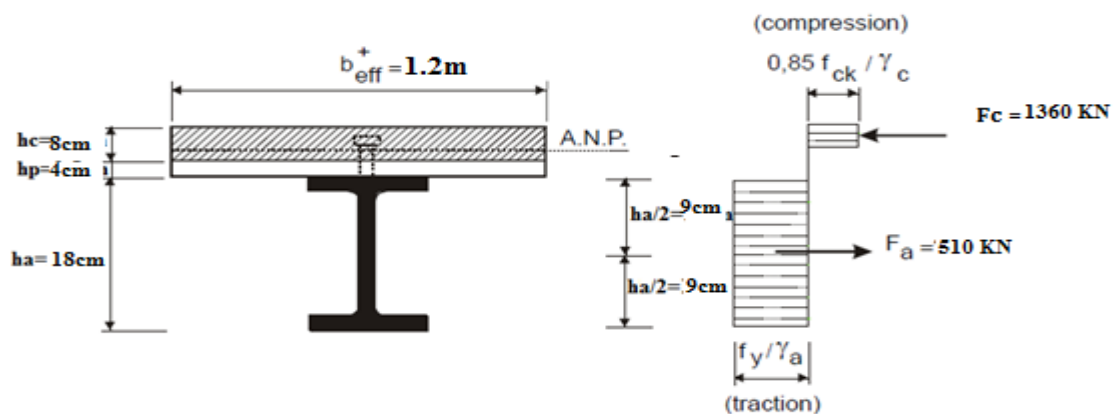
❖ Position de l'axe neutre plastique (ANP) :

La section est sous moment positif (en travée)

$$F_a = \frac{A_a}{\gamma_{M_a}} \cdot f_y = \frac{23.9 \cdot 23.5}{1.1} = 510.6 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{eff}^+ \cdot h_c \cdot \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 1200 \cdot 80 \cdot \frac{0.85 \cdot 25}{1.5} \cdot 10^{-3} = 1360 \text{ KN}$$

$F_c > F_a \Rightarrow$ L'axe neutre plastique se situe dans la dalle



$$Z = \frac{F_a}{b_{eff}^+ \cdot \left(\frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \right)} = \frac{510.6 \cdot 10^3}{1200 \cdot \left(\frac{0.85 \cdot 25}{1.5} \right)} \cdot 10^{-1} = 3 \text{ cm}$$

$$M_{Pl,Rd}^+ = F_a \cdot \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 510.6 \cdot \left(\frac{18}{2} + 4 + 8 - \frac{3}{2} \right) \cdot 10^{-2}$$

$$M_{Pl,Rd}^+ = 99.56 \text{ KNm}$$

$M_{Pl,Rd}^+ > M_{sd} \Rightarrow$ La section est vérifiée a la résistance.

b. Vérification de la flèche en service :

$$P_s = 9.5 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$f_{adm} > f_{cal}$$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{250} \quad \text{et} \quad f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot I_m}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

• **Calcul de I_m :**

v_i : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre (Δ)

v_s : Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre (Δ)

d: distance entre le centre de gravité de la solive et l'axe neutre.

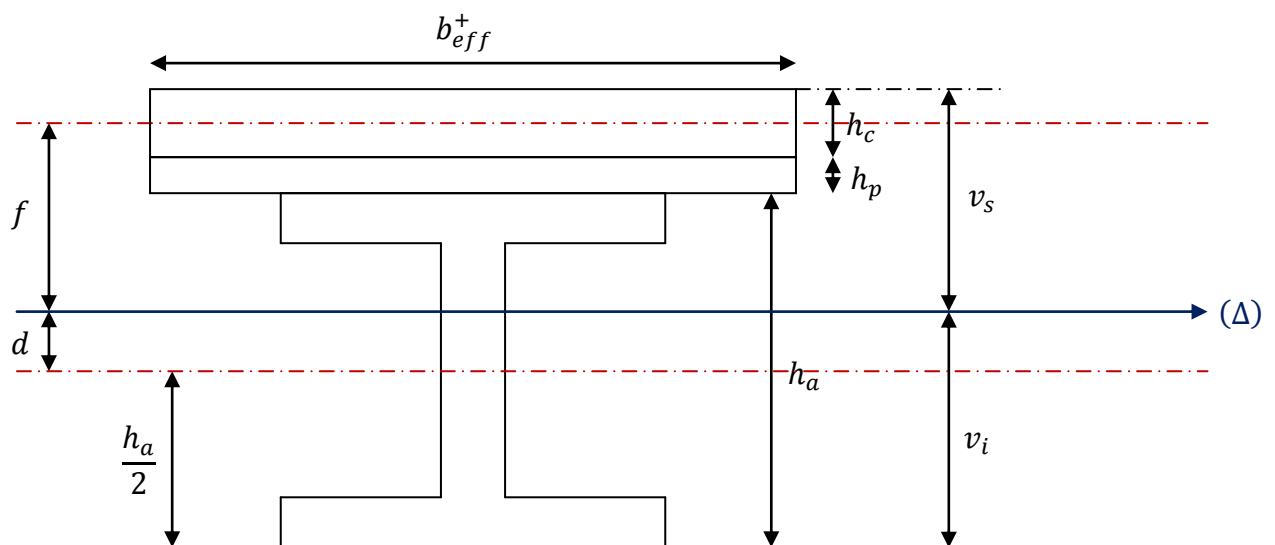
S : section mixte.

I_m : moment d'inertie mixte de la section par rapport à l'axe neutre.

n= coefficient d'équivalence acier/béton

$$\eta = E_a / E_c'$$

$E_c' = E_{cm} / 2$: a usage de bureau



$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$$

$$\eta = E_a / (E_{cm} / 2) = 14$$

$$S = A_a + \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{\eta} = 23.9 + \frac{120 \cdot (8 + 4)}{14} = 126.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Section mixte}$$

$$d = \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{\eta} \cdot \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2 \cdot S} = \frac{120 \cdot (8 + 4)}{14} \cdot \frac{(8 + 4) \cdot 18}{2 \cdot 126.75} = 12.17 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - d = \frac{18}{2} + (8 + 4) - 12.17 = 8.83 \text{ cm}$$

$$v_i = \frac{h_a}{2} + d = \frac{18}{2} + 12.17 = 21.7 \text{ cm}$$

$$f = \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2} - d = \frac{(8 + 4) + 18}{2} - 12.17 = 2.83 \text{ cm}$$

$$I_m = I_a + A_a \cdot d^2 + \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)^3}{12 \cdot \eta} + \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{\eta} \cdot f^2$$

$$I_m = 1317 + 23.9 \cdot 12.17^2 + \frac{120 \cdot (8 + 4)^3}{12 \cdot 14} + \frac{120 \cdot (8 + 4)}{14} \cdot 2.83^2 = 6914.85 \text{ cm}^4$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot 9.5 \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{384 \cdot 21000 \cdot 6914.85} = 1.1 \text{ cm}$$

$f_{adm} > f_{cal} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

c. Résistance de la section au cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{13.26 \cdot 6}{2} = 39.78 \text{ KN}$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}} = \frac{11.3 \cdot 23.5}{\sqrt{3} \cdot 1} = 153.31 \text{ KN}$$

d. Calcul des contraintes :

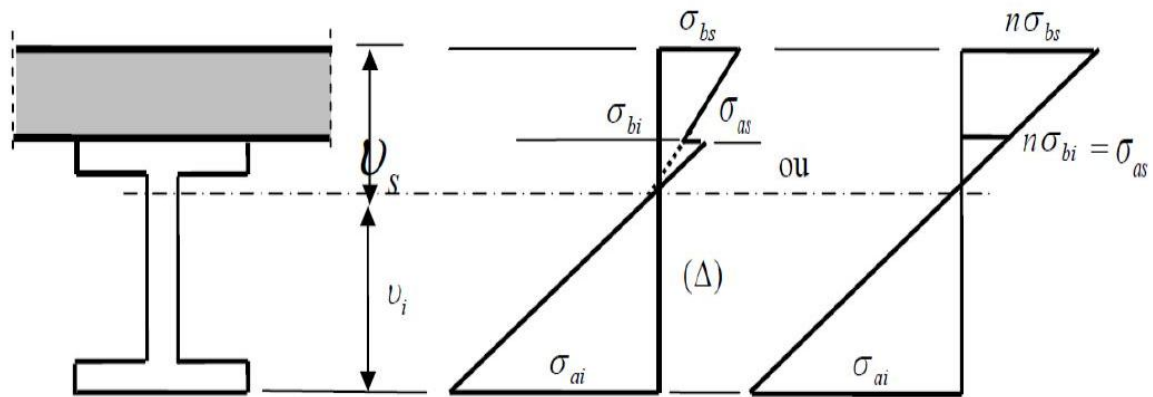


Figure V. 6 Diagramme des contraintes à la flexion simple

d.1. Contraintes dues au moment fléchissant :

- Contrainte dans la poutre d'acier :
 - Traction dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{ai} = -\frac{M_{sd}}{I_m} \cdot v_i = \frac{59.67}{6914.85} * 21.17 * 10^3 = -182.68 \text{ MPa}$$

- Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \cdot [d - h_a/2] = \frac{59.67}{6914.85} * [12.17 - 9] \cdot 10^3 = 27.35 \text{ MPa}$$

- Contrainte dans la dalle béton :
 - Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot I_m} \cdot v_s = \frac{39.67}{14 * 6914.85} * 8.33 * 10^3 = 3.61 \text{ MPa}$$

- Compression dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot I_m} \cdot [d - h_a/2] = \frac{39.67}{14 * 6914.85} * [12.17 - 9] \cdot 10^3 = 1.3 \text{ MPa}$$

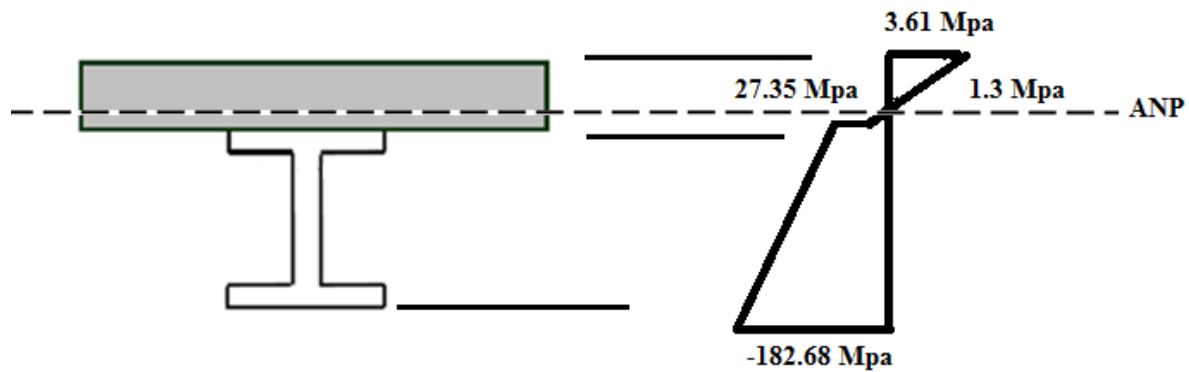


Figure V. 7 : Diagramme des contraintes normales finales en MPa.

d.2. Contraintes dues au retrait :

Après coulage de la dalle, le béton, en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement ε). Mais la dalle étant solidarifiée avec les poutres en acier. Ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier-béton.

Ces contraintes sont déterminées à partir des formules suivantes :

β : Distance entre le CDG de l'acier et CDG du béton

$$\beta = \frac{h_a + h_c + h_p}{2} = \frac{18 + 8 + 4}{2} = 15 \text{ cm}$$

α : Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \cdot \beta} = \frac{1317}{23.9 \cdot 15} = 3.67 \text{ cm}$$

$$K = \frac{B \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A_a}{(\eta \cdot I_y \cdot A_a) + (B \cdot I_y) + (B \cdot A_a \cdot \beta^2)}$$

$$B = b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p) = 120 \cdot (8 + 4) = 1440 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{1440 \cdot 21000 \cdot 2 \cdot 10^{-4} \cdot 15 \cdot 23.9}{(14 \cdot 1317 \cdot 29.3) + (1440 \cdot 1317) + (1440 \cdot 23.9 \cdot 15 \cdot 15^2)} = 0.215 \text{ KN/cm}^3$$

Avec :

$$E_a = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon = 2 \cdot 10^{-4}$$

Y_1 : Distance entre l'interface et l'AN de la section homogène

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{18}{2} + 3.67 = 12.67 \text{ cm}$$

Y_2 : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 12.67 + 8 + 4 = 24.67 \text{ cm}$$

D'où les valeurs de contraintes sont :

$$\sigma_{as} = K \cdot Y_1 = 0.215 \cdot 12.67 \cdot 10 = 27.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K \cdot (h_a - Y_1) = 0.215 \cdot (18 - 12.67) = 11.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_1)}{\eta} = \frac{(2,1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 0.215 \cdot 12.67 \cdot 10)}{14} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_2)}{\eta} = \frac{(21000 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 0.215 \cdot 24.67 \cdot 10)}{14} = -0.788 \text{ MPa}$$

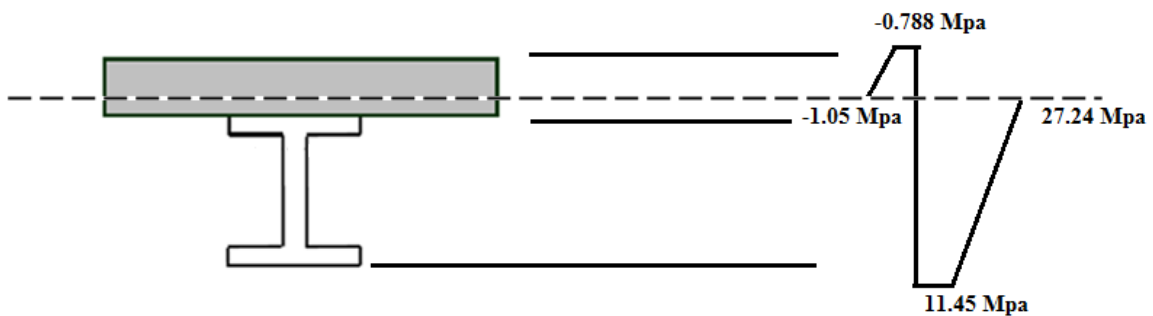


Figure V. 8 Diagramme des contraintes du au retrait

d.3. Contraintes finales :

$$\sigma_{as} = +27.35 - 27.24 = 0.11 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{ai} = -182.68 + 11.45 = -171.23 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bs} = 3.61 - 0.788 = 2.82 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bi} = 1.3 - 1.05 = 0.25 \text{ MPa} < f_y = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

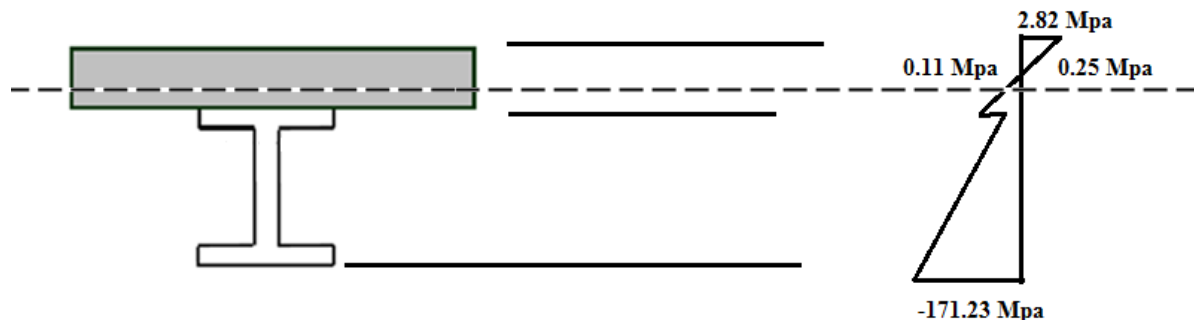


Figure V. 9 Diagramme des contraintes finales

Tous les conditions sont vérifiées. Donc on va opter pour des solives **IPE180** à notre plancher

4. Calcul des goujons connecteurs :

Les connecteurs sont des éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure de la solive. Ils ont pour rôle d'assurer la liaison entre la dalle du béton et la solive.

a) L'avantage des goujons connecteurs :

L'avantage des goujons est de combiner une rigidité relativement élevée avec une grande capacité de déformation. En effet, par rapport à des cales, les goujons à tête peuvent être disposés avec un espacement suffisant qui facilite grandement leur utilisation.

b) L'inconvénient des goujons connecteurs :

Il est lié au problème de soudabilité particulièrement lors de l'utilisation de tôles galvanisées ou de semelles de poutres peintes mais également en présence d'eau entre la tôle profilée et la semelle.

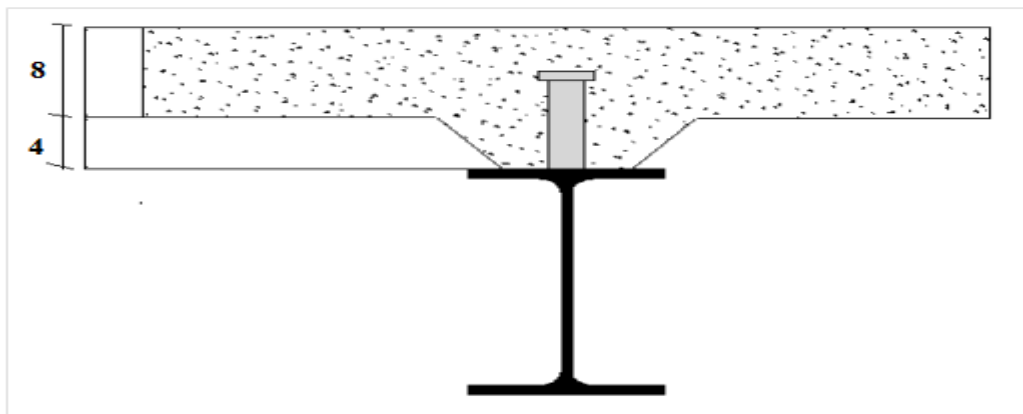


Figure V. 10 Schéma de position des connecteurs.

Les connecteurs choisis sont des goujons à têtes soudées avec :

$h=80\text{mm}$

$d=20\text{mm}$

D'après l'ECO4 de clause 2 de l'art 6.12

Les goujons à têtes soudées d'une longueur hors tout après soudage d'où moins quatre fois le diamètre, et d'un diamètre de moins 16mm sans dépasser 22 mm, peuvent être considérés comme ductile des degrés de connexion définit par le rapport : N/N_f

$$5 \leq L \leq 25 \rightarrow \frac{N}{N_f} \geq 0,25 + 0,03L$$

Avec:

L: La portée en mètre

N_f: nombre de connecteurs déterminés pour la longueur de poutre

N: nombre de connecteurs présents à l'intérieur de même longueur de poutre

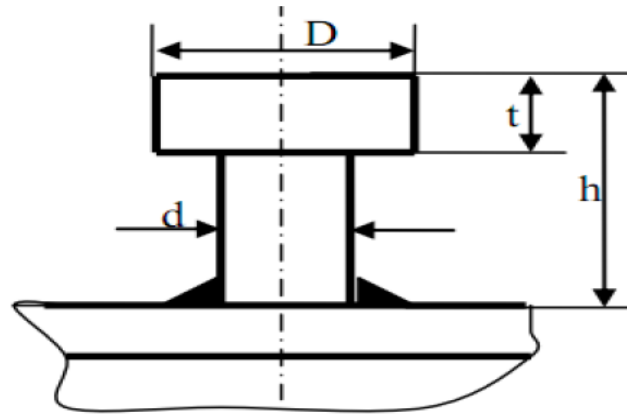


Figure V. 11 schéma détaillé d'un goujon

4.1 Résistance au cisaillement

Le dimensionnement de la connexion est réalisé en supposant une connexion complète, on utilise des tôles profilées en acier et des goujons à tête soudés

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$p_{rd} = \min(p_{rd1}, p_{rd2}) \quad \text{(EC 04, Art: 6.3.2.1)}$$

$$p_{rd1} = 0.8f_u * \frac{\pi*d^2}{4} \frac{1}{\gamma_v} \dots \dots \dots (1)$$

P_{rd1} : effort résistant au cisaillement de goujon lui-même

$$p_{rd2} = 0.29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \frac{1}{\gamma_v} \dots \dots \dots (2)$$

P_{rd2} : effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon

f_u : la résistance ultime en traction spécifiée de matériau du goujon, sans dépasser 500 N/mm²

f_{ck} = 250 daN/cm² (la résistance à la compression à 28 jours de classe C25/30).

E_{cm} : la valeur du module sécant du béton (pour un béton de masse volumique courante d'une classe de résistance donnée ou de résistance caractéristique à la compression f_{ck}).

Pour la classe C25/30 on a E_{cm} = 30.5 KN/mm²

α = facteur de correction

$$\alpha = \begin{cases} 0.2[(h/d) + 1] \rightarrow 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 \rightarrow \frac{h}{d} > 4 \end{cases}$$

h: est la hauteur hors tout de goujon

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{20} = 4$$

$$\alpha = 0,2(4 + 1) = 1$$

γ_v : Coefficient partiel de sécurité pris égal à 1.25 à l'état limite ultime.

- **Application Numérique:**

$$(1) \Leftrightarrow P_{rd1} = 0.8 \times 400 \times \frac{3.14 \times 20^2}{4} \frac{1}{1.25} = 80.38 \text{ KN.}$$

$$(2) \Leftrightarrow P_{rd2} = 0.29 \times 1 \times (20)^2 \sqrt{25 \times 30,5 \cdot 10^3} \frac{1}{1.25} = 81.03 \text{ KN.}$$

Donc: La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut:

$$Prd = \min (Prd1, Prd 2) = 80.38 \text{ KN}$$

4.2 Dimensionnement de la connexion de la poutre:

La poutre est simplement appuyée et chargée uniformément.

L'effort total de cisaillement longitudinales est donné par :

$$V_{el} = \min \left(\frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a}; 0,85 \cdot b_{eff}^+ \cdot \frac{(h_c + h_p) \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \right) \rightarrow \quad \text{(EC 4 art 6.2.1.1)}$$

$$V_{el} = \min \left(\frac{29.3 \cdot 23.5}{1,1}; 0,85 \cdot 1200 \cdot \frac{(80 + 40) \cdot 25}{1,5} \cdot 10^{-3} \right) = 510.6 \text{ KN}$$

Le nombre des goujons est donc :

$$N_f = \frac{V_{el}}{P_{rd}} = \frac{510.6}{80.38} = 6.35$$

On choisit $N_f = 7$

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{6}{2} = 3 \text{ m}$$

L'entraxe longitudinal maximal des connecteurs sur la longueur critique ne doit pas dépasser 6 fois l'épaisseur totale de la dalle (h_t) ni 800 mm conformément à l'EC4.

$$S_t < \text{Min} (6h_t; 800) = \text{min} (720; 800)$$

$S_t < 720 \text{ mm}$ (condition vérifiée).

L'espace est donné par :

$$S_t = \frac{L_{cr}}{N_f} = \frac{300}{7} = 42 \text{ cm}$$

Soit le nombre de connecteurs $N=7$ par une longueur de 3m sur un espace de 42cm

4.3 Vérification des soudures

a : la gorge

$$a \leq \min(20; 8) \text{ soit } a = 8 \text{ mm}$$

l : longueur du cordon de soudure circulaire

$$l = \pi \cdot d = \pi \cdot 20 = 62,8 \text{ mm}$$

$$\text{Acier S235} \left\{ \begin{array}{l} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mv} = 1,25 \\ f_u = 360 \text{ Mpa} \end{array} \right\}$$

L'effort résistant au cisaillement vaut :

$$F_{wRd} = a \cdot l \frac{F_u}{\beta_w \cdot \gamma_{mv} \cdot \sqrt{3}} = 8 * 62,8 * \frac{360 * 10^{-3}}{0,8 * 1,25 * \sqrt{3}} = 104,42 \text{ KN}$$

L'effort sollicitant est donné par :

$$F_{sd} = \frac{V_{el}}{N_f} = \frac{510,6}{7} = 72,94 \text{ KN}$$

Quelle que soit la direction de l'effort sollicitant F_{sd} par rapport au cordon, on a :

$$F_{sd} < F_{wRd} \Rightarrow 72,94 \text{ KN} < 104,42 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

5. Calcul de la poutre maîtresse:

Les poutres porteuses (sommiers) sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

5.1 SOMMIER de TYPE 1 :

a. Caractéristiques du plancher :

Portée du sommier : $L=7,60$ m

Entre axe des sommiers : $e_{\text{sommier}}=6$ m

Entre axe des solives : $e_{\text{solive}}=1,2$ m

Charges permanentes du plancher : $G = 5,16 \text{ KN/m}^2$

Surcharges d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Poids de la solive : $G_{\text{solive}} = 0.188 \text{ KN/m}$

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{\text{solive}} = G_{\text{solive}} \cdot e_{\text{sommier}} = 0.188 \times 6 = 1.128 \text{ KN}$$

b. Vérification de la flèche :

Pour calculer les efforts internes de cette poutre, on utilise le principe de superposition.

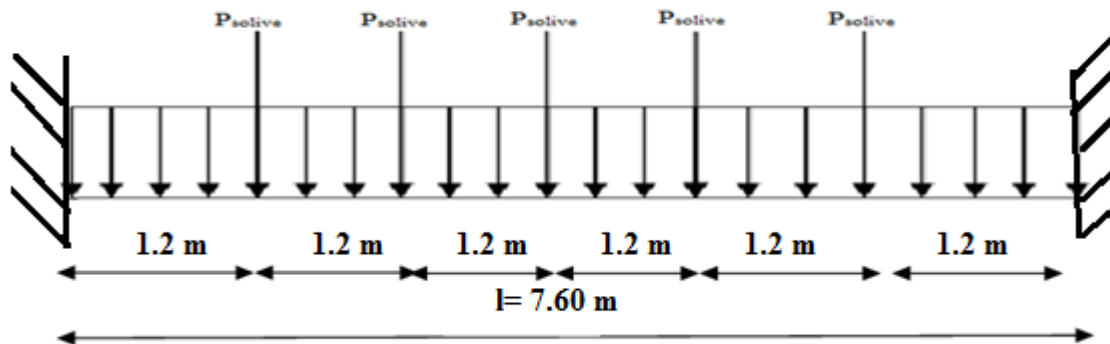


Figure V. 12 : Schéma statique du sommier type 1.

On considère le sommier soumis à une charge répartie P_s sur toute sa longueur.

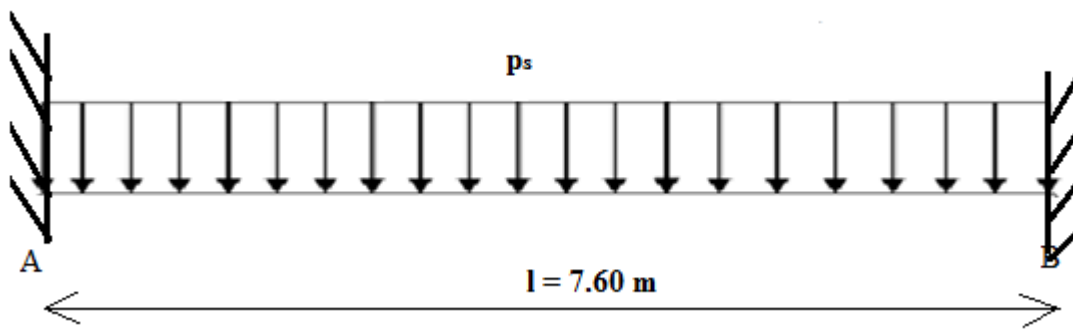


Figure V. 13 : Sommier sous charge répartie.

Combinaisons de charges :

$$p_s = [G + Q] \cdot e_{\text{sommier}} + 5 \cdot p_{\text{solive}}/e_{\text{solive}} = [5.16 + 2.5] \cdot 6 + (5 \cdot 1.128/1.2) = 50.66 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier que : $f_{\text{cal}} = \frac{P_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq f_{\text{ad}} = \frac{l}{250}$

$$I_y = 250 \cdot \frac{p_s \cdot l^3}{384 \cdot 2.1} = 250 \cdot \frac{1}{384 \cdot 2.1} \cdot 50.66 \cdot 7.6^3 = 33785.27 \text{ cm}^4$$

On choisit **HEB 340**

a) Classe de la section :

➤ **Vérification de la semelle :**

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{300}{2 * 21.5} = 6.97 < 10\varepsilon \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

➤ **Vérification de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{243}{12} = 20.25 < 72\varepsilon \Rightarrow \text{ame de classe 1}$$

Donc l'HEB 340 est de classe 1

b) Vérification en tenant compte du poids du profilé :

➤ **La flèche :**

$$P'_s = P_s + G_{profilé} = 47.08 + 1.34 = 48.42 \text{ KN/m}$$

$$f = \frac{48.42 * 7.6^4}{384 * 2.1 * 36660} * 10^2 = 2.73 \text{ cm}$$

La flèche totale calculée est :

$$f_{cal} = 2.73 \text{ cm} < f_{adm} = 3.04 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée}$$

2) Vérification de la résistance :

$$P_u = 1.35(G \cdot e_{sommier} + G_{profilé} + G_{solive}) + 1.5Q * e_{sommier}$$

$$P_u = 1.35(5.16 * 6 + 1.34 + 1.128) + 1.5 * 2.5 * 6 = 67.7 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd1} = \frac{q_u * l^2}{12} = \frac{67.7 * 7.6^2}{12} = 325.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{plRd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2408 * 23.5}{1} * 10^{-2} = 565.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{plRd}$$

La condition de résistance est vérifiée.

3) Vérification au Cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{P_u * l}{2} + 2 * P'_{solive} = \frac{67.7 * 7.6}{2} = 257.26 \text{ KN.m}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz} * (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{56.09 * (23.5 / \sqrt{3})}{1} = 761.01 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{plRd}$$

⇒ Condition de l'effort tranchant est vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte **HEB 340** comme sommier type 1

5.2 SOMMIER de TYPE 2 :

a) Caractéristiques du plancher :

Portée du sommier : $L=3.6$ m

Entre axe des sommiers : $e_{\text{sommier}}=6$ m

Entre axe des solives : $e_{\text{solive}}=1.2$ m

Charges permanentes du plancher : $G = 5.16$ KN/m²

Surcharges d'exploitation : $Q = 2,5$ KN/m²

Poids de la solive : $G_{\text{solive}}= 0.188$ KN/m

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{\text{solive}}= G_{\text{solive}} \cdot e_{\text{sommier}}=0.188 \times 6=1.128 \text{ KN}$$

Vérification de la flèche :

Pour calculer les efforts internes de cette poutre, on utilise le principe de superposition.

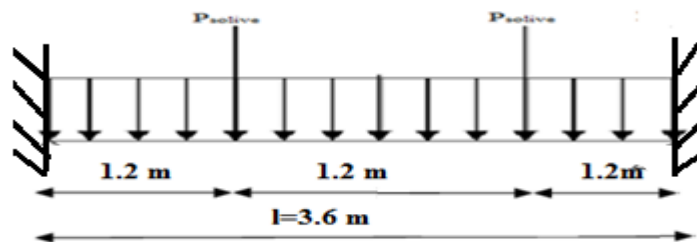


Figure V. 14 Schéma statique du sommier type 2.

On considère le sommier soumis à une charge répartie P_s sur sa longueur.

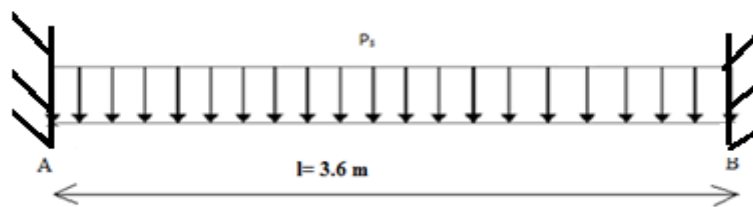


Figure V. 15 Sommier sous charge répartie.

b) Combinaisons de charges :

$$p_s = [G + Q] * e_{sommier} + 2 * (G_{solive}/e_{solive}) = [5.16 + 2.5] * 6 + (2 * 0.376)/1.2 = 46.58 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier que : $f_{cal} = \frac{P_s * L^4}{384 * E * I_y} \leq f_{ad} = \frac{l}{250}$

$$I_y = 250 * \frac{1}{384} * \frac{p_s * l^3}{2.1} = 250 * \frac{1}{384} * \frac{46.58 * 3.6^3}{2.1} * 10^2 = 3386.36 \text{ cm}^4$$

On choisit **HEB 180**

c) Classe de la section :**➤ Vérification de la semelle :**

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{180}{2 * 14} = 6.42 < 10\varepsilon \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

➤ Vérification de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{122}{8.5} = 14.35 < 72\varepsilon \Rightarrow \text{ame de classe 1}$$

Donc l'**HEB 180** est de classe 1

d) Vérification en tenant compte du poids du profilé :**➤ La flèche :**

$$P'_s = P_s + G_{profilé} = 46.33 + 0.512 = 46.33 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 * 46.33 * 3.6^4}{384 * 2.1 * 3831} * 10^2 = 1.26 \text{ cm}$$

⇒ la flèche est vérifiée

e) Vérification de la résistance :

$$P_u = 1.35(G * e_{sommier} + G_{profilé} + G_{sommier}) + 1.5Q * e_{sommier}$$

$$P_u = 1.35(5.16 * 6 + 0.512 + 0.83) + 1.5 * 2.5 * 6 = 60.85 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd1} = \frac{q_u * l^2}{12} = \frac{60.85 * 3.6^2}{12} = 65.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{plRd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{481.4 * 23.5}{1} * 10^{-2} = 113.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{plRd}$$

La condition de résistance est vérifiée.

f) Vérification au Cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{P_u * l}{2} + 2 * P'_{solive} = \frac{60.85 * 3.6}{2} = 109.53 \text{ KN.m}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz} * (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{20.24 * (23.5 / \sqrt{3})}{1} = 274.61 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{plRd}$$

⇒ La Condition de l'effort tranchant est vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte **HEB 180** comme sommier type 2

On résume tout notre calcul dans le tableau ci-dessous

Élément	Longueur	Entraxe	Profilé
Solive	6 m	1.2 m	IPE 180
Sommier	7.6 m	6 m	HEB 340
Sommier	3.6 m	6 m	HEB 180

Tableau V. 1 récapitulatif de calcul des éléments

6. Ferrailage de la dalle du plancher :

6.1 Combinaisons d'actions :

➤ **Etat. Limite. Ultime :**

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_u = (1.35 * 5.16) + (1.5 * 2.5) = 10.71 \text{ KN/m}$$

➤ **Etat.Limite.de Service :**

$$P_s = G + Q = 5.16 + 2.5 = 7.66 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.2}{6} = 0.2 < 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans un seul sens } l_x$$

$$M_0 = \frac{P_u * l^2}{8} = \frac{10.71 * 1.2^2}{8} = 1.92 \text{ KN.m}$$

1) Moment en travée et en appuis :

• Moment en travée $M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 1.92 = 1.63 \text{ KN.m}$.

• Moment sur appuis : $M_a = 0,4 \times M_0 = 0,4 \times 1.92 = 0.76 \text{ KN.m}$.

2) Calcul des armatures en travée :

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 120 - 35 = 85 \text{ mm} = 0,085 \text{ m}$$

$$d = 0,9h = 0.076m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{1.63 * 10^{-3}}{1 * 0.076^2 * 14.2} = 0.0198 < 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.025$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.076(1 - 0.4 * 0.022) = 0.0751m$$

$$A_t = \frac{M_t}{z * f_{st}} = \frac{1.96 * 10^{-3}}{75.1 * 348} = 0.74cm^2$$

On ferraille avec **5HA8**= 2.51 cm²

3) les armatures de répartition sont donnée par :

$$A_r = \frac{2,51}{4} = 0,628cm^2$$

On choisit **4HA8** avec A=2,01cm²

4) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \frac{b.d.f_{t28}}{f_e} = 0.23 \frac{1 * 0.076 * 2.1}{400} = 0.91 cm^2 < 2.51 cm^2$$

Condition vérifiée.

5) Calcul des armatures en appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{0.76 * 10^{-3}}{1 * 0.076^2 * 14.2} = 0.009 < 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.011$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.076(1 - 0.4 * 0.013) = 0.075m$$

$$A_t = \frac{M_a}{z * f_{st}} = \frac{0.76 * 10^6}{75 * 348} = 0.29cm^2$$

Donc ; on ferraille avec 5HA8=2,51cm²

6) Espacement des barres :

$$S_{t/x} = \min[(3.h_c; 33)] = 24cm$$

La condition à satisfaire est :

$$S_{t/x} = \frac{100}{5} = 20cm \leq 24cm \rightarrow S_{t/x} = 20cm$$

$$S_{t/y} = \min[(4.h_c; 45)] = 32cm$$

La condition à satisfaire :

$$S_{t/x} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \leq 32\text{cm} \rightarrow S_{t/y} = 25\text{cm}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_x = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{10.71 \cdot 1.2}{2} = 6.42\text{KN}$$

$$\tau = \frac{V_x}{b \cdot d} = \frac{6.42}{1 \cdot 0.076} \cdot 10^{-3} = 0.084\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25\text{Mpa} > \tau \rightarrow \text{Vérifiée}$$

À L'ELS :

$$q_s = 7.66\text{KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot lx^2}{8} = \frac{7.66 \cdot 1.2^2}{8} = 1.37\text{KN.m}$$

$$\text{Le moment en travée est : } M_t = 0,75 \cdot M_0 = 1.02\text{KNm}$$

$$\text{Le moment en appuis est : } M_a = 0,5 \cdot M_0 = 0.68\text{KN.m}$$

- **Vérification des contraintes :**

En travée

$$M_t = 1.02\text{KN.m}$$

$$A = 2,51\text{cm}^2$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$d = 7.6\text{cm}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot (A + A') \cdot y - 15 \cdot (A \cdot d - A' \cdot d') \Rightarrow y = 1,782\text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 858,477\text{cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 2.11\text{Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15\text{MPa} \rightarrow \text{vérifié}$$

En appui

$$M_a = 0.68\text{KN.m}$$

$$A = 2,51\text{cm}^2$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$d = 7.6cm$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot (A + A') \cdot y - 15 \cdot (A \cdot d - A' \cdot d') \Rightarrow y = 1,782cm$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 858,477cm^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 1.41 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15MPa \rightarrow \text{vérifié}$$

• **Etat limite de déformation :**

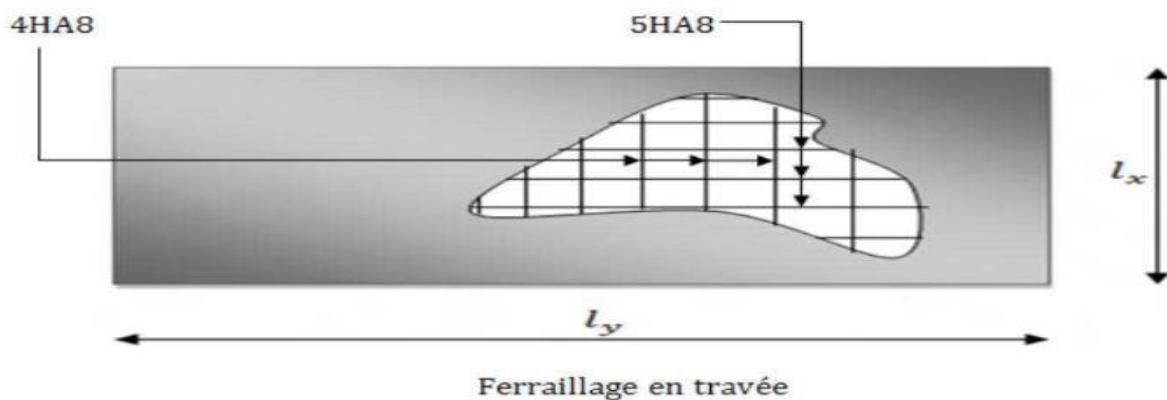
Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \cdot M_0} \\ 2) \frac{h}{l} \geq \frac{3}{80} \\ 3) \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$1) \frac{8}{120} \geq \frac{1,02}{20 \cdot 1,37} \Rightarrow 0,066 \geq 0,037 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$2) \frac{8}{120} \geq \frac{3}{80} \Rightarrow 0,066 \geq 0,037 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$3) \frac{2,51}{100 \cdot 7,6} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0033 \leq 0,005 \rightarrow \text{Vérifiée}$$



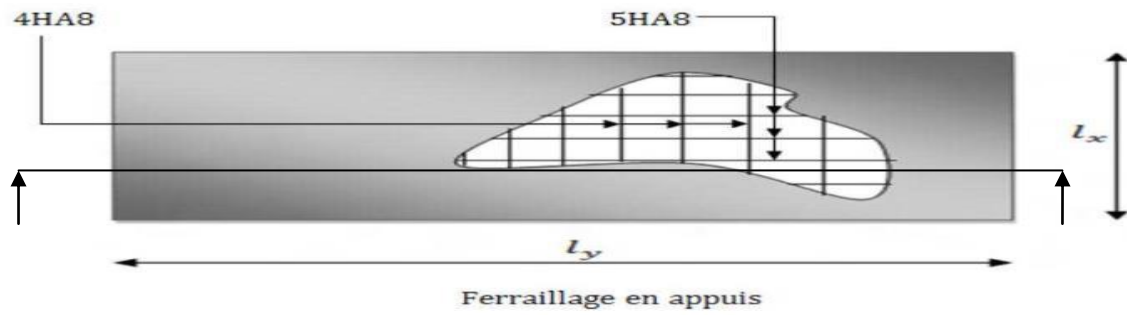
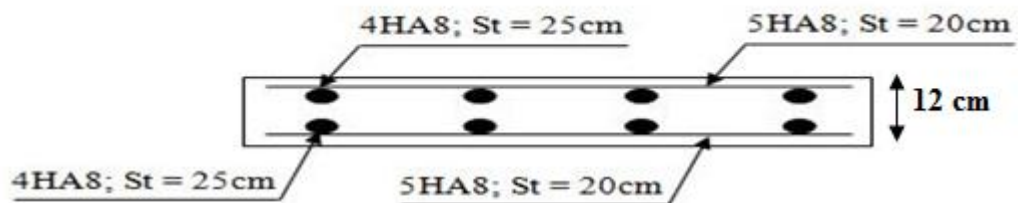


Figure V. 16 : Ferraillage de la dalle.



Coupe A-A

CHAPITRE VI Etudes des contreventements

1. Introduction :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effets de séismes, chocs etc. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « Poutres auvent », et en façade « palées de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

2. Les différents types de contreventements :

2.1.1 Contreventements de toiture : (poutre au vent)

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture comme la montre la figure ci-dessous. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

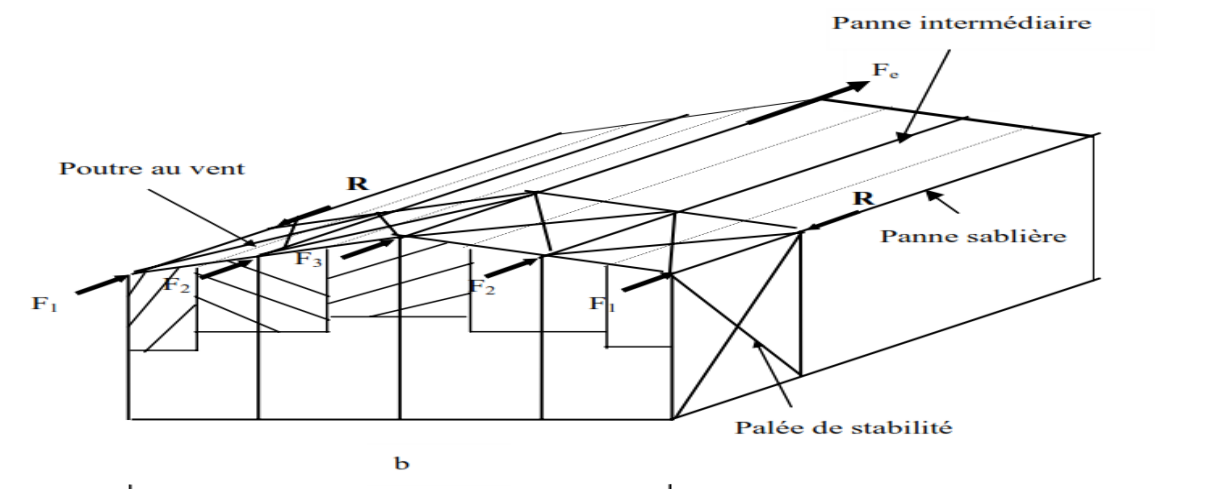


Figure VI. 1 disposition des contreventements

Remarque :

Dans les bâtiments de grande longueur, comportant des joints de dilatation, il est bon de prévoir au moins une travée de contreventement entre deux joints de dilatation.

2.1.2 Contreventement de façades: (palée de stabilité)

La palée de stabilité est un contreventement de façade destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre aux fondations.

3. Effort du vent sur les pignons :

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

3.1 Calcul de la poutre au vent en pignon :

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales.

Le calcul des poutres à treillis repose sur les hypothèses suivantes :

- Les nœuds sont considérés comme des articulations, même si les barres sont assemblées par des cordons de soudure qui sont loin d'une articulation.
- Les axes des barres sont concourants aux nœuds.
- Les charges sont considérées concentrées et appliquées au droit des nœuds (pour n'avoir que des barres sollicitées par des efforts normaux).

Remarque :

1. Les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres du moment qu'ils flambent au moindre effort.
2. Le problème est ramené à un calcul isostatique et pour déterminer ces efforts, on utilise la méthode des sections

3.1.2 Evaluation des efforts horizontaux :

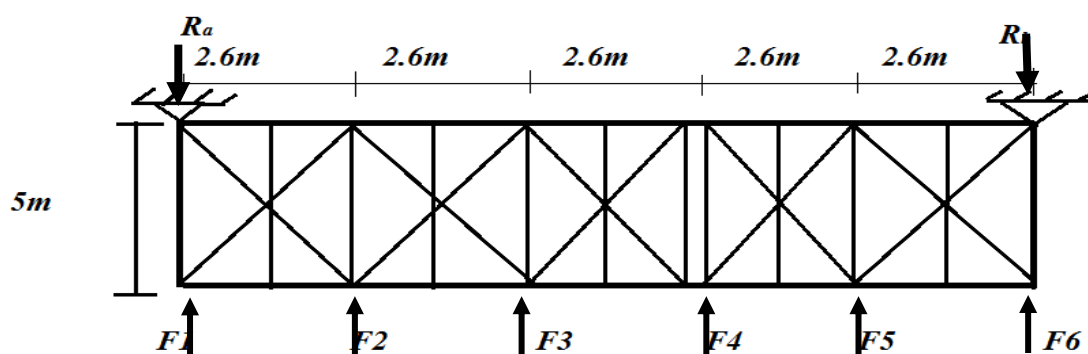


Figure VI. 2 Schéma statique de la poutre au vent en pignon.

$$F_i = (Q_v * S_i) + F_{fe} \quad \text{Avec :} \quad S_i = \frac{h_i}{2} * e_i$$

D'après les résultats de l'étude au vent:

$$V = V_{\max} = V_E = 95,83 \text{ daN}$$

La force d'entraînement F_e est la force de frottement pour la toiture :

$$F_{fe} = 0$$

Forces	$\frac{h_i}{2} (m)$	$e_i (m)$	$S_i = \frac{h_i}{2} * e_i (m^2)$	$Q_v (daN/m^2)$	$F_i (kn)$
F1	6.88	1.3	8.94	95.83	08.56
F2	7.40	2.6	19.24	95.83	18.43
F3	7.85	2.6	20.41	95.83	19.55
F4	8.80	2.6	22.88	95.83	21.92
F5	8.26	2.6	21.47	95.83	20.57
F6	7.75	1.3	10.07	95.83	09.65

Tableau VI 1 Evaluation des efforts horizontaux

3.1.3 Evaluation des efforts dans les barres :

Pour déterminer les efforts dans les barres, on peut utiliser l'une des méthodes de la résistance des matériaux à savoir :

- Méthode d'isolation des nœuds.
- Méthode graphique de CRIMONA.
- Méthode des sections de RITTER, dont l'avantage est déterminé l'effort dans une barre quelconque.
- Méthode des composantes de CULMANN.

3.1.4 Effort de traction dans les diagonales :

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

Le contreventement de versant est une poutre à treillis supposée horizontale. Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

4. Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F/yy = 0 \Rightarrow R_a + R_b = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5$$

$$\sum M/b = 0 \Rightarrow R_a = \frac{(2.6*18.43)+(5.2*19.55)+(8.2*21.92)+(10.8*20.57)+(13.4*9.65)}{15.20}$$

$$R_a = 44.78 \text{ KN}$$

$$R_b = 98.68 - 44.78 = 53.90 \text{ KN}$$

➤ **Section de la diagonale :**

$$\tan \alpha = \frac{2.6}{5} = 0.52 \rightarrow \arctg 0.52 = 27.47^\circ$$

D'où :

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos \alpha} = \frac{53.9 - 8.56}{0.887} = 51.10 \text{ kn}$$

$$N_{sd} = 1.5 * F_d = 1.5 * 51.10 = 76.65 \text{ KN}$$

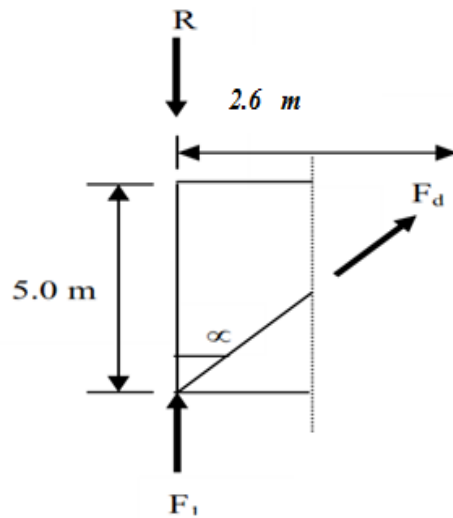


Figure VI. 3 Méthode des coupures.

➤ **Calcul de la section brute A**

$$N_{sd} \leq N_{pl.r.d} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} * \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{7665.23 * 1.1}{2350} = 3.58 \text{ cm}^2$$

Soit L 45*45*5 ($A = 4.30 \text{ cm}^2$)

5. Vérification à la résistance ultime de la section :

➤ **Condition de résistance :**

$$N_{sd} \leq N_u = \frac{0.9 * A_{nt} * f_u}{\gamma_{m2}}$$

On adopte une cornière isolée de 45*45*5 avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm :

Section nette :

$$A_n = 4.30 - (0.5 * 1.3) = 3.65 \text{ cm}^2$$

$$N_u = \frac{0.9 * 3.65 * 3600}{1.25} = 9460.8 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 7665.23 \text{ KN} \leq N_u = 9460.80 \text{ KN}$$

Une cornière isolée de **L 45x45x5** (A= 4.30cm), avec un boulon de 12 mm et trou de 13mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

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

La poutre au vent qui travaille à la flexion déviée sous l'action de charges verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée.

5.1 Vérification de la section à la résistance :

Section de classe 1et2 :

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{Nyrd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{Nzrd}} \right)^\beta \leq 1.0 \text{ avec :}$$

$$\text{➤ } M_{Nyrd} = M_{plyrd} = \left[\frac{1-n}{1-0.5a} \right]$$

$$\text{➤ } M_{Nzrd} = M_{plzrd} = \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

$$\text{➤ } A = \min \left(\frac{A_w}{A}; 0.5 \right)$$

$$\text{➤ } A_w = A - 2 * bt_f$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{plrd}}; \quad N_{plrd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{m0}}; \quad M_{plyrd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}}; \quad M_{plzrd} = \frac{W_{plz} * f_y}{\gamma_{m0}}$$

5.2.1 Charges et surcharges revenant à la panne montant :

Flexion déviée (calcul des pannes) :

$$G = 42,46 \text{ daN/m}$$

$$N = 67,34 \text{ daN/m}$$

Compression :

$$V = F_3 = 1955 \text{ daN}$$

Combinaison de charge :

$$Q_{sd} = 1,35G + 1,35 N$$

$$N_{sd} = 1.35 * V = 2639.25 \text{ daN}$$

$$Q_{sd} = 1,35 * 42.46 + 1,35 * 67.34 = 148.23 \text{ kn}$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} * \cos\alpha = 135.98 \text{ kn}$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} * \sin\alpha = 58.98 \text{ kn}$$

$$M_{Zsd} = \frac{Q_{ysd} * \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = 55.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ysd} = \frac{Q_{zsd} * (L)^2}{8} = 514.17 \text{ KN.m}$$

Caractéristiques géométriques de l'IPE180

$$W_{el.y} = 146.3 \text{ cm}^3 ; \quad W_{el.z} = 22.16 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl.y} = 166.4 \text{ cm}^3 ; \quad W_{pl.z} = 34.6 \text{ cm}^3$$

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166.4 * 2350 * 10^{-2}}{1.1} = 3554.9 \text{ daN.m}$$

$$M_{plzrd} = \frac{W_{plz} * f_y}{\gamma_{m0}} =; \quad M_{plzrd} = \frac{34.6 * 2350 * 10^{-2}}{1.1} = 736.18 \text{ daN.m}$$

$$N_{plrd} = \frac{23.9 * 2350}{1.1} = 51059.09 \text{ daN}$$

Incidence de l'effort tranchant :

Si : $V_{sd} \leq 0.5V_{plrd} \rightarrow$ il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

A mi-travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

Incidence de l'effort normal :

Si : $N_{sd} \leq \min(0.25N_{plrd}; 0.5A_w f_y / \gamma_{m0}) \rightarrow$ il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$0.25 * N_{plrd} = 12764.77 \text{ daN}$$

$$A_w = 9.34 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5A_w f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.5 * 9.34 * 2350}{1.1} = 9976.81 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2639.25 \text{ daN} < \min(0.25N_{pl.r.d}; 0.5A_w f_y / \gamma_{m0}) = 9976.81 \text{ daN}$$

→ l'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée. Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{NZrd} = M_{plzrd}$$

$$M_{NZrd} = M_{plzrd}$$

La formule de vérification est la suivante :

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{Nyrd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Zsd}}{M_{NZrd}} \right)^\beta \leq 1.0$$

Ou : $\alpha = 2$ $\beta = 1$

$$\left(\frac{514.17}{3554.9} \right)^2 + \left(\frac{55.75}{739.18} \right)^1 = 0.096 \leq 1.0$$

6. Vérification de l'élément aux instabilités (déversement) :

- **Semelle supérieure :**

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

- **Semelle inférieure :**

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

- **Combinaison à l'ELU :**

$$G - 1.5V$$

$$Q_{z.sd} = G * \cos\alpha - 1.5 * V = -356.91 \text{ daN/m}$$

$$Q_{y.sd} = 1.35 * G * \sin\alpha = 22.81 \text{ daN/m}$$

$$N_{sd} = 1.5 * F_3 = 1.5 * 19.55 = 2932.5 \text{ daN}$$

Avec :

$$G = 42.46 \text{ daN/ml} \quad \text{« charge permanente »}$$

$$V = -263.913 \text{ daN/ml} \quad \text{« vent de soulèvement »}$$

$$F_3 = 1955.23 \text{ daN/ml} \quad \text{« effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire »}$$

$$M_{zsd} = \frac{22.81 * 2.75^2}{8} = 21.56 \text{ daN.m}$$

$$M_{Ysd} = \frac{356.91 * 5.5^2}{8} = 1349.56 \text{ daN.m}$$

➤ **Charge de compression :**

$$N_{sd} = 1.5 * F_3 = 1.5 * 19.55 = 29.325 \text{ Kn}$$

La formule de vérification aux instabilités est la suivante :

$$\frac{N_{sd}}{X_z * N_{plrd}} + \frac{K_{lt} * M_{ysd}}{X_{lt} * M_{plyrd}} + \frac{K_z * M_z}{M_{plzrd}} \leq 1 \quad \text{EC03. (5.52.Art.5.5.4)}$$

On à :

$$N_{plrd} = 51059.09 \text{ daN}$$

$$M_{plyrd} = 3554.9 \text{ daN.m}$$

$$M_{plzrd} = 736.18 \text{ daN.m}$$

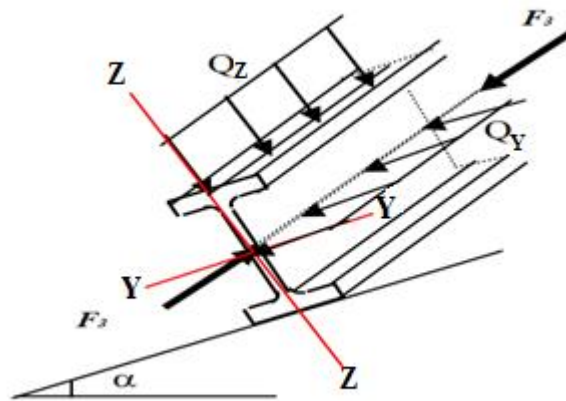


Figure VI. 4 Vérification de la panne intermédiaire

➤ **Calcul de coefficient de réduction x_{min} :**

Avec : $x_{min} = \min(x_y; x_z)$

➤ **Flambement par rapport à l'axe fort y-y :**

$$x_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \lambda_y^2]^{0.5}}$$

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

$$\lambda_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) * [\beta_A]^{0.5}$$

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'Euro code 3.

➤ **Flambement par rapport à l'axe faible z-z :**

$$x_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \lambda_z^2]^{0.5}}$$

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

$$\lambda_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) * [\beta_A]^{0.5}$$

Avec : $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{500}{7.42} = 67.385$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{250}{2.05} = 121.951$$

$$\overline{\lambda}_z = \left(\frac{121.951}{93.9}\right) * [1]^{0.5} = 1.298$$

$$\overline{\lambda}_y = \left(\frac{67.385}{93.9}\right) * [1]^{0.5} = 0.717$$

▪ **Courbe de flambement :**

$$h/b = 180/91 = 1.97 > 1.2$$

axe de flambement y-y \Rightarrow courbe de flambement « a »

$$\alpha_y = 0.21$$

axe de flambement z-z \Rightarrow courbe de flambement « b »

$$\alpha_z = 0.34$$

$$\varphi_z = 0.5 * [1 + 0.34 * (1.298 - 0.2) + 1.298^2] = 1.529$$

$$x_z = \frac{1}{1.529 + [1.529^2 - 1.298^2]^{0.5}} = 0.427$$

$$\varphi_y = 0.5 * [1 + 0.21 * (0.717 - 0.2) + 0.717^2] = 0.811$$

$$x_y = \frac{1}{0.811 + [0.811^2 - 0.717^2]^{0.5}} = 0.840$$

$$x_{min} = \min(0.840; 0.427)$$

$$x_{min} = 0.427$$

▪ **Calcul de coefficient de réduction pour le déversement :**

$$x_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + [\phi_{lt}^2 - \overline{\lambda}_{lt}^2]^{0.5}}$$

$$\phi_{lt} = 0.5[1 + \alpha_{lt}(\lambda_{lt} - 0.2) + \overline{\lambda}_{lt}^2]$$

Avec : $\alpha_{lt} = 0.21$ pour les sections laminées

α_{lt} : Facteur d'imperfection pour le déversement.

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right) * [\beta_A]^{0.5}$$

$\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1 et 2

λ_{lt} : Élanement de l'élément vis vis au déversement ; pour les profils laminés I ou H

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

$$\lambda_{lt} = \frac{\frac{250}{2.05}}{(1.132)^{0.5} * \left[1 + \frac{1}{20} * \left[\frac{\frac{250}{2.05}}{\frac{18}{0.8}} \right]^2 \right]^{0.25}} = 91.440$$

$$\lambda_{lt} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_l} \right] * (\beta_A)^{0.5} = 0.973 > 0.4$$

Il faudra tenir compte du risque de déversement

$$\phi_{lt} = 0.5[1 + 0.21(0.97 - 0.2) + 0.97^2] = 1.051$$

$$x_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + [\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2]^{0.5}} = 0.690$$

Calcul des coefficients K :

$$\mu_{lt} = 0.15 * \lambda_z * \beta_{MLT} - 0.15 \quad \text{avec: } \mu_{lt} \leq 0.9$$

Avec :

β_{MLT} : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$\beta_{MLT} = 1.3$ pour une poutre simplement appuyée avec une charge répartie

$$\mu_{lt} = 0.101 \leq 0.9 \quad OK$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{lt} * N_{sd}}{x_z * A * f_y} = 1 - \frac{0.101 * 4669.5}{0.427 * 23.9 * 2350} = 0.98$$

$$k_{LT} = 0.98 < 1 \quad OK$$

$$\mu_z = \lambda_z * (2 * \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

$$\mu_z = 1.298 * (2 * 1.3 - 4) + \frac{34.6 - 22.16}{22.16} = -1.25 < 0.9 \quad OK$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z * N_{sd}}{x_z * A * f_y}$$

$$k_z = 1 - \frac{-1,25 * 4669,5}{0,427 * 23,9 * 2350} = 1,24 \leq 1,5 \quad OK$$

▪ **Vérification au déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{x_z * N_{plrd}} + \frac{K_{lt} * M_{ysd}}{x_{lt} * M_{plyrd}} + \frac{K_z * M_{Zsd}}{x_{lt} * M_{plzrd}} \leq 1,0$$

$$\frac{7665.23}{0,427 * 51059,09} + \frac{0,98 * 1349.56}{0,69 * 3554,9} + \frac{1,25 * 21.56}{736,18} \leq 1,0$$

$$\Rightarrow 0.916 \leq 1.0 \quad OK$$

Le profilé **IPE180** est adéquat comme panne montant de toiture

7. Contreventement verticale (Palée de stabilité)

▪ **Calcul de Palée de stabilité en long pan:**

Les palée de stabilités doivent reprendre les efforts du vent sur pignon transmis par le contreventement des versants (poutre au vent) .on ne fait travailler que les diagonal tendu, comme dans le cas de la poutre au vent.

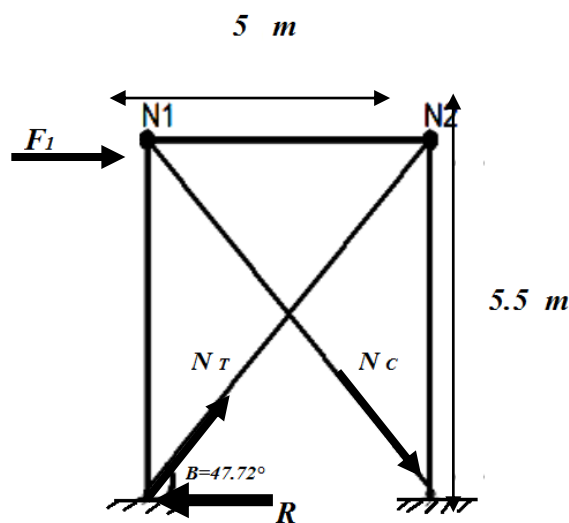


Figure VI. 5 . Palée de stabilité en long pan.

▪ Dimensionnement de la palée de stabilité :

Evaluation des efforts de traction dans les diagonales tendues ce faite par la méthode des coupures :

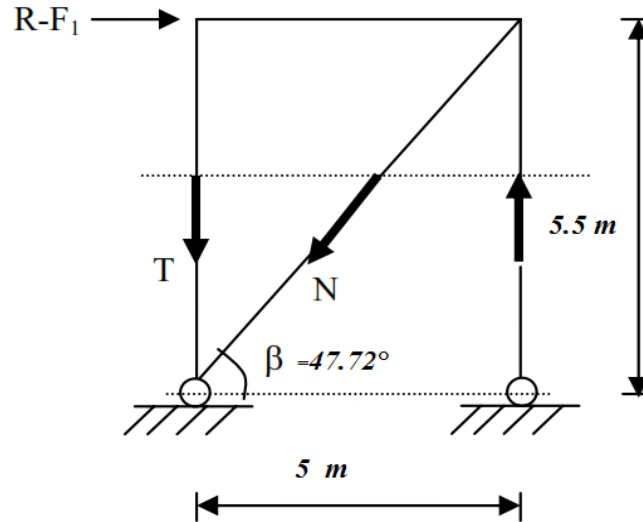


Figure VI. 6 Méthode des coupures

$$N \cos \beta + F_1 - R = 0$$

$$\Rightarrow N = \frac{R - F_1}{\cos \beta} = \frac{5390 - 965}{\cos 47.72} = 6577.43 \text{ daN}$$

▪ Section de la diagonale :

➤ Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl.rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = 1.5 * N = 9866.15 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} * \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{9866.15 * 1.1}{2350} = 4.61 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de **50X50X6**(A=5.69cm²)

➤ Vérification à la résistance ultime de la section :

On opte pour une cornière isolée de 50X50X6 avec un boulon de 12 mm et trous de 13mm.

$$A_{net} = A_1 + \varepsilon + A_2$$

$$A_1 = [(5 * 0.6) - (1.3 * 0.6)] = 3.78 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (5 - 0.6) * 0.6 = 2.64 \text{ cm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3 * A_1}{3 * A_1 + A_2} = 0.81$$

$$A_{net} = 3.78 + 0.81 + 2.64 = 7.23 \text{ cm}^2$$

Vérification à la résistance ultime de la section :

$$N_{sd} \leq N_{u.Rd} = \frac{0.9 * A_{nt} * f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{sd} \leq N_{u.Rd} = \frac{0.9 * 7.23 * 36}{1.25} = 187.40 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 98.66 \text{ KN} \leq N_{u.Rd} = 187.40 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ OK}$$

Donc on opte pour une cornière **L 50X50X6**.

CHAPITRE VII Etude sismique

1. Introduction :

Les tremblements de terre ont présentés depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, l'intensité des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles a marqué la mémoire des générations.

Pour limiter les dommages causés aux constructions, une bonne conception des structures est nécessaire afin de résister aux séismes.

L'analyse de la structure est faite par le logiciel Robot qui est basé sur la méthode des éléments finis.

2. Présentation du logiciel ROBOT :

Le Robot Autodesk Structural Analysis Professional 2012, est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures, il se base sur la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type treillis, portique adaptés au construction en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules de dimensionnement, de vérification, d'assemblage, et de ferrailage suivant les différentes normes nationales existantes.

3. Modélisation

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinées, en utilisant les innombrables outils disponibles.

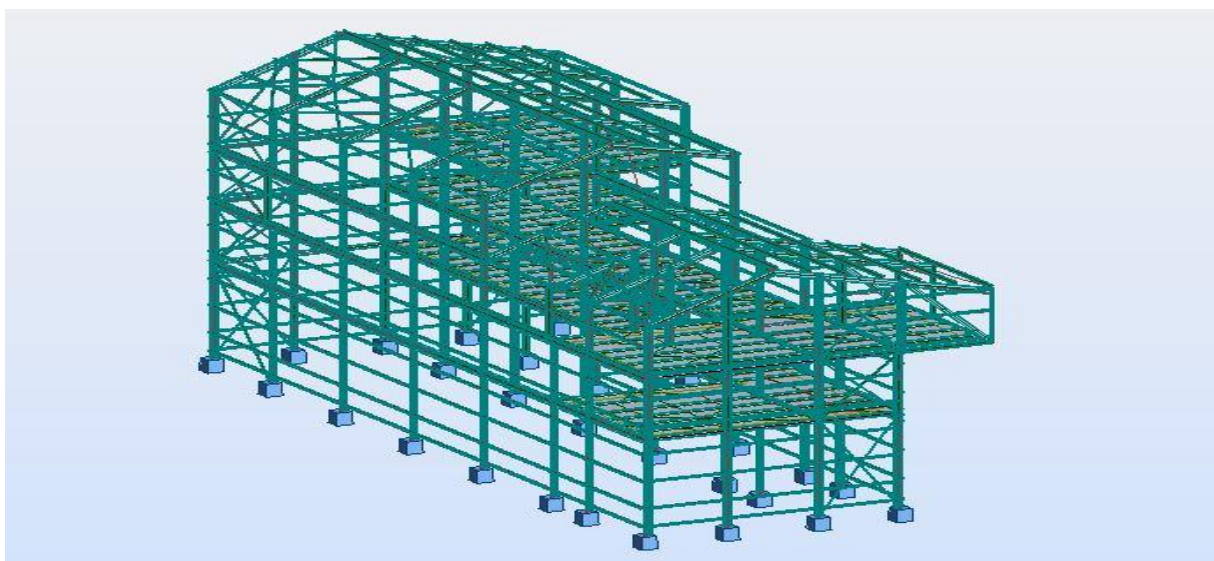


Figure VII. 1: Vue 3D de la structure a modélisée avec ROBOT

3.1 Analyse de la structure :

a) Type d'analyse :

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

b) Les chargements statiques :

- Poids propre de la structure.
- Les charges d'exploitations
- Les effets dus aux actions climatiques (selon le **RNVA99**).

c) Les chargements dynamiques :

- Les effets sismiques.

Dans notre cas on opte pour la méthode dynamique spectrale.

3.2 Méthodes de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le "RPA99 version 2003". Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Ces méthodes sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

3.2.1 La méthode statique équivalente :

Dans cette méthode le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par le séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

➤ Principe de la méthode.

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

4. Calcul de la force sismique totale :

D'après l'art 4.2.3 de RPA 99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule suivante:

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

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas, on est dans la Zone II_a et un Groupe d'usage 2

Nous trouverons : $A = 0.15$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0s \end{cases}$$

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Avec :

T_1, T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du [RPA99/ version 2003] : T_1 (sec) = 0.15s T_2 (sec) = 0.4s

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : Est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 :

Nous avons une structure mixte (Portiques- Acier), Donc $\xi = 5\%$

D'où $\eta = 1 > 0.7$

$$\eta = 1$$

4.1 Estimation de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99/ version 2003 par la formule :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 17.93 \text{ m}$$

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le **tableau 4.6 du RPA 99/version 2003**

Portiques auto stables en béton armé ou en acier sans remplissage en maçonnerie

$$\text{D'où : } C_T = \mathbf{0.085}$$

$$\text{Donc : } T = C_T h_N^{3/4} = 0.085 * 17.93^{3/4} = \mathbf{0.74 \text{ s}}$$

$$D = \mathbf{2.5 \eta}$$

$$D = 2.5 * 1 = \mathbf{2.5}$$

R : coefficient de comportement global de la structure.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de Contreventement.

- **Sens transversal :**

Mixte portiques / palées triangulées en X **R = 5**

- **Sens longitudinal :**

Mixte portiques / palées triangulées en X **R = 5**

Q : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_i$$

Critère de qualité "q"	P _q
1. conditions minimales sur les files porteuses	0.05
2. Redondance en plan	0.05
3. régularité en plan	0.05
4. régularité en élévation	0.05
5. Contrôle de qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0
$\sum P_q$	0.2

Tableau VII. 1 : Pénalité de vérification

$$Q = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0 = 1,2$$

W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003.

Dans notre cas $\beta = 0,2$ *

Les poids des différents niveaux de la structure sont présentés dans les tableaux suivant :

➤ pois de la structure par niveaux :

RDC			
Les éléments	Profile	Poids (daN)	Σ par niveau
<i>Bardage + accessoires :</i>	<i>Panneaux sandwich T75</i>	8217.55	141713.12
<i>poteaux</i>	<i>HEB 240</i>	11440	
<i>Poutre maitresse</i>	<i>HEB 340</i>	16348	
<i>Poutre secondaire</i>	<i>HEB 180</i>	1556.48	
<i>Lisse de bardage</i>	<i>UPE 180</i>	8226.72	
<i>solive</i>	<i>IPE 240</i>	5587.4	
<i>plancher</i>	<i>C25/30</i>	71400	
<i>bardage</i>	<i>UPE 180</i>	8217.55	
<i>Les suspentes</i>	$\Phi 12$	107.5	
<i>Palée de stabilité</i>	<i>L70x70x7</i>	479.7	
<i>escalier</i>	/	18350	

1^{er} niveau			
Les éléments	Profile	Poids (daN)	Σ par niveau
<i>Bardage + accessoires :</i>	<i>Panneaux sandwich T75</i>	5229.35	141238.23
<i>poteaux</i>	<i>HEB 240</i>	7280	
<i>Poutre maitresse</i>	<i>HEB 340</i>	16348	
<i>Poutre secondaire</i>	<i>HEB 180</i>	1966.08	
<i>Lisse de bardage</i>	<i>UPE 180</i>	4113.36	
<i>solive</i>	<i>IPE 240</i>	6324.2	
<i>plancher</i>	<i>C25/30</i>	81000	
<i>bardage</i>	<i>UPE 180</i>	5229.35	
<i>Les suspentes</i>	$\Phi 12$	68.37	
<i>Palée de stabilité</i>	<i>L70x70x7</i>	332.1	
<i>escalier</i>	/	18577	

2eme niveau			
<i>Les éléments</i>	<i>Profile</i>	<i>Poids (daN)</i>	Σ <i>par niveau</i>
<i>Poteau</i>	<i>HEB 240</i>	<i>13252.92</i>	<i>95273.94</i>
<i>Poutre maitresse</i>	<i>HEB 340</i>	<i>9916</i>	
<i>Poutre secondaire</i>	<i>HEB 180</i>	<i>1167.36</i>	
<i>Lisse de bardage</i>	<i>UPE 180</i>	<i>8640.4</i>	
<i>Solives</i>	<i>IPE 240</i>	<i>2099.88</i>	
<i>Plancher</i>	<i>C25/30</i>	<i>25080</i>	
<i>Bardage</i>	<i>Panneaux sandwich T75</i>	<i>9451.94</i>	
<i>Suspente</i>	$\emptyset 12$	<i>60</i>	
<i>Traverse</i>	<i>IPE 330</i>	<i>2940.11</i>	
<i>Panne</i>	<i>IPE 180</i>	<i>2820</i>	
<i>Bracon</i>	<i>IPE 240</i>	<i>351.2</i>	
<i>Contreventement</i>	<i>L 70x70x7</i>	<i>982.3</i>	
<i>escalier</i>	<i>/</i>	<i>18201</i>	

TOITURE			
<i>Les éléments</i>	<i>Profile</i>	<i>Poids (daN)</i>	Σ <i>par niveau</i>
<i>Bardage + accessoires :</i>	<i>Panneaux sandwich T75</i>	<i>5797.8</i>	<i>15157.85</i>
<i>poteaux</i>	<i>HEB 240</i>	<i>1302.1</i>	
<i>Traverse</i>	<i>IPE 330</i>	<i>3538.15</i>	
<i>panne</i>	<i>IPE 180</i>	<i>3872.8</i>	
<i>Contreventements</i>	<i>L70x70x7</i>	<i>647</i>	

$$W_G = 3933.83 \text{ KN}$$

$$W_Q = 2124.4 \text{ KN}$$

$$w = 3933.83 + 0.2 * 2124.4 = 4358.71 \text{ KN}$$

Donc on a : $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$

$$V^x = V^y = \frac{0.15 \cdot 2.5 \cdot 1.2}{5} \cdot 4358.71 = 392.28 \text{ KN}$$

5. La méthode modale spectrale :

➤ **Principe de la méthode spectrale :**

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

➤ **Spectre de repense de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec : Les coefficients A, η, R, T₁, T₂, Q (déjà déterminés plus haut) .

A=0,15. η=1 R=5 T₁=0,15s T₂=0,4s

Q=1.2

▪ **Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y :**

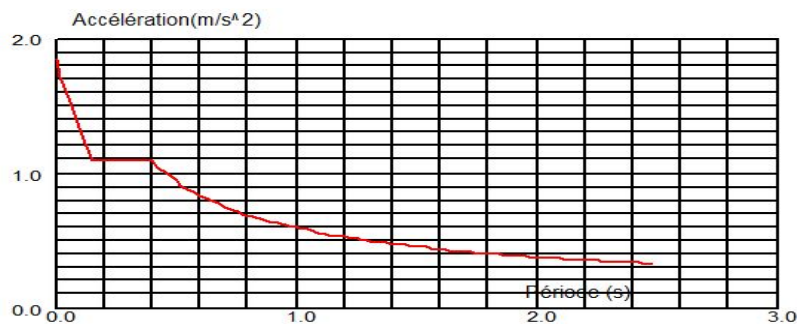


Figure VII. 2 : Schéma du spectre de réponse suivant X.

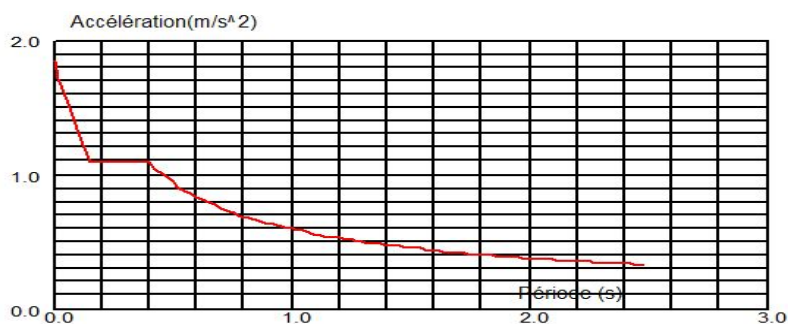


Figure VII. 3 : Schéma du spectre de réponse suivant Y.

- **Nombre de modes de vibrations à considérer :**

Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

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

➤ **Résultat de calcul :**

a. Pourcentage de participation de masse :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
26/ 1	0,74	0,35	93,35	0,35	93,35	663610,48	665591,54
26/ 2	0,67	92,31	93,72	91,96	0,37	663610,48	665591,54
26/ 3	0,47	92,31	95,19	0,00	1,47	663610,48	665591,54
26/ 4	0,35	92,35	95,21	0,04	0,03	663610,48	665591,54

Tableau VII. 2 : Pourcentage de participation de masse.

Le pourcentage de participation de masse est supérieure à 90% suivant les deux directions, donc les 10 modes de vibrations sont suffisants, pour mieux représenter le comportement de la structure.

Dans les trois premiers modes on a :

- Translation suivant (Y) pour le premier mode.
- Translation suivant (X) pour le deuxième mode.

b. Les réponses modales de la structure :

- **Déformation modale :**

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

Mode 1 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0,74$ s, taux de participation de la masse 93.35%

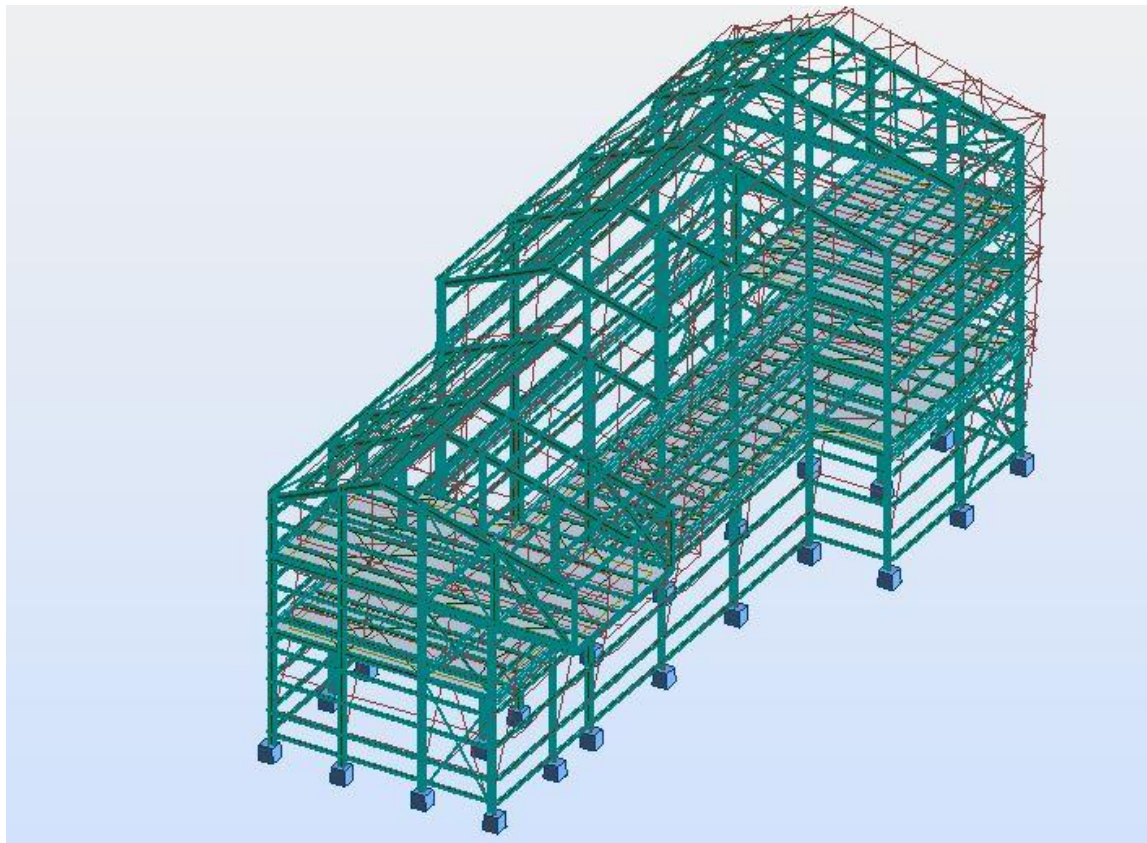


Figure VII. 4 : Mode de déformation (01).

Mode2 : Translation suivant X-X, période $T = 0,67$ s , taux de participation de la masse 91,96%

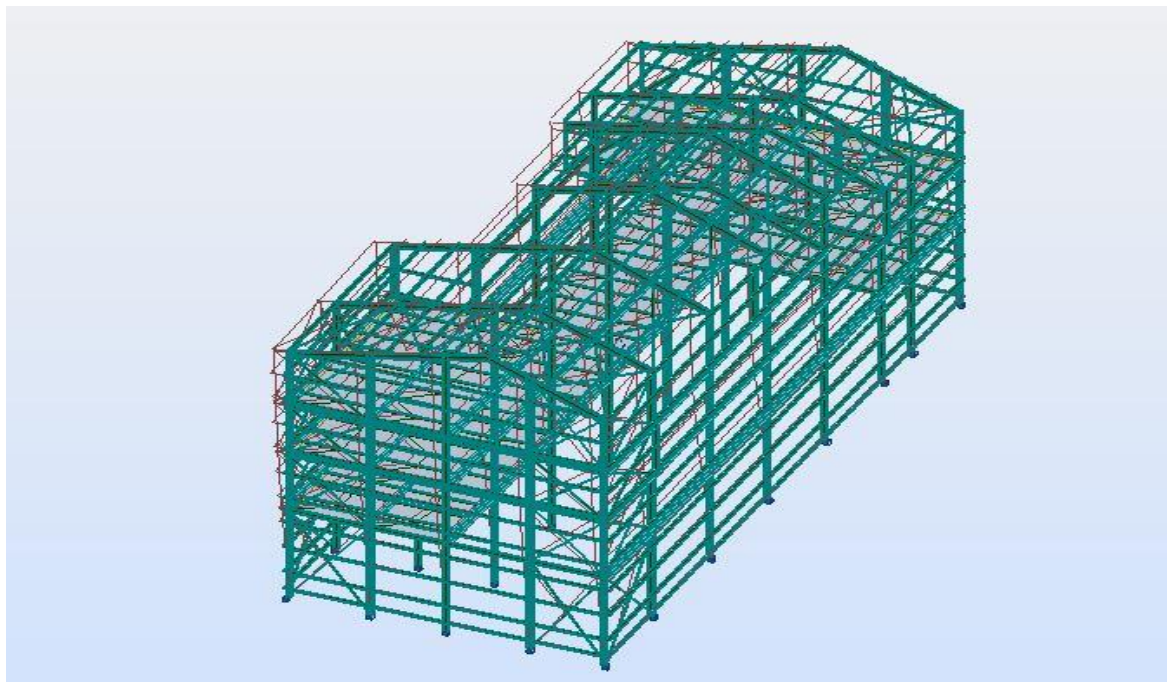


Figure VII. 5 : Mode de déformation (2).

Mode 3 : Rotation autour de Z-Z, $T=0.47$ S,

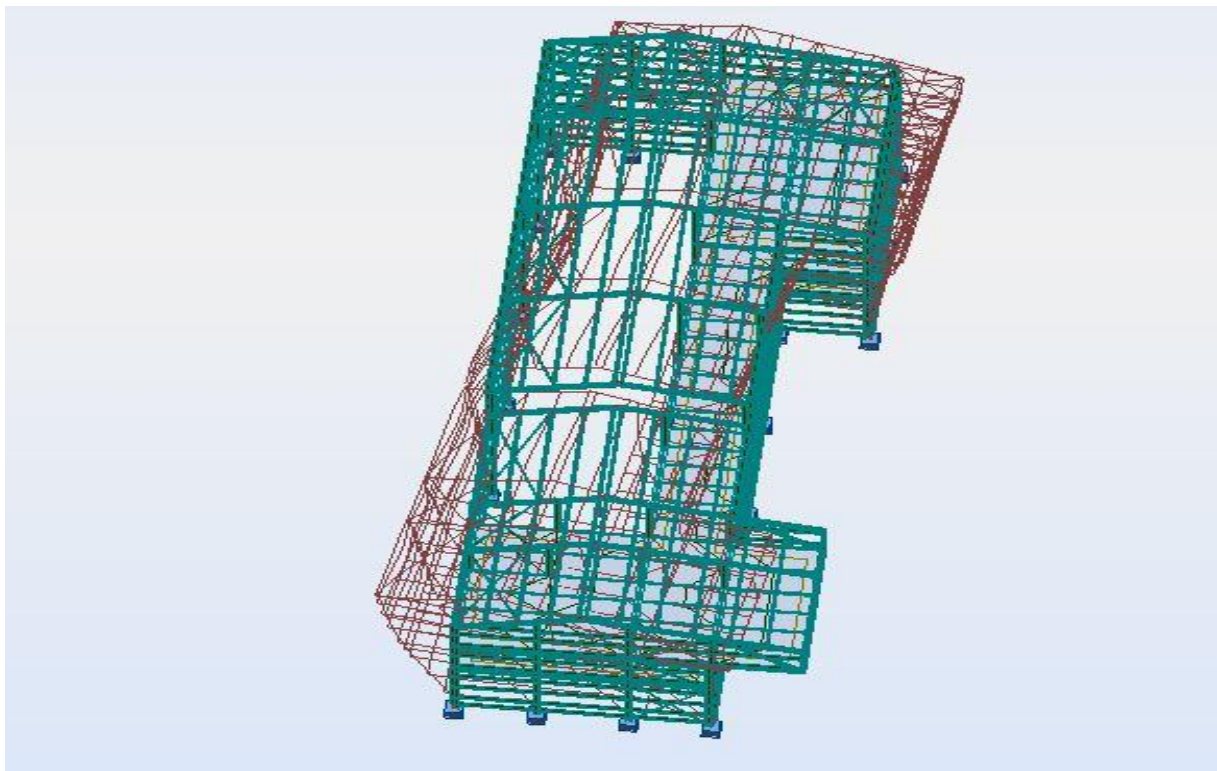


Figure VII. 6 : Mode de déformation (3).

Analyse des résultats :

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

a) Les combinaisons de calcul :**Notation :**

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

S : Action de la neige.

V : Action du vent.

- V1 : Vent sur le pignon.
- V2 : Vent sur le long pan.

E : Action sismique.

Les combinaisons de calcul adoptées selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Combinaisons à l'Etat limite ultime	Combinaisons à l'Etat limite de service	Combinaisons Accidentelles
1.35G + 1.5Q	G+V1S	G + Q + E _X
1.35(G + Q + S)	G+V1D	G + Q + E _Y
G+1.5V1S	G+V2S	0.8G + E _X
G+1.5V1D	G+V2D	0.8G - E _X
G+1.5V2S	G+V3S	0.8G - E _Y
G+1.5V2D	G+V3D	0.8G + E _Y
G+1.5V3S	G+V4S	
G+1.5V3D	G+V4D	
G+1.5V4S	G + Q	
G+1.5V4D	G + S	
	G+0,9(Q+S)	
	G+0,9(Q+V ₁)	
	G+0,9(Q+V ₂)	

Tableau VII. 3 : Combinaisons de calcul.

La neige n'est pas combinée avec le vent car elle joue un rôle favorable.

b) Résultantes des forces sismiques de calcul :

Selon l'article 4.3.6 du RPA99 V2003, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	392.28	313.82	472.97	vérifiée
Sens yy	392.28	313.82	453.96	Vérifiée

Tableau VII. 4 Vérification de l'effort tranchant à la base.

6. Vérification des déplacements :

1^{er} Cas : situation durable :

Les déplacements sont limités à :

- **Déplacement horizontal :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} \text{ sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} \text{ avec charge du vent} \end{array} \right.$$

EC3 Art 4.2.2(1) I

Ou h : hauteur du poteau

- **Déplacement vertical :**

$$\frac{L}{200}$$

Avec : L : longueur de la travée

EC3 tab 4.1

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	G+1.5V1S	1.35G+1.5S	3.8	0.5
Suivant Y	G+1.5V1S	1.35G+1.5S	3.1	0.2
Suivant Z	G+1.5V3S	1.35G+1.5S	1.3	1.2

Tableau VII. 5 : Déplacement max en situation durable.

$$\begin{cases} \frac{h}{150} = \frac{550}{150} = 3.66cm \\ \frac{h}{125} = \frac{550}{125} = 4.4cm \\ \frac{L}{200} = \frac{1520}{200} = 7.6cm \end{cases}$$

On voit que les déplacements maximaux suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles donc les déplacements sont vérifiés.

2^{ème} Cas : situation accidentelle :

Le D.T.R RPA99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seul (art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (art 5.10).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

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

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement R=5.

Déplacement suivant la direction XX							
Niveau	h _k (cm)	δ _{ek} (cm)	δ _{k-1} (cm)	δ _k (cm)	Δ _k (cm)	1,0%h _k (cm)	observation
RDC	550	0.7	0	3.5	3.5	5.5	vérifiée
1 ^{er} étage	350	1.02	3.5	5.2	1.6	3.5	vérifiée
2 ^{ème} étage	650	1.4	5.2	7.1	1.9	6.5	vérifiée
Toiture	243	1.4	7.1	7.1	0	2.43	vérifiée

Tableau VII. 6 : Déplacement selon le sens X-X.

Déplacement suivant la direction YY							
Niveau	h _k (cm)	δ _{ek} (cm)	δ _{k-1} (cm)	δ _k (cm)	Δ _k (cm)	1,0%h _k (cm)	observation
RDC	550	0.8	0	4	4	5.5	vérifiée
1 ^{er} étage	350	1.08	4	5.4	0.4	3.5	vérifiée
2 ^{ème} étage	650	1.46	5.4	7.3	1.9	6.5	vérifiée
Toiture	243	1.46	7.3	7.3	0	2.43	vérifiée

Tableau VII. 7 : Déplacement selon le sens Y-Y.

Les déplacements relatifs sont vérifiés à chaque niveau.

7. Effet de deuxième ordre

7.1. Définition :

L'effet P- Δ est un effet du second ordre (non linéaire) qui se produit pour chaque structure où les éléments sont sujets à une charge axiale (P). Il est associé à l'importance de l'application de la charge axiale (P) et du déplacement (Δ).

L'effet P- Δ est lié à :

- La charge axiale P
- La rigidité ou la souplesse de la structure dans son ensemble.
- La souplesse des différents éléments de la structure.

Les effets de seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite:

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

Avec:

$$P_k = \sum_{i=1}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau «k».

Rappelons que le poids de chaque niveau est comme suit :

$$WG_1=1417.13 \text{ KN}$$

$$WQ_1 = 722.1$$

$$WG_2=1412.38 \text{ KN}$$

$$WQ_2=802.1$$

$$WG_3=952.75 \text{ KN}$$

$$WQ_3=336.1$$

$$WG_4=151.57 \text{ KN}$$

$$WQ_4=264.1$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau «k » par rapport au niveau «k - 1 ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

-Si $0,1 < \theta_k \leq 0,2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur : $\frac{1}{1 - \theta_k}$

- Si $\theta_k > 0,2$: La structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

-Sens X-X :

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (cm)	θ_k
RDC	3.5	1561.55	392.28	550	0.02
Niveau 1	1.6	1572.8	242.04	350	0.03
Niveau 2	1.9	1019.97	146.77	650	0.02
Toiture	0	204.39	27.41	243	0

Tableau VII. 8 : Effet P- Δ suivant X-X.

-Sens Y-Y :

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (cm)	θ_k
RDC	4	1561.55	392.28	550	0.02
Niveau 1	0.4	1572.8	242.04	350	0.007
Niveau 2	1.9	1019.97	146.77	650	0.02
Toiture	0	204.39	27.41	243	0

Tableau VII. 9 : Effet P- Δ suivant Y-Y.

Donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

CHAPITRE VIII Vérification de l'ossature

Introduction :

Après avoir modéliser l'ensemble des portiques en y appliquant les différents cas de chargement du vent et de la neige, des charges permanentes et surcharges d'exploitation ainsi que l'introduction de l'effort sismique. Sous différentes combinaisons ; et à l'aide du logiciel ROBOT qui détermine la réaction d'appuis pour chaque cas de charge ; on passe à la vérification des cas les plus défavorables.

2. Vérification des traverses :

La vérification se fait pour la traverse la plus sollicitée ; dans notre cas ; la traverse la plus sollicitée est la N°1517 de longueur L=9.90m ; comme illustré en rouge sur la figure suivante :

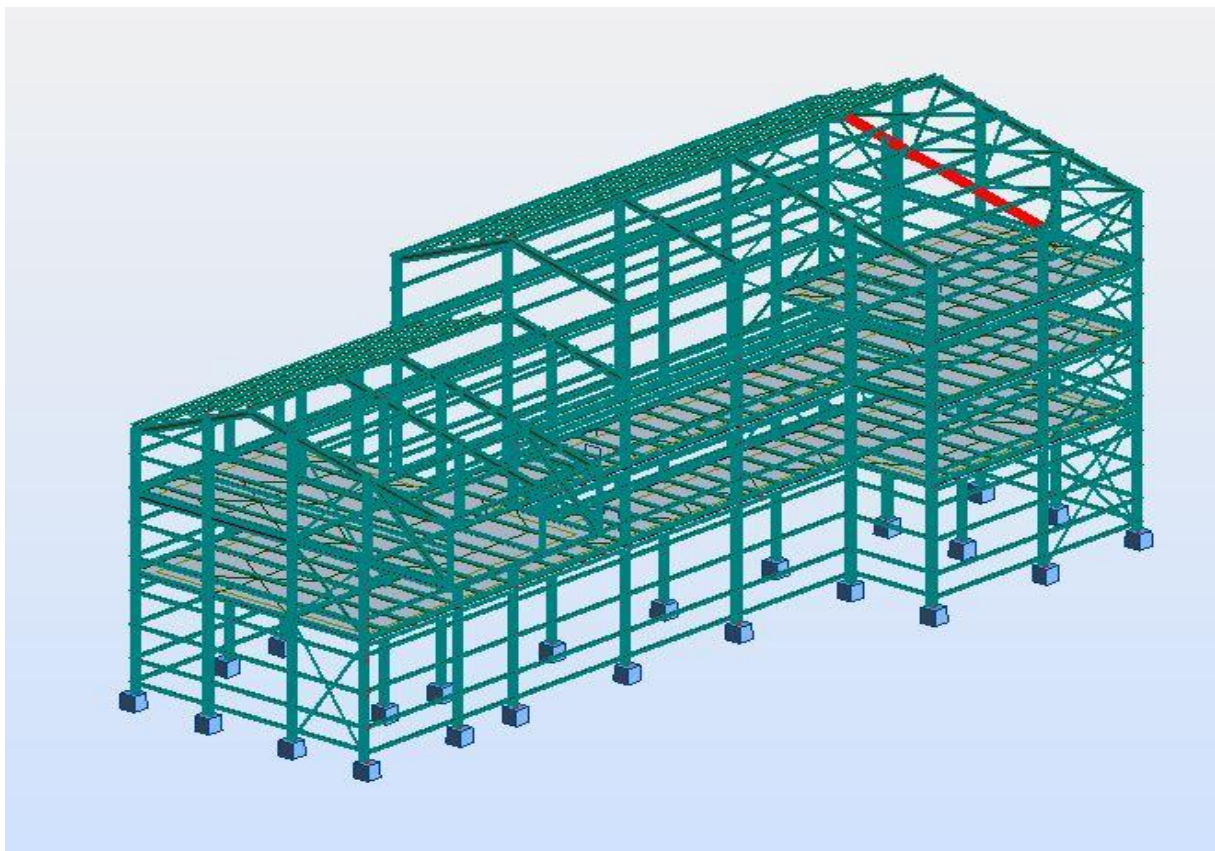


Figure VIII. 1 Illustration de la traverse la plus sollicitée.

2.1.1. Vérification de la traverse à l'ELU :**1- Vérification de la section à la résistance :****a) Bilan des efforts :**

$$M_{ysd}^{\max} = 35.44 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd}^{\max} = 126.35 \text{ KN}$$

$$V_{zsd}^{\max} = 11.66 \text{ KN}$$

b) Classe de la section

- **Classe de la semelle : (comprimée)**

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 10\varepsilon \rightarrow \frac{160}{23} = 6.95 \leq 10\varepsilon \rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

- **Classe de l'âme : (Flexion composée)**

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

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w f_y} = \frac{126.35}{0.75 * 23.5} = 7.16$$

$$\alpha = \frac{1}{27.1} \left(\frac{27.1 + 7.16}{2} \right) = 0.63 > 0.5$$

Pour les sections de classe 01 :

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{271}{7.5} = 36.13 \quad \text{et} \quad \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = 55.07 \Rightarrow \text{âme de classe 01}$$

La section **IPE330** est de classe 1.

a) Incidence de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5V_{plRd}$

$$V_{zsd} = 11.66 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{30.8 \cdot (23.5 / \sqrt{3})}{1} = 417.88 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{zsd}}{V_{plrd}} = \frac{11.66}{417.88} = 0.027 < 0.5$$

Alors ; l'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.

b) Incidence de l'effort normal :

Si $N_{sd} < \text{Min}(0,25N_{pl,Rd}, 0,5A_w f_y / \gamma_{m0})$: il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 126.35 \text{ KN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{62.6 \cdot 23.5}{1} = 1471.1 \text{ KN}$$

$$0.25N_{pl,rd} = 367.77 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2bt_f = 62.6 - 2 \cdot 16 \cdot 1.15 = 25.8 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5A_w f_y}{\gamma_{m0}} = 303.15 \text{ KN}$$

Alors, l'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

➤ **Vérification de la résistance de la section transversale :**

$$M_{pl,rdy} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 804.3 \cdot \frac{23.5}{1} \cdot 10^{-2} = 189.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 35.44 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 189.01 \text{ KN.m}$$

La résistance de la section transversale est vérifiée.

2- Vérification de l'élément aux instabilités :

➤ **Flexion composée avec risque de déversement :**

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{ySd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1$$

➤ **Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :**

Longueur de flambement :

$$l_y = 990 \text{ cm (toute la longueur de la traverse)}$$

L'élancement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{990}{13.71} = 72.83$$

L'élancement réduit :

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5}$$

Avec : $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1,2 et 3

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda} = \frac{72.83}{93.9} = 0.77$$

Courbe de flambement :

$$h/b = 330/160 = 2.06 > 1.2$$

Axe de flambement y-y → courbe de flambement a → $\alpha_y = 0,21$

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

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.21(0.77 - 0.2) + 0.77^2] = 0.85$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0.85 + \sqrt{0.85^2 - 0.77^2}} = 0.82$$

➤ **Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors plan du portique) :**

Longueur de flambement :

$$l_z = 130 \text{ cm} \quad (\text{Maintien par les pannes reliées à la poutre au vent})$$

L'élançement :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{130}{3.55} = 36.61$$

L'élançement réduit :

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) [\beta_A]^{0.5}$$

Avec : $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1,2 et 3

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda} = \frac{36.61}{93.9} = 0.38$$

Courbe de flambement :

$$h/b = 330/160 = 2.06 > 1.2$$

Axe de flambement z-z → courbe de flambement a ⇒ $\alpha = 0.34$

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

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0.34(0.38 - 0.2) + 0.38^2] = 0.60$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0.6 + \sqrt{0.6^2 - 0.38^2}} = 0.93$$

- Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

Sous le vent :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda_{LT}}^2 \right]^{0,5}} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda_{LT}} - 0,2) + \overline{\lambda_{LT}}^2 \right]$$

Avec :

α_{LT} : Facteur d'imperfection pour le déversement.

$\alpha_{LT}=0,21$ pour les sections laminées. (C'est notre cas)

$\alpha_{LT}=0,49$ pour les sections soudées.

$$\overline{\lambda_{LT}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0,5} : L'élancement réduit pour le déversement.$$

$$\text{Avec : } \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9$$

λ_{LT} : Élancement de l'élément vis-à-vis du déversement

$$\text{Pour les profilés laminés en I ou en H : } \lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{c_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

IPE330 : $i_z=3,55\text{cm}$, $h=33\text{cm}$, $t_f= 1,07\text{cm}$

$L=990\text{cm}$: la longueur de la traverse

$$C_1 = 1,88 - 1,4\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \text{ avec } M_a < M_b \quad \text{moment aux extrémités du tronçon}$$

$$-1 \leq \psi \leq 1$$

$M_a=-23,59\text{KN.m}$ et $M_b=68,63\text{KN.m}$ (Résultats obtenus a partir du logiciel ROBOT)

$$\psi = \frac{-23,59}{68,61} = -0,34$$

$$\Rightarrow c_1 = 1.88 - 1.4(-0.34) + 0.52(-0.34)^2 = 2.41 < 2.7$$

$$\lambda_{LT} = \frac{990/3.55}{2.41^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{990/3.55}{33/1.15} \right)^2 \right]} = 31.92$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{31.92}{93.9} = 0.33 \leq 0.4 \Rightarrow \text{il ya pas de risque de diversement.}$$

$$\varphi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.5[1 + 0.21(0.33 - 0.2) + 0.33^2] = 0.56$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.56 + [0.56^2 - 0.33^2]^{0.5}} = 0.98 < 1 \quad \text{ok}$$

c) Calcul des coefficients k :

$$K_{LT} = 1 - \frac{v_{LT} * N_{sd}}{\chi_z * A * f_y} \text{ et } K_{LT} < 1$$

$$v_{LT} = 0.15\lambda_z\beta_{MLT} - 0.15 \quad \text{et } \mu_{LT} < 0.9$$

$$\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi : \text{Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement}$$

Application numérique :

$$\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7(-0.34) = 2.038$$

$$v_{LT} = 0.15 * 0.38 * 2.038 - 0.15 = 0.033 < 1$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{0.032 * 126.35}{0.93 * 62.5 * 23.5} = 0.996 < 1$$

➤ **Vérification au déversement :**

Déversement = Flambement latéral de la partie comprimée + Rotation de la section transversale.

$$\boxed{\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1}$$

Application numérique :

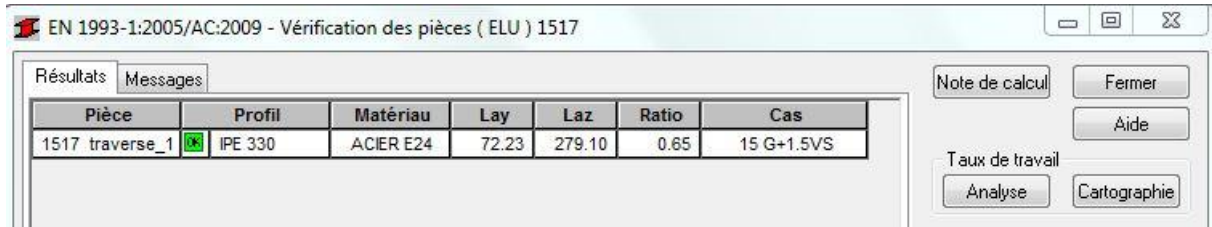
$$\frac{126.35}{0.93 * 1471.1} + \frac{0.99 * 35.44}{0.98 * 189.01} = 0.28 < 1 \quad \text{ok}$$

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment quelle est libre sur toute sa longueur.

Vérification avec le logiciel robot :

Conclusion :

Le profilé choisi **IPE330** est adéquat comme traverse



3. Vérification des poteaux :

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et dans notre cas : le poteau le plus sollicité est le N°2263 de hauteur H=5.5m ; comme illustré en rouge sur la figure suivante :

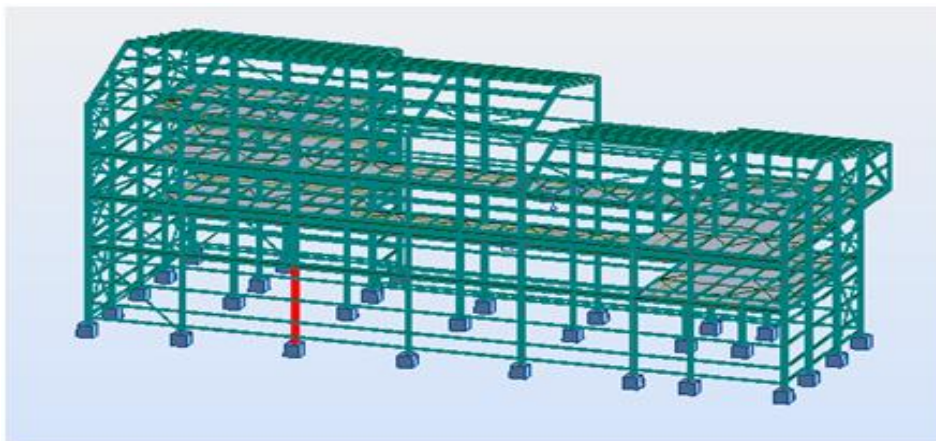


Figure VIII. 2 : Illustration du poteau le plus sollicité.

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel ROBOT sont :

combinaison	h (m)	N (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	V _z (kN)	V _y (kN)
G+1.5V1S	5.5	510.5	M _y ⁺ =264.22 M _y ⁻ =-126.03	M _z ⁺ =34.25 M _z ⁻ =-57.43	98.67	11.86

3.1. Vérification à la résistance :

Classe de la section :

- Classe de la semelle : (comprimée)

$$\frac{C}{t_f} = \frac{b_f}{2t_f} \leq 10\epsilon \Rightarrow \frac{240}{2 * 17} = 7.05 \leq 10\epsilon \Rightarrow \text{semelle de classe 01}$$

- **Classe de l'âme : (fléchie et comprimée)**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{164}{10} = 16.5 \leq 72\varepsilon \rightarrow \text{ame de classe 01}$$

Donc les poteaux de section **HEB240** sont de classe 01.

3.2. Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plRd}$

$$V_{plRd} = \frac{f_y * A_{vz}}{\gamma_{m0} * \sqrt{3}} = \frac{23.5 * 33.2}{1.1 * \sqrt{3}} = 409.5 \text{ KN}$$

$V_{sd} < 0,5V_{plRd} \rightarrow$ Pas de réduction du moment plastique.

3.3. Vérification au moment fléchissant :

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{plRd}$

$$M_{plRd} = \frac{f_y * W_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{23.5 * 1053.1}{1.1} = 224.98 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow M_{plRd} \leq M_{sd}$$

Il faut augmenter la section du poteau à (**HEB 300**) :

$$M_{plRd} = \frac{f_y * W_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{23.5 * 1868.7}{1.1} = 399.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{plRd} \Rightarrow \text{OK}$$

3.4. Vérification à l'effort normal :

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{plRd}$

$$N_{plRd} = \frac{f_y * A}{\gamma_{m0}} = \frac{23.5 * 149.1}{1.1} = 3503.85 \text{ KN} \Rightarrow \text{OK}$$

3.5. Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

- **Flexion composée avec risque de flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{plRd}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{M_{plyRd}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

a) Calcul de χ_{min} :

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

Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan portique) :

$$\eta_1 = \frac{k_c + k_{11}}{(k_c + k_{11}) + (k_{21}k_{22})}$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (encastrement a la base)}$$

$$k_c = \frac{I_Y}{L} = \frac{25165.7}{550} = 45.75 \text{ cm}^3$$

$$k_{11} = \frac{I_Y}{L} = \frac{25165.7}{350} = 71.90 \text{ cm}^3$$

$$k_{21} = k_{22} = \frac{I_Y}{L} = \frac{36656.4}{600} = 61.1 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{45.75 + 71.90}{(117.65) + (122.2)} = 0.49$$

$$\frac{L_{cr}}{L} = 0.5 + 0.14 * (n_1 + n_2) + 0.055 * (n_1 + n_2)^2$$

$$L_{cr} = 0.58 * 550 = 320 \text{ cm}$$

Suivant l'axe y-y :

$$\lambda_y = \frac{L_{cr}}{i_y} = \frac{550}{13} = 42.30$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_i}\right) * (\beta_A)^{0.5} = \lambda_y = \left(\frac{42.3}{93.9}\right) * (1)^{0.5} = 0.45$$

il y a risque de flambement.

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 300/300 = 1 < 1,2$$

$$t_f = 19 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Axe de flambement **y-y** courbe de flambement b ; $\longrightarrow \alpha = 0,21$ (tableau 3).

$$\chi_y = 0.906$$

Suivant l'axe faible z-z : (hors du plan du portique):

$$\lambda_z = \frac{L_{cr}}{i_z} = \frac{550}{7.58} = 72.55$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_i}\right) * (\beta_A)^{0.5} = \lambda_z = \left(\frac{72.55}{93.9}\right) * (1)^{0.5} = 0.772$$

il y a risque de flambement.

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 300/300 = 1 < 1,2$$

$$t_f = 19\text{mm} < 100\text{mm}$$

Axe de flambement z-z courbe de flambement c ; $\longrightarrow \alpha = 0,21$ (tableau 3).

$$\chi_z = 0.743$$

$$\text{Donc : } \chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.743$$

c) Calcul des coefficients K_y et K_z :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

Calcul des coefficients réducteurs :

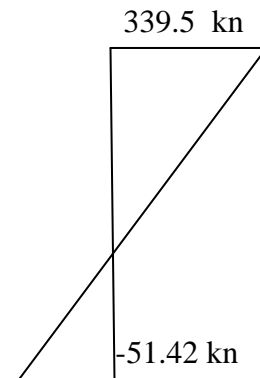
Suivant l'axe (Y-Y) :

$$\psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = \frac{-51.42}{339.5} = -0.15$$

$$\beta_{Mz} = 1.8 - 0.7 * \psi = 2.5$$

$$\mu_y = 0.45 * (2 * 2.5 - 4) + \frac{1868.7 - 1677.7}{1677.7} = 0.50 \leq 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y * N}{\chi_y * A * f_y} = 1 - \frac{0.50 * 59.78}{0.906 * 149.1 * 23.5} = 0.99 \text{ avec } k_y \leq 1.5$$



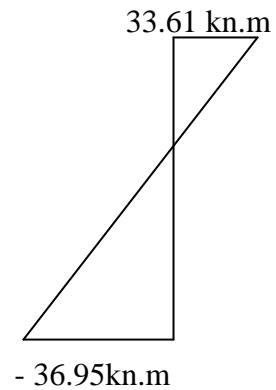
Suivant l'axe (Z-Z) :

$$\psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = \frac{-33.61}{36.95} = -0.91$$

$$\beta_{Mz} = 1.8 - 0.7 * \psi = 2.5$$

$$\mu_z = 0.772 * (2 * 2.5 - 4) + \frac{870.1 - 570.8}{570.8} = 0.87 \leq 0.9$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z * N}{\chi_z * A * f_y} = 0.029 \text{ avec } k_y \leq 1.5$$



$$N_{sd} = 59.78 \text{ kn}$$

$$M_{y.sd} = 339.5 \text{ kn.m}$$

$$M_{z.sd} = 36.95 \text{ kn.m}$$

$$N_{plRd} = \frac{f_y * A}{\gamma_{m0}} = \frac{23.5 * 149.1}{1.1} = 3185.31 \text{ KN}$$

$$M_{plyRd} = \frac{f_y * W_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{23.5 * 1868.7}{1.1} = 399.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{plzRd} = \frac{f_y * W_{plz}}{\gamma_{m0}} = \frac{23.5 * 870.1}{1.1} = 185.88 \text{ kn.m}$$

➤ **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} * N_{pl.rd}} + \frac{K_Y * M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} + \frac{K_Z * M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \leq 1$$

$$\frac{59.78}{0.743 * 3185.3} + \frac{0.99 * 339.5}{399.22} + \frac{0.029 * 36.95}{185.88} = 0.87 \leq 1$$

Vérification avec le logiciel robot

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 POTEAU						
2263 Poteau_2263	<input type="checkbox"/> HEB 280	ACIER E24	45.41	77.63	1.11	15 G+1.5VS
	<input checked="" type="checkbox"/> HEB 300		42.33	72.57	0.78	
	<input type="checkbox"/> HEB 320		39.79	72.68	0.62	

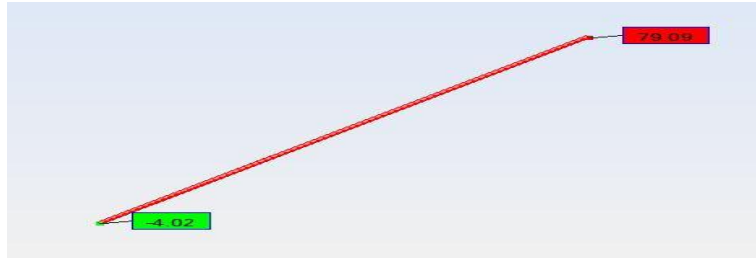
Conclusion :

Le profilé choisi **HEB300** est adéquat comme poteau.

4. Vérification des diagonales des contreventements (poutre au vent) :

L'effort de traction max dans la poutre au vent est :

$N_{sd} = 79.09 \text{KN}$ (traction) ;



4.1. Vérification à la traction :

L'effort de traction $N_{sd} = 79.09 \text{KN}$.

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a : $A = 5.69 \text{ cm}^2$

$$N_{rd} = \frac{5.69 \times 23.5}{1} = 133.71 \text{kn}$$

$$N_{sd} = 79.09 \text{ kn} < 133.71 \text{ kn}$$

Vérifiée

Conclusion :

Le cornière **L50*50*7** est adéquate comme diagonale de la poutre au vent.

5. Vérification des diagonales de la palée de stabilité

L'effort de traction $N_{sd} = 210.58 \text{KN}$

5.1 Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a : $A = 9.40 \text{ cm}^2$

$$N_{rd} = \frac{9.4 \times 23,5}{1} = 220.9 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 210.58 \text{KN} < N_{rd} = 220.9 \text{KN}$$

Vérifiée

6. vérification des bracons de l'auvent

Le bracon de l'auvent est sollicité à l'effort de traction $N^{max} = 7.08 \text{ Kn}$

6.1 Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a : $A = 7.64 \text{ cm}^2$

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{7.64 \times 23,5}{1} = 179.54 \text{ KN} \\ N_{sd} &= 7.08 \text{ KN} < N_{rd} = 179.54 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \text{ Vérifiée}$$

Le profilé choisi **IPE80** est adéquat comme bracon a l'auvent

Le choix des sections adéquates obtenues pour notre structure sont résumées si dessous

éléments	Choix des sections adopté
Poteaux	HEB 300
Traverse	IPE 330
Poutre maitresse	HEB 340
Poutre secondaire	HEB 180
Pannes	IPE 180
Palé de stabilité	L 70*70*7
Poutre au vent	L 50*50*7
Bracon	IPE 80
Lisses da bardage	UPE 180
solive	IPE 180
Suspentes +liernes	Ø12
Bardages	Panneaux sandwich TL 75

CHAPITRE IX Calcul des Assemblages

1. Introduction :

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

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

Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

a) Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il offre sur site. Dans notre cas, le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N / mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub} (N / mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau IX. 1 : Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier.

b) Le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièce de métal à assembler.

c) Fonctionnement par adhérence

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

d) Coefficients partiels de sécurité (chap.6.1.2 –eurocode3)

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{MB} = 1,25$

- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{MB} = 1,50$

e) Coefficient de frottement (art.6.5.8.3 (1))

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces , par brossage ou grenailage , pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage , etc.

Surface de classe A	$\mu=0,5$	Pour surfaces grenillées ou sablées
Surface de classe B	$\mu=0,4$	Pour surfaces grenillées, sablées et peintes.
Surface de classe C	$\mu=0,3$	Pour surfaces brossées
Surface de classe D	$\mu=0,2$	Pour surfaces non traitées

Tableau IX. 2 : Valeur du coefficient de frottement μ selon la surface.

Rôle des assemblages :

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

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout a bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux , il y a lieu de distinguer , parmi les assemblages :

- **Les assemblages articulés** : qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants.
- **Les assemblages rigides** : qui transmettront en outre les divers moments.

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A_s (mm²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
φ rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52

ϕ clé (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
Tôle usuelle (mm)	2	3	4	5	6	7	8	10,14	>14	-	-
Cornière usuelle (mm)	30	35	40	50	60	70	80	120	>120	-	-

Tableau IX. 3 : Principales caractéristiques géométrique.

d : diamètre de la partie non filetée de la vis.

d_0 : diamètre nominal du trou.

A : section nominale du boulon.

A_s : section résistante de la partie filetée.

2. Assemblage poteau - traverse :

L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.

L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

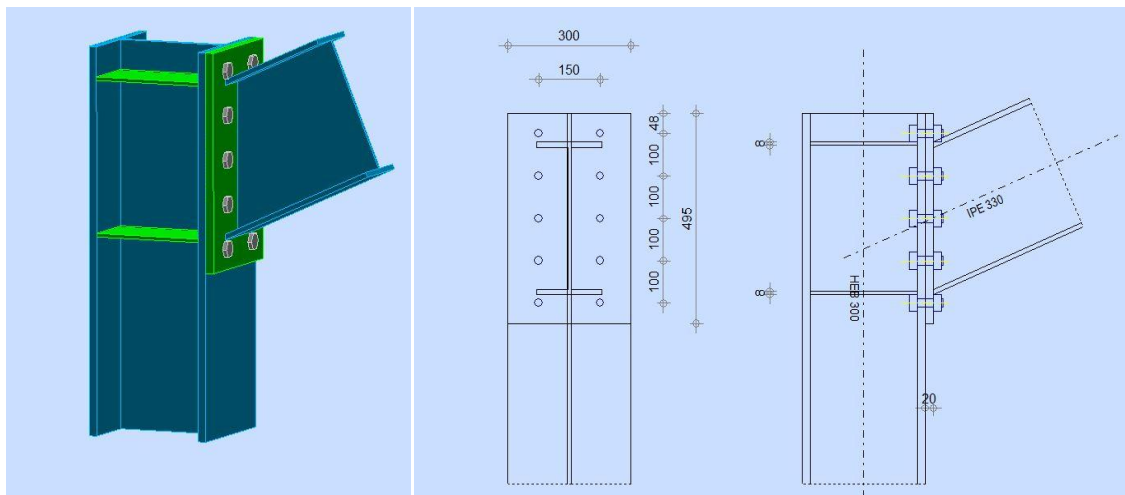


Figure IX. 1 Représentation de l'assemblage Poteau –Traverse.

Efforts de calcul :

$M_{max} = 146.67 \text{ KN.m.}$

$N_{max} = 129.35 \text{ KN.}$

$V_{sdmax} = 76.25 \text{ KN}$

2.1 Assemblage poteau platine▪ **Dimensionnements des boulons :**

On choisit des boulon M20 de classe 10.9

2.2. Condition de résistance des boulons :• **Distance entre axe des boulons :**

$$P_1 \geq 2,2d_0$$

$$P_2 \geq 3d_0$$

Avec : $d_0 = 22$ mm (tableau 6.1 Eurocode 3)

$$P_1 \geq 2,2 \times 22 = 48,4 \text{ mm}$$

On prend : $P_1 = 100$ mm

$$P_2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

On prend : $P_2 = 150$ mm

• **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1.2d_0$$

$$e_1 \geq 1.2 \times 22 = 26,4 \text{ mm}$$

On prend : $e_1 = 50$ mm.

• **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1.5d_0$$

$$e_2 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

On prend : $e_2 = 75$ mm.

➤ **Détermination des distances entre les boulons :**

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les trois rangées supérieures de boulons.

$$d_1 = 450 \text{ mm.}$$

$$d_2 = 350 \text{ mm.}$$

$$d_3 = 250 \text{ mm.}$$

$$\sum di^2 = (450)^2 + (350)^2 + (250)^2 = 0,38m^2$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{146.67 * 0.45}{0.38} = 173.68 \text{ kn}$$

$$N_2 = \frac{146.67 * 0.35}{0.38} = 135.1 \text{ kn}$$

$$N_3 = \frac{146.67 * 0.25}{0.38} = 96.5 \text{ kn}$$

Il faut vérifier que : $N_1 \leq n \times FP$ avec : $FP = 0.7 \times f_{ub} \times AS$

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.7 * f_{ub} * n} = \frac{173.68 * 10^3}{0.7 * 1000 * 2} = 124.05 \text{ mm}^2$$

Soit un boulons de diamètre $d = 16$ mm ; de classe 10.9 ; $A_s = 157 \text{ mm}^2$

Détermination du moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_R = \frac{F_p \times \sum di^2}{d_1}$$

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_S = 0.7 * 1000 * 10^{-3} * 157 = 109.90 \text{ KN par boulon.}$$

F_P : Force de précontrainte.

Soit $109.9 \times 2 = 219.8 \text{ KN}$ par rangée.

$$M_R = \frac{219.8 * 0.38}{0.45} = 70.53 \text{ kn.m}$$

▪ **Vérification de la résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

Par boulons :

$$V_1 = \frac{V_{sdMax}}{10} = \frac{129.35}{10} = 12.935 \text{ kn}$$

Il faut vérifier que :

$$V_1 \leq F_S = \frac{K_S \times \mu \times m \times F_P}{\gamma_{M_b}}$$

Avec:

$$\mu = 0.3 \quad ; \quad K_S = 1 \quad ; \quad \gamma_{M_s} = 1.25 \quad ; \quad m = 1$$

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_S = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 157 = 109.9 \text{ KN.}$$

$$F_P = 219.8 \text{ KN par rangée.}$$

$$F_S = \frac{1 * 0.3 * 1 * 219.8}{1.25} = 52.75 \text{ kn}$$

$$V_1 = 12.935 \text{ KN} < F_S = 52.75 \text{ KN}$$

.....vérifiée

➤ **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :**

On doit vérifier que : $F_V \leq F_{t.Rd}$

Avec :

$$F_{t.Rd} = t_w \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Où :

$F_{t.Rd}$: Résistance de l'âme du poteau à la traction.

t_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = P$: entraxe des rangées de boulons. ($P=100\text{mm}$) .

$$F_{t.Rd} = 10 * 1.1 * \frac{23.5}{1.1} = 235 \text{ kn}$$

Donc :

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h-t_f} = \frac{146.67}{0.281} = 521.95 \text{ kn} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée.}$$

D'où la nécessité d'un raidissage : (raidisseur d'épaisseur 20mm)

➤ **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :**

On doit vérifier que : $N_{sd} < F_{c.Rd}$

$$\text{Avec : } F_{c.Rd} = \frac{k_c \cdot \rho \cdot b_{ef} \cdot f \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{\left(1 + 1,3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

$$\text{Et : } b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

- Lorsque : $\sigma_{c.sd} \leq 0,7f_y \rightarrow k_c = 1$
- Lorsque : $\sigma_{c.sd} > 0,7f_y \rightarrow k_c = 1,7 - \sigma_{c.sd} / f_y$

Avec :

$\sigma_{c.sd}$: Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau due à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} * Z_{max}}{I_y}$$

$$\sigma_{c.sd} = \frac{76.25}{149.1} + \frac{146.67 * 10^2 * 15}{25165.7}$$

$$\sigma_{c.sd} = 9.25 \text{ kn/cm}^2$$

$$\sigma_{c.sd} = 9.25 \text{ kn/cm}^2 < 0.7 * f_y = 0.7 * 23.5 = 16.45 \text{ kn/cm}^2$$

Donc : $K_c = 1$

Avec :

$t_p = 20\text{mm}$: épaisseur de la platine d'extrémité.

$$b_{eff} = 11.5 + 2 * 5\sqrt{2} + 5 * (19 + 27) + 2 * 20 = 295.64 \text{ mm}$$

t_{fb} : épaisseur de la semelle du poutre.

t_{fc} : épaisseur de la semelle du poteau.

r_c : rayon de raccordement âme /semelle du poteau.

a_p : épaisseur de la gorge de la soudure (estimée à 5mm).

- Si $\bar{\lambda}_p \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1$
- Si $\bar{\lambda}_p > 0,72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$

Et : $\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} * d_{wc} * f_y}{E * t_{wc}^2}}$: élancement réduit de la partie efficace de l'âme.

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 * \sqrt{\frac{b_{eff} * d_{wc} * f_y}{E * t_{wc}^2}} = 0,932 * \sqrt{\frac{29.56 * 20.8 * 23.5}{2.1 * 10^4 * 1.1^2}} = 0.702 < 0.72$$

$$\bar{\lambda}_p = 0.702 < 0.72 \rightarrow \rho = 1$$

On aura :
$$F_{c.rd} = \frac{K_c * \rho * b_{eff} * t_{wc} * f_y}{\gamma_{m1} * \sqrt{\left(1 + 1.3 * \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}} = \frac{1 * 1 * 29.564 * 1.1 * 23.5}{1.1 * \sqrt{\left(1 + 1.3 * \left(\frac{29.564}{30}\right)^2\right)}} = 461.88 \text{ kn}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = 173.68 + 135.1 + 96.5 = 405.28 \text{ kn} < F_{c.rd} = 461.88 \text{ kn} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

2.4 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :

On doit vérifier que :

$$F_V \leq V_{Rd}$$

$$V_R = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{M_0}}$$

$$V_R = 0.58 * 235 * 300 * 11/1.1 = 408.9 \text{ KN.}$$

➤ **L'effort de cisaillement vaut :**

$$F_v = \frac{M}{h - t_f} = \frac{146.67}{0.281} = 521.95 \text{ kn}$$

D'où: $F_v = 521.95 \text{ KN} > V_R = 408.9 \text{ KN}$.

⇒ Nécessité de poser une fourrure d'âme (épaisseur 12mm)

D'où : $t_w = 11 + 12 = 23 \text{ mm}$

Et : $V_R = 0.58 \times 235 \times 300 \times 23/1.1 = 854.97 \text{ kn}$

$V_R = 854.97 \text{ KN} > F_v = 521.95 \text{ KN}$Vérifié

3. Assemblage traverse – traverse :

L'assemblage traverse – traverse est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée.

Si la portée du portique ne dépasse pas certaines limites pour le transport (environ 16m), L'assemblage du faitage peut être réalisé en usine, hors chantier, permettant ainsi des économies.

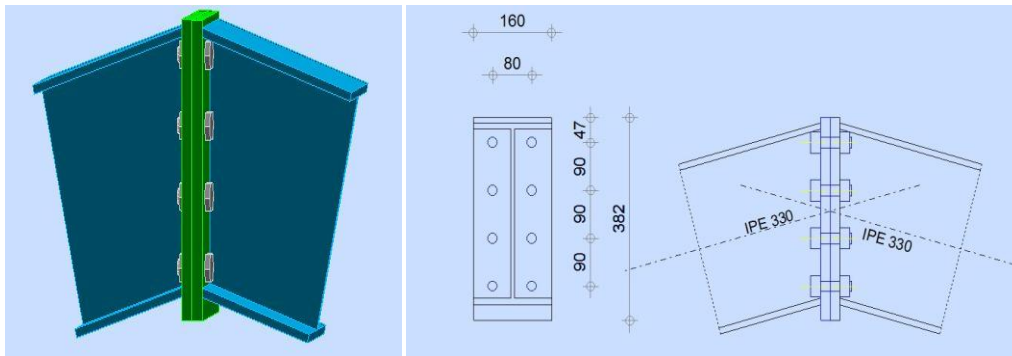


Figure IX. 2 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

➤ **Efforts de calcul :**

$$M^{\text{Max}} = 35.44 \text{ KN.m.}$$

$$N^{\text{Max}} = 126.35 \text{ KN.}$$

$$V^{\text{Max}} = 11.66 \text{ KN.}$$

a. Dimensionnements des boulons :

a.1 Disposition des boulons :

Les pièces ne sont pas soumises aux intempéries et ne sont pas situées dans des conditions favorisant l'oxydation.

●**Entre axe des boulons :**

$$P_1 \geq 2,2d_0$$

$$P_2 \geq 3d_0$$

Avec : $d_0 = 22 \text{ mm}$ (tableau 6.1 Eurocode 3)

$$P_1 \geq 2,2 \times 22 = 48,4 \text{ mm}$$

On prend : $P_1 = 70 \text{ mm}$

$P_2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$

On prend : $P_2 = 80 \text{ mm}$

● **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1.2d_0$$

$$e_1 \geq 1.2 \times 22 = 26,4 \text{ mm}$$

On prend : $e_1 = 35 \text{ mm}$.

● **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1.5d_0$$

$$e_2 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

On prend : $e_2 = 35 \text{ mm}$.

3. Détermination des efforts dans les boulons :

$$d_1 = 430 \text{ mm.}$$

$$d_2 = 360 \text{ mm.}$$

$$d_3 = 290 \text{ mm.}$$

$$d_4 = 220 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = (430)^2 + (360)^2 + (290)^2 + (220)^2 = 0.44$$

$$N_i = \frac{M \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{35.44 \times 0.43}{0.45} = 33.86 \text{ m}$$

$$N_2 = \frac{35.44 \times 0.36}{0.45} = 28.35 \text{ m}$$

$$N_3 = \frac{35.44 \times 0.29}{0.45} = 22.84 \text{ m}$$

$$N_3 = \frac{35.44 \times 0.22}{0.45} = 17.32 \text{ m}$$

➤ **Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a L'ELU**

● **Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$M_R = \frac{F_P \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_S = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 245 = 137.20 \text{ KN par boulon}$$

Soit : 274.40 KN par rangée.

$$M_R = \frac{274.4 \times 0.447}{0.43} = 285,25 \text{ KN.m}$$

● **Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

$$V_1 = \frac{V_{sd_{Max}}}{n} = \frac{11,78}{10} = 1,178 \text{ KN} \quad : \text{ Par boulons}$$

$$\text{Il faut vérifier que : } V_1 \leq F_S = \frac{K_S \times \mu \times m \times F_P}{\gamma M_b}$$

Avec :

$$\mu = 0.3 \quad ; \quad K_s = 1 \quad ; \quad \gamma_{M_s} = 1.25 \quad ; \quad m = 1$$

avec K_s : facteur de forme, trous nominaux (EC03, chap 6.5.8.1)

$\mu = 0.3$: coefficient de frottement, surface brossé (EC03, chap 6.5.8.3)

$m=1$: plan de contact.

$$F_s = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times 137.20}{1.25} = 32,92 \text{ KN}$$

$$V_1 = 1.178 \text{ KN} < F_s = 32.92 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

4. Assemblage des éléments de la Poutre au vent :

4.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset :

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul. Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum : $N = 79.09 \text{ KN}$

On utilise des boulons M14 de classe 8.8 soumis au cisaillement d'où :

$$F_{v;sd} = 0,5 \cdot A_s \cdot \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

On a des diagonales : L (50*50*7)

Boulon M14, $A_s = 1.15 \text{ cm}^2$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{classe 8.8} \\ f_{yb} = 640 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 800 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$F_{v;sd} = 0.5 * 1.15 * \frac{80}{1.25} = 36.8 \text{ kn}$$

L'effort tranchant repris par un boulon est:

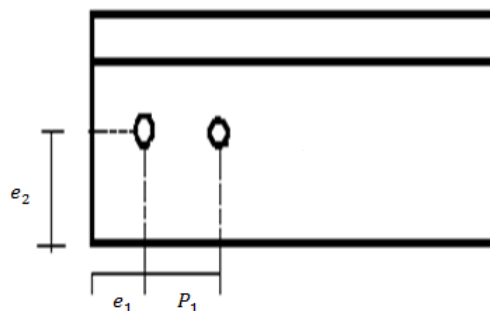
$$F_{v;rd} = \frac{N}{n \cdot p}$$

On doit vérifier la condition suivante:

$$F_{v;sd} \leq F_{v;rd} \rightarrow n = \frac{N}{F_{v;sd} * p} = \frac{79.09}{36.8 * 1} = 2.14$$

Soit : $n = 2$ Boulons pour chaque cornière.

➤ Disposition des boulons: $e_1 = 50 \text{ mm}$ $e_2 = 32 \text{ mm}$ $p_1 = 60 \text{ mm}$



On opte pour 2 Boulons ordinaires M14 avec un gousset de 8mm.

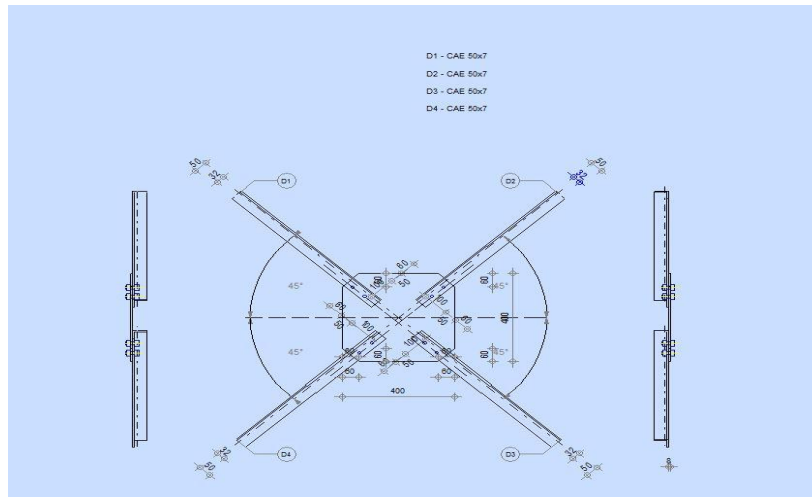


Figure IX.3 : Détail d'assemblage des diagonales.

4.2.1 Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

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

$$F_{p,rd} = 2,5 \times 1 \times 1,5 \times 0,7 \times \frac{80}{1,25} = 168 \text{ kn}$$

$$F_{p,rd} = 168 \text{ kn} > F_{v,sd} = \frac{36,8}{2} = 16,4 \text{ kn} \rightarrow \text{ok}$$

Pas de risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

4.2.2 Vérification vis-à-vis de la rupture de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{nett} \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \geq F_{v,sd}$$

Avec : $A_{nett} = 2(A_1 + \xi A_2)$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (50 - 15) \times 7 = 245 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 656 - (15 \times 5) - 245 = 336 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times (A_1 + A_2)} = \frac{3 \times 245}{3 \times (245 + 336)} = 0,42$$

$$A_{nett} = 2 \times (245 + 0,42 \times 336) = 772,24 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,rd} = 0,9 \times 772,24 \times \frac{800}{1,25} = 444,81 \text{ kn} > F_{v,sd} = 36,8 \text{ kn} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

4.2.3 Vérification vis-à-vis des assemblages trop longs :

$$L = (n-1) P_1 = (2-1) 6 = 6 \text{ cm}$$

$$L < 15 \times d = 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm}$$

Donc : L'assemblage n'est pas long.

➤ Dimensionnement du cordon de soudure :

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante:

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 t_{\text{max}}$$

Avec :

t_{max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$t_{\text{max}} = 8\text{mm}$ (épaisseur du gousset)

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \times 8\text{mm}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 4\text{mm} \Rightarrow a = 4\text{mm}$$

Les longueurs de soudures :

Les longueurs de soudures sont données comme suit:

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{N \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d}{d'}\right)} \quad \text{EC3 Art 6.6.5.3}$$

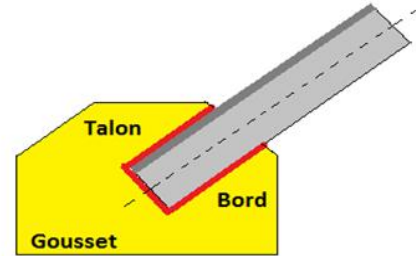


Figure IX. 4 : longueurs des soudures.

Avec :

N : effort repris par une cornière $N=79.09 \text{ KN}$.

γ_{m0} : Coefficient de sécurité $\gamma_{m0}=1,25$

β_w : Coefficient de corrélation $\beta_w = 0,8$

f_u : Résistance limite de rupture $f_u = 360 \text{ MPa}$

a : Gorge de la soudure $a = 4\text{mm}$.

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{79.09 * 1.25 * 0.8 * \sqrt{3}}{0.4 * 36 * \left(1 + \frac{3.54}{1.49}\right)} = 2.81 \text{ cm} \quad \rightarrow L_{\text{bord}} = 3 \text{ cm}$$

$$L_{\text{talo}} \geq \frac{79.09 * 1.25 * 0.8 * \sqrt{3}}{0.4 * 36 * \left(1 + \frac{1.49}{3.54}\right)} = 6.69 \text{ cm} \quad \rightarrow L_{\text{talo}} = 7 \text{ cm}$$

5. Assemblage de l'échantignolle

5.1 Assemblage de la panne sur l'échantignolle

Les pannes sont assemblées aux traverses ou aux fermes par boulonnage. Sur les toitures inclinées, pour éviter le glissement et le basculement à la pose, les pannes sont fixées à l'aide d'échantignolles.

On dimensionnera le boulon au cisaillement avec $R_{vZ} / 2$ (chaque boulon reprend une seule panne).

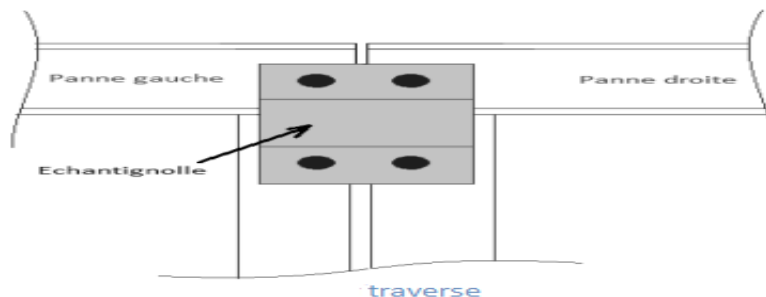


Figure IX. 5 Vue de face de l'échantignolle.

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation.

Soit un boulon ordinaire M 14 de classe 6.8 ; $f_{ub} = 600\text{MPa}$

$R_{VZ, \max} = 41.025\text{KN}$ et celui due au vent (voire chapitre 03 calcul de l'échantignolle).

$$F_{v,rd} = \frac{0.5 * A_s * f_{ub}}{\gamma_{m0}} = \frac{0.5 * 1.15 * 60}{1.25} = 27.6 \text{ kn} > \frac{41.025}{2} = 20.51 \text{ kn}$$

La condition est vérifiée

5.2. Assemblage de l'échantignolle sur la traverse

Dans ce cas-là, le boulon est soumis simultanément un effort de cisaillement et de traction,

Le cas le plus défavorable et celui du vent :

$$V_Z = -12.36\text{KN}$$

$$V_Y = 1.48\text{KN}$$

Soit un boulon ordinaire M 12 de classe 6.8 ; $f_{ub} = 600\text{MPa}$.

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 \times F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$F_{t,s} \leq F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 \times A_s \times f_{ub} / \gamma_{mb} = 0,9 \times 0,843 \times 60 \div 1,5 = 30,34\text{KN}$$

$$F_{V,Rd} = 0,5 \times A_s \times f_{ub} / \gamma_{mb} = 0,5 \times 0,843 \times 60 \div 1,25 = 20,16\text{KN}$$

$$\frac{0.74}{20.16} + \frac{6.18}{1.4 * 30.34} = 0.18 < 1 \rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

6. Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale) :

Les solives sont articulées aux poutres par des cornières d'attache, l'effort tranchant repris par l'assemblage est celui qui transmet la solive à la poutre soit $V_{st} = 26.77\text{kN}$.

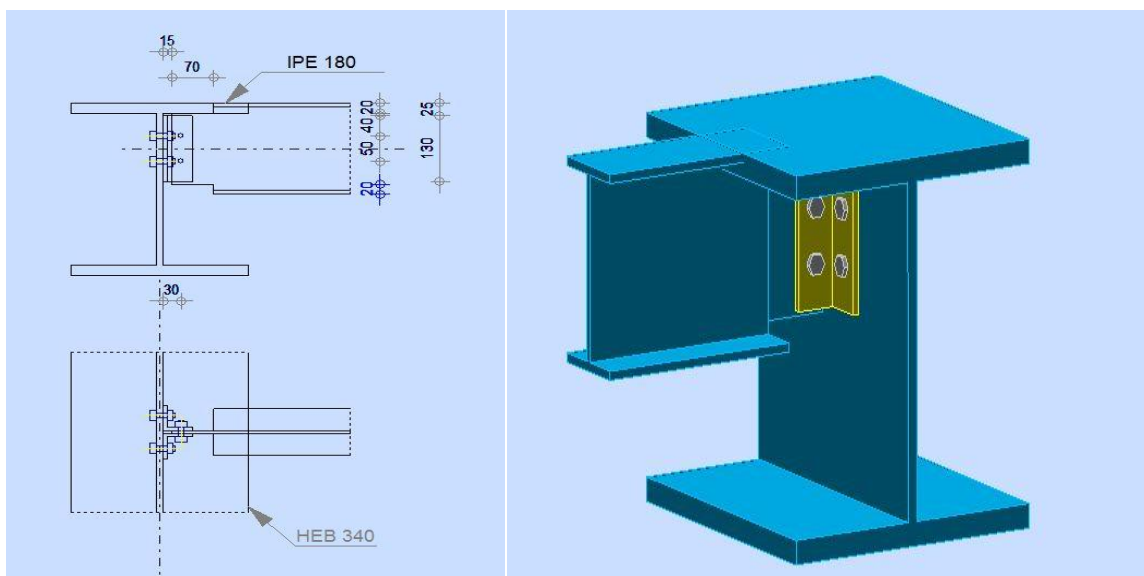


Figure IX. 6 Assemblage solive-poutre principale.

Cette assemblage est réalisé avec des boulons ordinaire de classe 8.8 caractérisé par :

$f_{ub} = 800\text{MPa}$. (Limite de la résistance ultime à la traction).

$f_{yb} = 640\text{MPa}$. (Limite d'élasticité).

On choisit une double cornière de (L60×60×6)

6.1. Dimensionnement des boulons

➤ **Choix des boulons:**

- **Coté solive :**

$$F_p = 0.7 \times n \times f_{ub} \times A_s$$

$$\frac{F}{n_b} \leq K_s \times n \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F \times \gamma_{ms}}{n_b \times K_s \times n \times \mu \times 0.7 \times f_{ub}}$$

$$A_s \geq \frac{26.77 \times 1.25 \times 10^3}{4 \times 1 \times 1 \times 0.3 \times 0.7 \times 800} = 49.79\text{mm}^2$$

On choisit des boulons M10 de classe 8.8 avec $A_s = 58\text{mm}^2$

- **Coté poutre principale :**

On choisit le même type des boulons M10 avec : $A_s = 58\text{mm}^2$

➤ **Disposition constructive**

Distance entre axes des boulons:

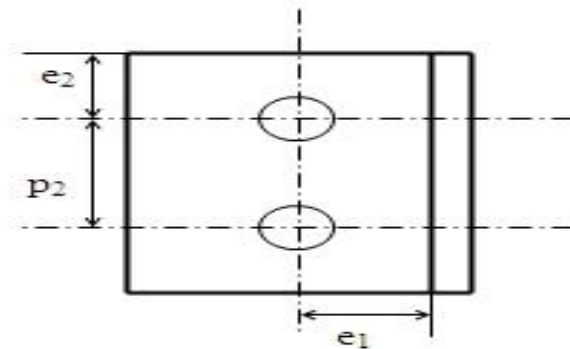


Figure IX. 7 : Disposition des boulons.

$$\left\{ \begin{array}{l} 3d_0 \leq p_2 \leq 14t \\ 1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t \\ 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t \end{array} \right. \quad d'ou \quad \left\{ \begin{array}{l} 33\text{mm} \leq p_2 \leq 84\text{mm} \\ 16.5 \leq e_2 \leq 72\text{mm} \\ 13.2\text{mm} \leq e_1 \leq 72\text{mm} \\ 24.2 \leq p_1 \leq 84\text{mm} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} p_2 = 40\text{mm} \\ e_2 = 50\text{mm} \\ e_1 = 20\text{mm} \\ p_1 = 30\text{mm} \end{array} \right.$$

9.3. Vérifications nécessaires :

a) **Assemblage long :**

$$L = (n-1) \times p_2 = (2-1) \times 50 = 50\text{mm}$$

$$15 \times d = 15 \times 10 = 150\text{mm} > 50\text{mm}$$

→ L'assemblage n'est pas trop long.

b) La pression diamétrale

On doit vérifier que : $F_{vsd} \leq F_{brd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t_p}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25 ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1\right) = 0,66$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,66 \times 360 \times 10 \times 6}{1,25} = 28.51 \text{KN}$$

$$\frac{F}{n_b} = 13.38 \text{KN} < 28.51 \text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Cisaillement du bloc

La rupture par cisaillement de bloc résulte d'une rupture de traction le long de la ligne de trou de fixation délimitant le bloc en zone tendue accompagnée d'un écoulement plastique le long de la rangée de trou délimitant ce bloc en zone cisailée. Elle se traduit par l'enlèvement de la zone hachurée.

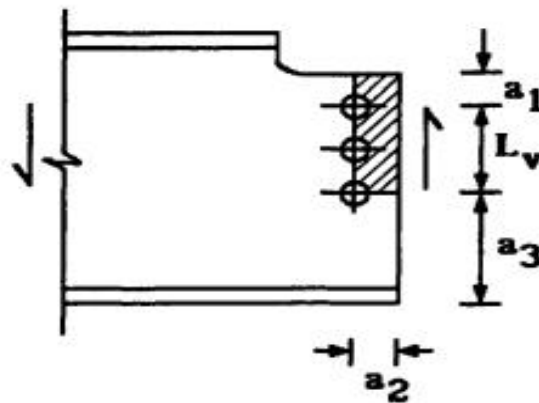


Figure IX. 8 : Schéma de cisaillement du bloc.

Il faut vérifier que $V_{sd} \leq V_{eff,Rd}$

$$V_{eff,Rd} = \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \cdot \frac{A_{veff}}{\gamma_{m0}}$$

$$L_{veff} = L_v + L_1 + L_2$$

$$L_1 = a_1 = e_2 = 30mm$$

$$L_v = P_2 = 50mm$$

$$L_2 = \left(a_2 - k_{d_{0,t}} \right) \left(\frac{f_u}{f_y} \right) = 20,60mm$$

$d_{0,t}$: taille des trous le long de la ligne tendue

t : épaisseur de l'âme

k = 0,5 pour une seule rangée de boulons

$$\Rightarrow L_{veff} = 50 + 30 + 20,60 = 100,68mm$$

$$\Rightarrow A_{veff} = t \times L_{veff} = 6 \times 100,68 = 604,08mm$$

$$\Rightarrow V_{eff,Rd} = \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right) \cdot \frac{604,08}{1,1} = 75,50KN$$

$V_{eff,Rd} = 75.50kn > V_{sd} = 26.77 kn \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement du bloc.

7. Assemblage poteau-poutre maîtresse :

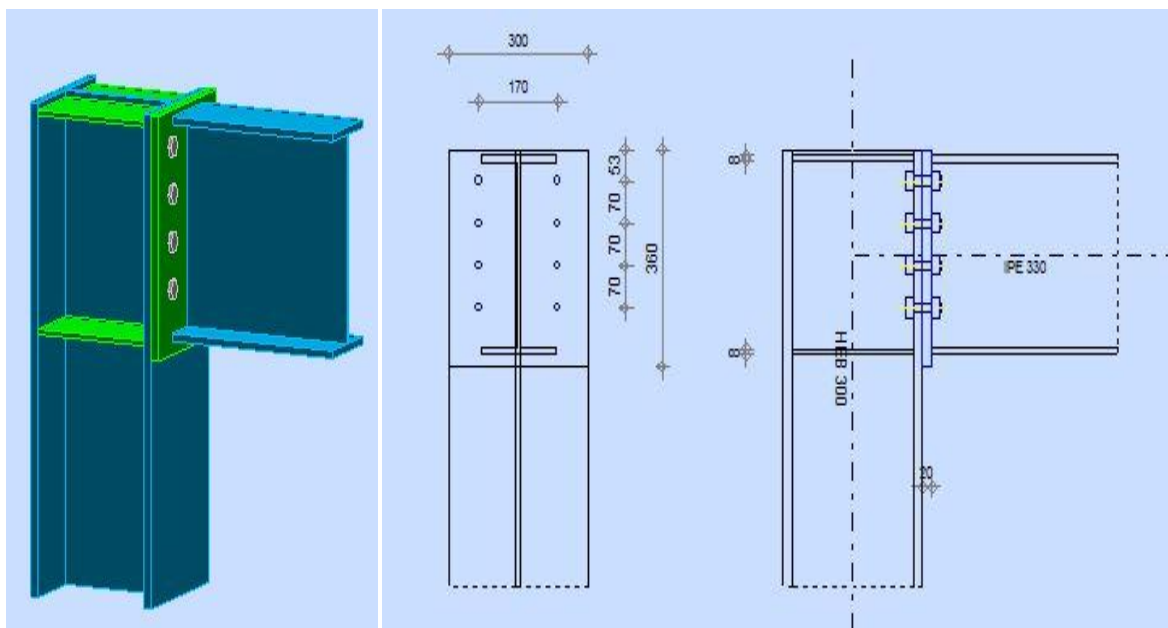


Figure IX. 9 Assemblage poteau-poutre maitresse.

On calculera l'assemblage le plus sollicité

M=56.61KN.m

V=97.8KN

7.1. Assemblage poteau platine:**Dimensionnements des boulons**

- **Disposition des boulons :**
- **Distance entre axes des boulons**

On considère que la platine est suffisamment épaisse de façon que la totalité des efforts appliqués se destituent entre les rangés de boulon tendus, par ailleurs l'effort de compression sera supposé concentré au centre de gravité de la semelle comprimée de la poutre.

$$d_1=40\text{cm}$$

$$d_2=30\text{cm}$$

$$d_3=20\text{cm}$$

$$d_4=10\text{cm}$$

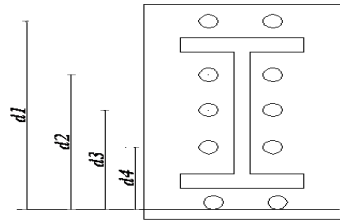


Figure IX. 10 : Assemblage platine poteau.

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{56.61 * 0.4}{0.3} = 75.48 \text{ kn}$$

$$N_2 = \frac{56.61 * 0.3}{0.3} = 56.61 \text{ kn}$$

$$N_3 = \frac{56.61 * 0.2}{0.3} = 37.74 \text{ kn}$$

$$N_4 = \frac{56.61 * 0.1}{0.3} = 18.87 \text{ kn}$$

➤ **Pré dimensionnement des boulons:**

Le pré dimensionnement des boulons repose sur le principe qu'il faut empêcher le découlement des plaques platine semelle du poteau au niveau de la rangée supérieur la plus tendue.

$$N_1 \leq n.F_p \rightarrow (1)$$

$$F_p = 0,7.A_s.f_{ub} \rightarrow (2)$$

n: nombre de boulon par rangé (n=2).

F_p = Force de précontrainte dans les boulons

$$F_{ub} = 1000\text{MPa}$$

De (1) et (2) On aura :

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.7 * f_{ub} * n} = \frac{97.8 * 10^3}{0.7 * 1000 * 2} = 69.85 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 115 \text{ mm}^2$$

On opte pour un boulon de M14 de section A_s=1.15cm²

a) Vérification au moment:

$$M_{rd} = \frac{N_{t.rd} * \sum d_i^2}{d_1}$$

Avec :

$$N_{t.rd} = n * 0.7 * f_u * A$$

$$N_{t.rd} = 2 * 0.7 * 100 * 1.15 = 161 \text{ kn}$$

$$M_{rd} = \frac{161 * ((40)^2 + (30)^2 + (20)^2 + (10)^2)}{40} = 120.75 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd}=56.6 \text{ KN.m} < M_{rd}=120.75 \text{ KN.m}$$

Vérifié

b) Vérification au cisaillement plus traction dan chaque boulon:

$$V_{sd}=97.8 \text{ KN sur 10 boulons}$$

$$F_{v.sd} = \frac{97.8}{10} = 9.78 \text{ kn}$$

Il faut vérifier que: $F_{v.sd} \leq F_{srd}$

$$F_{v.rd} = V_1 \leq K_s * u * n * \left(\frac{F_p - 0.8 * \frac{N}{2}}{\gamma_{m0}} \right)$$

$$F_p = 0.7 * A_s * f_{ub} = 0.7 * 1.15 * 100 = 80.5 \text{ kn}$$

$$0.3 * \left(\frac{80.5 - 0.8 * \frac{97.8}{2}}{1.25} \right) = 9.93$$

$$F_{v.sd}=9.78 \text{ KN} < F_{v.rd}= 9.93 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

c) Vérification au moment:

$$M_{rd} = \frac{N_{t.rd} * \sum d_i^2}{d_1}$$

Avec :

$$N_{t.rd} = n * 0.7 * f_u * A$$

$$N_{t.rd} = 2 * 0.7 * 100 * 1.15 = 161 \text{ kn}$$

$$M_{rd} = \frac{161 * ((50)^2 + (40)^2 + (30)^2 + (20)^2 + (10)^2)}{50} = 177.10 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd}=56.6 \text{ KN.m} < M_{rd}=177.10 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

d) Vérification au cisaillement plus traction dan chaque boulon:

$$V_{sd}=97.8 \text{ KN sur 12 boulon}$$

$$F_{v.sd} = \frac{97.8}{12} = 8.15 \text{ kn}$$

Il faut vérifier que:

$$F_{v.sd} \leq F_{srd}$$

$$F_{v.rd} = V_1 \leq K_s * u * n * \left(\frac{F_p - 0.8 * \frac{N}{2}}{\gamma_{m0}} \right)$$

$$F_p = 0.7 * A_s * f_{ub} = 0.7 * 1.15 * 100 = 80.5 \text{ kn}$$

$$0.3 * \left(\frac{80.5 - 0.8 * \frac{97.8}{2}}{1.25} \right) = 9.93$$

$$F_{vsd} = 8.15 \text{ KN} < F_{vrd} = 9.93 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

7.2 Assemblage platine poutre

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure.

M=56.61KN.m

V=97.8KN

N=5.01KN

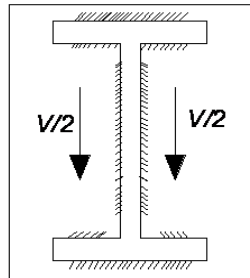


Figure IX. 11 : Assemblage platine poutre.

a) Epaisseur de la platine:

Soit : e=22mm

b) gorge reliant l'âme:

$$\left\{ \begin{array}{l} 3\text{mm} \leq a \leq 0.5 * t_w \\ 3\text{mm} \leq a \leq 0.5 * 11 \\ 3 \leq a \leq 5.5\text{mm} \\ a \Rightarrow 4\text{mm} \end{array} \right.$$

c) gorge reliant la semelle:

$$\left\{ \begin{array}{l} 3\text{mm} \leq a \leq 0.5 * t_f \\ 3\text{mm} \leq a \leq 0.5 * 21.5 \\ 3 \leq a \leq 10.75\text{mm} \\ a \Rightarrow 7\text{mm} \end{array} \right.$$

d) Distribution des efforts sur les différents cordons:

❖ **cordon âme platine:**

Chaque cordon reprend : $\frac{V}{2} = \frac{97.8}{2} = 48.9 \text{ KN}$.

$L = h - 2 * t_f = 340 - (2 * 21.5) = 297 \text{ mm}$

❖ **cordon semelle:**

$L = 2b - 2 * t_w = 300 - (2 * 11) = 578 \text{ mm}$

e) Vérification :

❖ **Cordon âme platine:**

Chaque cordon reprend : $\frac{V}{2} = \frac{97.8}{2} = 48.9 \text{ KN}$

$L = h - 2t_f = 297 \text{ mm}$

$$N = \frac{aL f_u}{(\beta_w \gamma_{mw} \sqrt{3})} \Rightarrow L = \frac{N \times \beta_w \gamma_{mw} \sqrt{3}}{a f_u} \quad (\text{EC3 Art 6.6.5.3})$$

$$L \geq \frac{5.01 \times 0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}}{0.4 \times 36} = 6.02 \text{ cm}$$

$L = 29.7 \text{ cm} > 6.02 \text{ cm}$ condition vérifiée

❖ **Cordon semelle:**

$$L = 2b - 2tw = 361,2 \text{ mm}$$

$$N = \frac{aL f_u}{(\beta_w \gamma_{mw} \sqrt{3})} \Rightarrow L \geq \frac{N \times \beta_w \gamma_{mw} \sqrt{3}}{a f_u}$$

$$L \geq \frac{5.01 \times 0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}}{0.7 \times 36} = 3.44 \text{ cm}$$

$L = 57.8 \text{ cm} > 3.44 \text{ cm}$ condition vérifiée

❖ **Raidisseurs de l'âme**

Pour les raidisseurs de l'âme on opte pour un raidisseur d'âme d'épaisseurs équivalent à celui de l'âme de la poutre.

Soit : $e=12 \text{ mm}$ et pour le poteau $e=11 \text{ mm}$.

Assemblage poteau poutre secondaire:

$$M^{\max} = 32.60 \text{ KN.m}$$

$$V = 109.75 \text{ KN}$$

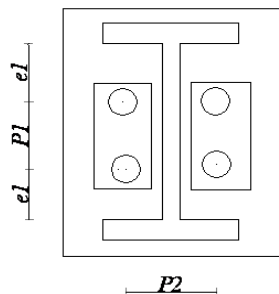


Figure IX. 12 : Assemblage cornière poutre

8. Assemblage cornière poutre:

8.1.1 Choix des boulons et de la cornière:

$$F_p = 0.7 \times n \times f_{ub} \times A_s$$

$$\frac{F}{n_b} \leq K_s \times n \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F \times \gamma_{ms}}{n_b \times K_s \times n \times \mu \times 0.7 \times f_{ub}}$$

$$A_s \geq \frac{109.75 \times 1.25 \times 10^3}{4 \times 1 \times 1 \times 0.3 \times 0.7 \times 800} = 204.14 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons M20 de classe 8.8 avec $A_s = 245 \text{ mm}^2$

Le choix des cornières dépend du type de boulon, pour notre cas on a des boulons M20 donc, on opte pour une cornière L(70*70*7).

8.1.2 Disposition constructive

❖ **La distance entre axes des boulons:**

$$\left\{ \begin{array}{l} 3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200) \\ 1.5d_0 \leq e_2 \\ 1.2d_0 \leq e_1 \\ 2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200) \end{array} \right. \quad d'ou \quad \left\{ \begin{array}{l} 66mm \leq p_2 \leq 98mm \\ 33mm \leq e_2 \\ 26.4mm \leq e_1 \\ 48.4mm \leq p_1 \leq 98mm \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} p_2 = 90mm \\ e_2 = 40mm \\ e_1 = 30mm \\ p_1 = 80mm \end{array} \right.$$

8.1.3 Vérification des boulons au cisaillement:

❖ **Boulons reliant la cornière à la poutre:**

$V = 109.75 \text{ kn}$

$F_{v.sd} = \sqrt{F_v^2 + F_H^2}$

$F_v = \frac{V}{6} = \frac{109,75}{6} = 18.3 \text{ kn}$

$F_h = \frac{V * e}{\sum d_i^2} * d^{max}$

$F_h = \frac{((109.75)/2) * 3}{(17^2) + (9^2)} * 17 = 7.56 \text{ kn}$

$F_{v.sd} = \sqrt{18.3^2 + 7.56^2} = 19.8 \text{ kn}$

$F_{v.rd} = 1 * 1 * 0.3 * \frac{0.7 * 2.45 * 80}{1.25} = 32.92 \text{ kn}$

$F_{v.sd} = 19.8 \text{ kn} < F_{v.rd} = 32.92 \text{ kn} \dots\dots\dots$ vérifiée

❖ **Boulons reliant la cornière au poteau:**

$V = 109.75 \text{ kn}$

$F_{v.sd} = \frac{V}{6} = \frac{109,75}{6} = 18.3 \text{ kn}$

$F_{t.sd} = \frac{V * e_2}{2 * p_2} = \frac{109,75 * 4}{2 * 9} = 24.38 \text{ kn}$

$F_{s.rd} = K_s * n * u * \frac{F_p - 0.8 * F_{t.s}}{\gamma_{m0}} = 1 * 0.3 * 2 * \frac{(0.7 * 2.45 * 80) - (0.8 * 24.4)}{1.25} = 56.48 \text{ kn}$

$F_{v.sd} = 18.3 \text{ kn} < F_{s.rd} = 56.48 \text{ kn} \dots\dots\dots$ vérifiée

9. Assemblage du contreventement (Palées de stabilités) :

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction : $N_{t.Sd}=210.58 \text{ KN}$

9.1 Assemblage gousset-nœud du portique :

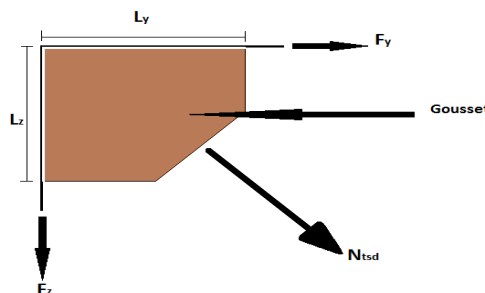


Figure IX. 13 : Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.

9.1.2 Pré dimensionnement du gousset

L'épaisseur du gousset dépend de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

F (KN)	200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Tableau IX. 4 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué

On a :

$N_{t,sd} = 210.58 \text{ kN}$; donc on prend : $e = 10 \text{ mm}$

9.1.3 Pré dimensionnement de la gorge de soudure

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante:

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_{\max}$$

avec :

t_{\max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$t_{\max} = 10 \text{ mm}$ (épaisseur du gousset)

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 10 \text{ mm}.$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 5 \text{ mm} \rightarrow a = 4 \text{ mm}$$

La longueur du cordon de soudure est donnée par :

$$L \geq \frac{N}{2} \cdot \gamma_{Mw} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3} \dots \dots \dots (I)$$

Il faut décomposer l'effort en deux composantes

$$\tan \alpha = \frac{5.5}{5} = 1.1 \rightarrow \alpha = 47.72$$

Donc :

$$F_y = N_{sd} * \cos \alpha = 210.58 * \cos 47.72^\circ = 141.65 \text{ kn}$$

$$z = N_{sd} * \sin \alpha = 210.58 * \sin 47.72^\circ = 155.80 \text{ kn}$$

A partir de l'équation (I), on aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_y \geq 8.51 \text{ cm} \\ F_z \geq 9.36 \text{ cm} \end{array} \right. \iff \left\{ \begin{array}{l} L_y = 9 \text{ cm} \\ L_z = 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

10. Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique :

Pour ce type d'assemblage, on choisit des boulons ordinaires de classe 6.8 et on dispose deux boulons dans chaque rangée.



Figure IX.14 : Assemblage des diagonales sur gousset.

10.1. Distribution de l'effort normale sur les boulons :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n.p} \quad \text{Avec : } p : \text{ nombre de plan de cisaillement}$$

$$F_{v,sd} = \frac{210.58}{2 * 2} = 52.645 \text{ kn}$$

10.1.1 Dimensionnement des boulons :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd} = 0.6 * A_s * \frac{f_{ub}}{\gamma_{m0}} \rightarrow A_s \geq \frac{F_{v,sd} * \gamma_{m0}}{0.6 * f_{ub}}$$

$$A_s \geq \frac{52.65 * 1.25}{0.6 * 60} = 1.82 \text{ cm}^2$$

On choisit des boulons de types M(10) avec : $A_s = 58 \text{ mm}^2$

10.1.2 Disposition géométrique :

Cornière 2L (70*70*7), $t = 7\text{mm}$

$$\begin{cases} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1.5d_0 \leq e_2 \end{cases} \quad \text{d'où} \quad \begin{cases} 13.2\text{mm} \leq e_1 \leq 84\text{mm} \\ 24.2 \text{ mm} \leq p_1 \leq 98\text{mm} \\ 16.5\text{mm} \leq e_2 \end{cases} \quad \begin{cases} e_1 = 8\text{cm} \\ p_1 = 9\text{cm} \\ e_2 = 2\text{cm} \end{cases}$$

10.2. Vérifications :

10.2.1 . Vérification de l'Assemblage trop long :

$$L = (n-1) P_1 = (2-1) 9 = 9\text{cm}$$

$$L < 15.d = 15.1 = 15\text{cm}$$

$L < 15 d = 150\text{mm}$; Donc l'assemblage n'est pas long.

10.2.2 Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha * f_u * d * t_p}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25 ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = 1$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 * 1 * 360 * 10 * 7}{1,25} = 50.4\text{KN}$$

$$\frac{F}{n_b} = 26.325 \text{ KN} < 50.4 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

L'assemblage est vérifié à la pression diamétrale.

10.2.3 Vérification de la rupture de la section nette :

$$N_{u.Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \geq F_{v.sd} \cdot$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) * e = (70 - 11) * 7 = 413 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 * e) - A_1 = 940 - (11 * 7) - 413 = 450 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3 * A_1}{3 * (A_1 + A_2)} = \frac{3 * 413}{3 * (413 + 450)} = 0.47$$

$$A_{net} = 2 * (413 + 0.47 * 450) = 1249 \text{ mm}^2$$

$$N_{u.rd} = 0.9 * 1249 * \frac{600}{1.25} = 539.56 \text{ kn} > F_{v.sd} = 52.645 \text{ kn} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

11. Assemblage palée en croix de saint André :

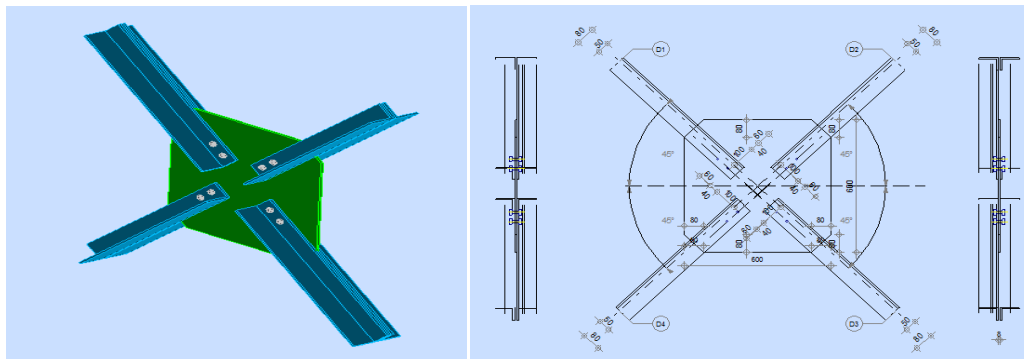


Figure IX. 15 : Vue de l'assemblage de la palée de stabilité en 3D.

11.1 Détermination du nombre de boulons :

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n.p} \quad \text{Avec : } p : \text{ nombre de plan de cisaillement}$$

$$F_{v.sd} = \frac{210.58}{2 * 2} = 52.645 \text{ kn}$$

11.2 Dimensionnement des boulons :

$$F_{v.sd} \leq F_{V.rd} = 0.6 * A_s * \frac{f_{ub}}{\gamma_{m0}} \rightarrow A_s \geq \frac{F_{v.sd} * \gamma_{m0}}{0.6 * f_{ub}}$$

$$A_s \geq \frac{52.65 * 1.25}{0.6 * 60} = 1.82 \text{ cm}^2$$

On choisit des boulons de types M(10) avec : $A_s = 58 \text{ mm}^2$

11.3 Vérifications :

11.4. Vérification de la rupture de la section nette :

$$N_{u.Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) * e = (70 - 11) * 7 = 413 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 * e) - A_1 = 940 - (11 * 7) - 413 = 450 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3 * A_1}{3 * (A_1 + A_2)} = \frac{3 * 413}{3 * (413 + 450)} = 0.47$$

$$A_{net} = 2 * (413 + 0.47 * 450) = 1249 \text{ mm}^2$$

$$N_{u.rd} = 0.9 * 1249 * \frac{600}{1.25} = 539.56 \text{ kn} > F_{v.sd} = 52.65 \text{ kn} \rightarrow \text{condition vérif}$$

11.5 Vérification de la résistance des boulons au cisaillement :

$$F_{v.rd} = 0.6 * f_{ub} * \frac{A_s}{\gamma_{m0}} = 0.6 * 600 * \frac{57 * 2}{1.25} * 10^{-3} = 32.83 \text{ kn}$$

$F_{v.rd} = 32.83 \text{ kn} \leq F_{v.sd} = 52.645 \text{ kn}$ Condition non vérifiée
donc on augmente la section des boulons à M14 avec : $A_s=115\text{mm}^2$.

$$F_{v.rd} = 66.24 \text{ kn} > F_{v.sd} = 52.645 \text{ kn} \dots \dots \dots \text{vérifiée} .$$

11.6 Vérification à la traction :

il faut vérifier que: $N_{Sd} < F_{t,rd}$

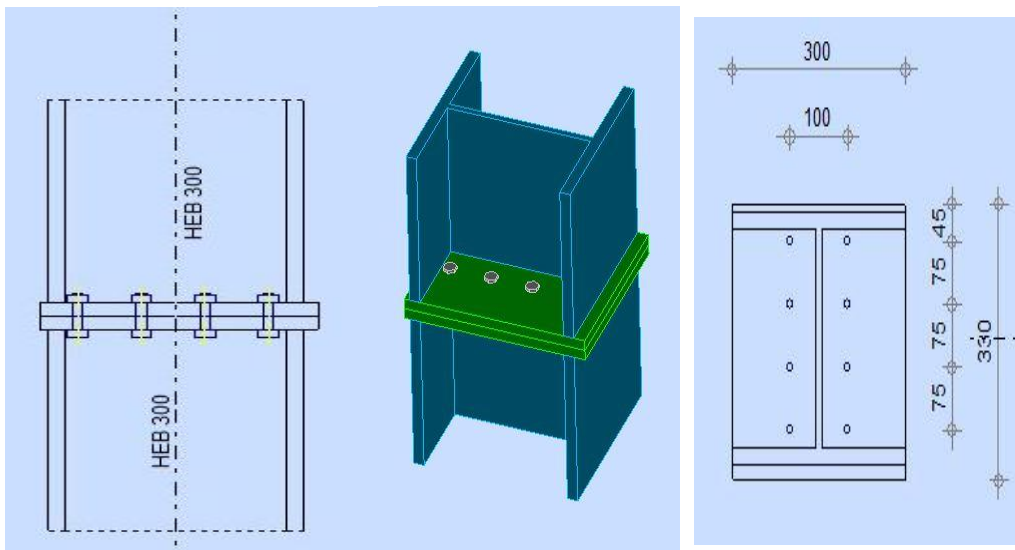
$$N_{Sd} = 210.58 \cdot \cos 47.72 / (4) = 35.41 \text{ KN}.$$

$$F_{t,rd} = 0,9 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{mb}} = 0,9 \times 600 \times (115 / 1.25) \times 10^{-3} = 49.68 \text{ KN}.$$

$$N_{Sd} = 35.41 \text{ KN} < F_{t,rd} = 49.68 \text{ KN}.$$

Condition Vérifiée.

2. Assemblage poteau- poteau (HEB300) :



12.1 Données de calcul :

$$\begin{cases} N_{sd}=469.37\text{KN} \\ M_{sd}=294.26\text{KN.m} \\ V_{sd}=103.71\text{KN} \end{cases}$$

12.2 Pré dimensionnement des boulons:

On choisit le nombre de boulons $n=8$ boulons de classe HR8.8.

$$\text{donc: } F_{v,sd} = \frac{V}{n \cdot p} = \frac{103.71}{4.1} = 25.92 \text{ KN}$$

n : Le nombre de boulons par rangée.

p : nombre de plan de cisaillement.

$$A_s = 1.25 * \frac{F_{v,sd}}{0.9 * F_{bu}} = \frac{1.5 * 25.92}{0.9 * 80} = 0.54 \text{ cm}^2 = 54 \text{ mm}^2$$

Boulon de classe 8.8 (haute résistance) $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$

A partir du tableau des caractéristiques géométriques on choisit des boulons de diamètre M12.

$$\text{avec : } \begin{cases} d_0=13\text{mm.} \\ d=12\text{mm.} \end{cases}$$

12.3. Disposition des boulons :

$$\begin{cases} e_1 \geq 1,2d_0 \\ e_2 \geq 1,5d_0 \\ p_1 \geq 2,2d_0 \\ p_2 \geq 3d_0 \end{cases} \quad \text{D'où} \quad \begin{cases} e_1 = 16\text{mm} \\ e_2 = 20\text{mm} \\ p_1 = 30\text{mm} \\ p_2 = 40\text{mm} \end{cases}$$

13.4. Vérifications :**13.4.1. Vérification de la résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

$$V = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{103.71}{8} = 12.96 \text{ kn}$$

Avec :

V_{sd} : Effort de cisaillement.

n : Le nombre de boulons.

V : l'effort tranchant.

Il faut vérifier que :

$$V_1 \leq F_s = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}}$$

F_p : effort de précontrainte

K_s : facteur de forme ; trous nominaux $K_s = 1$

m : nombre de plan de contact $n=2$

μ : Coefficient de frottement $\Rightarrow \mu = 0,3$ surface brossée

γ_{ms} : Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_{ms} = 1,25 \Rightarrow ELU \\ \gamma_{ms} = 1 \Rightarrow ELS \end{cases}$

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub}$$

Avec : F_{ub} : résistance ultime du boulon

A_s : section résistante de la partie filetée.

$$F_p = 0,7 \cdot 800 \cdot 84 \cdot 3 \cdot 10^{-3}$$

$$F_p = 47,20 \text{ KN}$$

$$F_s = 1 \times 2 \times 0,3 \times \frac{47,20}{1,25}$$

$$F_s = 22,65 \text{ KN.}$$

$$V = 12,96 \text{ kn} < F_s = 22,65 \text{ kn} \quad \text{vérifiée}$$

Alors la résistance de l'assemblage à l'effort tranchant est vérifiée.

13.4.2 Vérification de la résistance de l'âme du poteau en traction :

$$f_t = f_y \times t_w \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{m_0}}$$

$$b_{eff} = t_f + 2 \times a_p \sqrt{2} + 5(t_f + r) + 2 \times t_p$$

$t_p = 20 \text{ mm}$: Épaisseur de la platine d'extrémité.

t_f : Épaisseur de la semelle du poteau.

a_p : Épaisseur de la gorge de la soudure (estimée à 5mm).

r : Rayon de raccordement âme/semelle du poteau.

$$b_{eff} = 19 + 2 * 5 * \sqrt{2} + 5(19 + 27) + 2 * 20$$

$$b_{eff} = 303,14 \text{ mm}$$

$$f_t = \frac{235 * 11 * 303,14 * 10^{-3}}{1,1} = 712,38 \text{ kn}$$

$$f_v = \frac{M_{sd}}{(h - t_f)}$$

$$f_v = \frac{294,26 * 10^3}{300 - 19} = 1047,18 \text{ kn}$$

$$f_v = 1047,18 \text{ kn} > f_t = 712,38 \text{ kn} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

13. Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux:

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

$$N_t = 462,30 \text{ KN.}$$

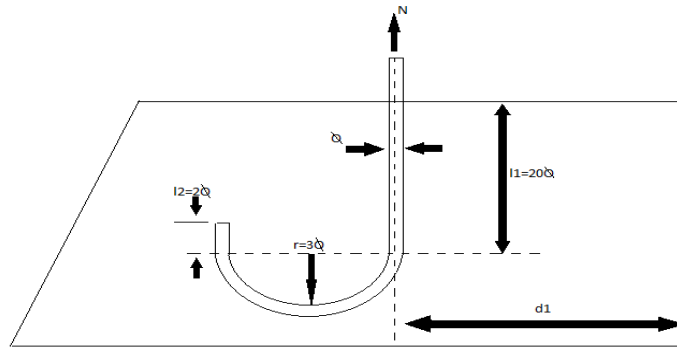


Figure IX. 16 : Tige d'encrage du pied du poteau.

$$b = h + 2c$$

h : la hauteur de la section HEB300 $\Rightarrow h = 300$ mm

c : le débord, donné par : $c = (100 \div 150)$ mm

on prend : $c = 135$ mm

d'où : $a = h + 2c = 300 + 2 \times 120 = 540$ mm

$$b = h + 2c = 300 + 2 \times 135 = 570$$
 mm

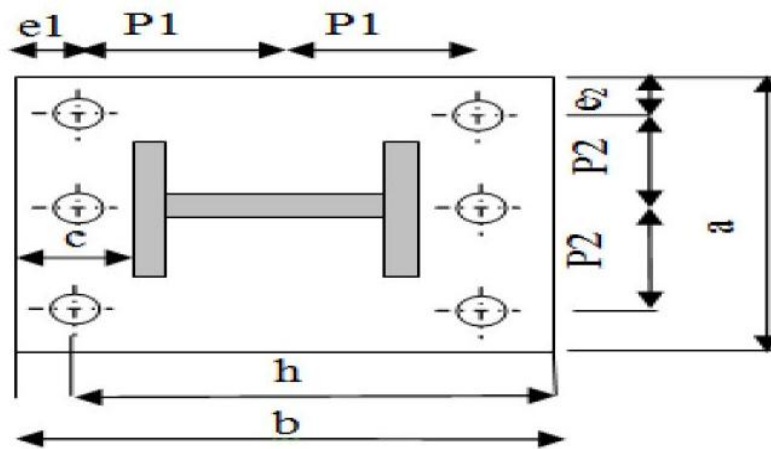


Figure IX. 17 : Dispositions constructives

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction (N_t).

$$N_{st} = \frac{N_t}{n}$$

n : nombre de tiges.

N_t : est un effort de sallement

L'ancrage est réalisé par 6 tiges :

$$\frac{N_t}{6} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{2N_t}{3\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{2.462.30}{3.3,14 \times 23,5}} = 2.05 \text{ cm}$$

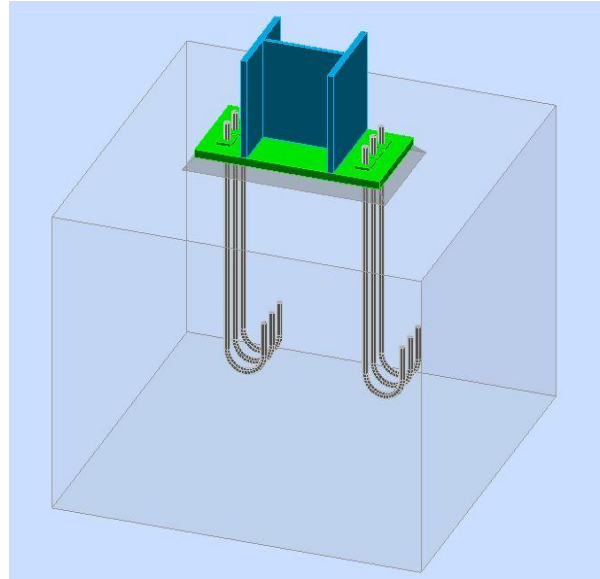


Figure IX. 18 Disposition des tiges d'encrages

on prend $\phi = 4 \text{ cm}$

Soit des tiges d'ancrages de 40 mm de diamètre.

13.1. Vérification de la tige d'ancrage :

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivant :

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000}\right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)} \cdot (l_1 + 6,4 \cdot r + 3,5 \cdot l_2) \quad (\text{CCM97})$$

N_a : effort normal résistant par scellement de la tige .

$$r = 3\phi , l_1 = 20\phi , l_2 = 2\phi$$

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m³

$$r = 3\phi = 12 \text{ cm}$$

$$l_1 = 20\phi = 80 \text{ cm}$$

$$l_2 = 2\phi = 8 \text{ cm}$$

$$d_1 = 10 \text{ cm}$$

$$N_a = 93.8 \text{ KN} \geq \frac{N_t}{6} = 77.05 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

13.2. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{299.74}{462.30} = 0.64m$$

$$e = 64cm > \frac{D}{6} = \frac{43.5}{6} = 7.25cm$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

$$A = 37.68cm^2 \quad (A : \text{aire de la section de 3 tiges à gauche du poteau})$$

$$l = 85.75cm$$

$$h = 50.25cm$$

$$b = 57cm$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h^3 + 3(l-h)h^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

$$h^3 + (35.5)h^2 + 1991.65h' - 100080.74 = 0$$

$$h' = 34.3cm \text{ (Par tâtonnement)}$$

13.1.2 Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 462.30 \times 85.73}{57 \times 34.3 \left(50.25 - \frac{34.3}{3} \right)} = 10.44MPa < f_{ub} = 14.2MPa \quad \text{Vérifiée}$$

13.2.2. Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_y$$

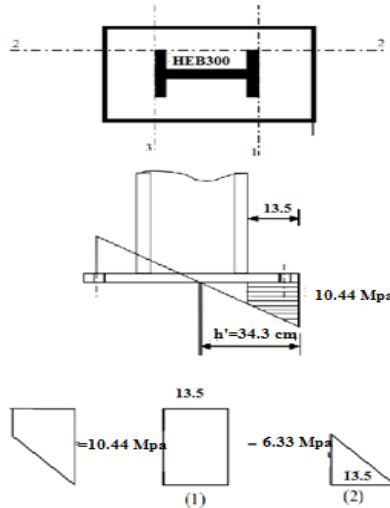
$$\sigma_a = \frac{462.30}{37.68} \cdot \frac{87.75 - 50.25 + \frac{34.3}{3}}{\left(50.25 - \frac{34.3}{3} \right)} = 154.66MPa \leq f_y = 235MPa \quad \text{Vérifiée}$$

13.3. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

13.3.1. Vérification de la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal de contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondant, pour une bonde de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur t, sont :



$$M_1 = 10.44 \times 0.135 \times 0.0675 \times 10^3 = 95.13 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \left(0.135 \times \frac{6.33}{2} \right) \frac{2 \times 0.135}{3} \times 10^3 = 38.45 \text{ KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 56.68 \text{ KN.m}$$

• le module d'inertie de la platine ou $b = 1 \text{ cm}$

$$\frac{I}{V} = \frac{\left(\frac{b.t^3}{12} \right)}{\frac{t}{2}} = \frac{b.t^2}{6}$$

▪ la contrainte de flexion dans la section est :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{56.68 \times 10^{-3} \times 6}{235}} = 3.8 \text{ cm}$$

$$t \geq 3.8 \text{ cm}$$

13.3.2. Vérification de la section 2-2 :

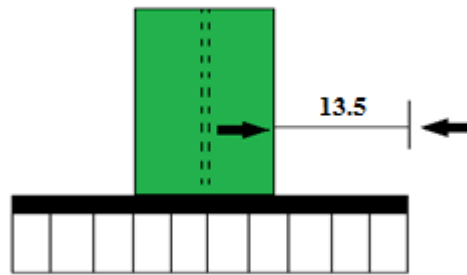


Figure IX. 19 Vérification de la section 2-2

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M = 10.44 \times 0.135 \times \frac{0.135}{2} \times 10^3 = 95.13 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'où : } t \geq \sqrt{\frac{95.13 \times 10^{-3} \times 6}{235}} = 4.92 \text{ cm}$$

$$t \geq 4.92 \text{ cm}$$

13.3.3. Vérification de la section 3-3 :

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment : $M = 0.1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 3.76 \times 10^{-3} \times 154.66 = 58.27 \text{ KN.m}$$

$$M = 0.1 \times 58.26 = 5.82$$

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

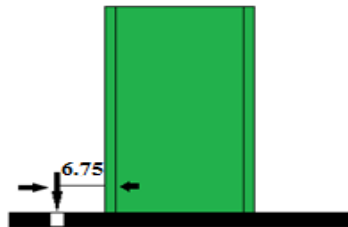


Figure IX. 20 : Vérification de la section 3-3

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{5.82 \times 10^2 \times 6}{50t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 5.82 \times 10^2}{50 \times 23,5}}$$

$$t \geq 1.72 \text{ cm}$$

En conclusion, on prendra une platine d'épaisseur : **t = 5 cm.**

CHAPITRE X Calcul des fondations

1. Introduction :

Un ouvrage quelque soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appelle fondations. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation.

La contrainte admissible du sol site S_2 est : $\sigma_{sol} = 1.8\text{bar}$

La profondeur d'ancrage : $D = 1.50\text{ m}$

2. Calcul des fondations:

2.1. Détermination des sollicitations:

Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \quad (\text{art 10.1.4.1. RPA99/2003})$$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

ELU: $1,35(G+Q+S)$

ELS: $G+0,9(Q+S)$

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol q_u d'un coefficient de sécurité de 2.

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
		G+Q+E	$1,35(G+Q+S)$
N^{\max} (KN)	305.5	351.85	260.46
M_y (KN.m)	39.61	47.16	34.35
M_z (KN.m)	25.73	20.56	15.28
V_y (KN)	37.07	29.94	22.19
V_z (KN)	45.71	47.39	35.11

Tableau X. 1 : Les sollicitations à la base des poteaux HEB300.

2.2. Pré dimensionnement de la semelle de poteau :

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu’elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base (h*b), donc les semelles sont rectangulaire (H*B).

h et b : dimension du poteau considéré. (HEB300)

H et B : dimension de la semelle.

h_1 : $d + c$; avec $c = 5$ cm. (Béton de propreté)

d : hauteur utile de la semelle est donnée par.

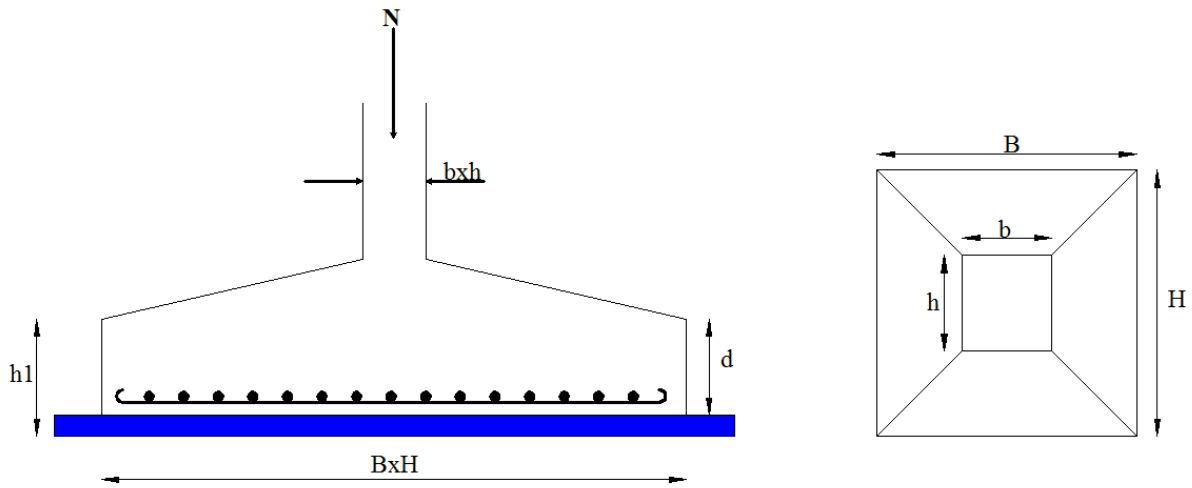


Figure X. 1 : Dimension de la semelle.

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL 91 - Ch 15.III - Art 1.2})$$

a) Critère de non poinçonnement:

- $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$: Situation accidentelle
- $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$: Situation durable

σ_M : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$\sigma_{sol} = 1.8 \text{ bar}$$

$$h = 57 \text{ cm}$$

$$b = 54 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{h} = \frac{B}{H} \Rightarrow H = 1,05B$$

Ou : h et b dimensions de la platine puisque les poteaux sont encastres. (voir chapitre 09 calcul des assemblages- pieds de poteau).

2.3. Dimensionnement de la semelle:

- **Situation accidentelle :** $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times \left(\frac{h \times B}{b} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{h \times B}{b} \right)} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$-B^3 + 0.89B + 0.638 \leq 0 \text{ avec } e_0 = \frac{39.61}{305.5} = 0.12$$

Après tâtonnement on trouve B=1.15

Soit B=1.5 m

$$-B^3 + 0,89B + 0,638 \leq 0 \text{ avec } e_0 = \frac{194,56}{1609,92} = 0,12$$

$$B = 1,5 \text{ m}$$

$$\Rightarrow H = 1,05 \times 1,5 = 1,57$$

$$\text{Soit; } H = 1,6 \text{ m}$$

Soit **B= 1.5 m** et **H = 1,6 m**

- **Situation durable :** $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times \left(\frac{h \times B}{b} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{h \times B}{b} \right)} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$-B^3 + 1,54B + 1,19 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{47,16}{351,85} = 0,13$$

$$B = 1,6 \text{ m}$$

$$\Rightarrow H = 1,05 \times 1,6 \Rightarrow H = 1,68 \text{ m}$$

$$\text{Soit; } H = 1,7 \text{ m}$$

On choisit pour toutes les semelles **B=1,6m et H = 1,7m**

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{array} \right. \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,6-0,54}{4} = 26,5 \text{ cm} \\ \frac{1,7-0,57}{4} = 28,25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{soit } d = 35 \text{ cm}$$

$$h_1 = d + c = 35 + 5 = \mathbf{40 \text{ cm}}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 1,50 - 0,4 = \mathbf{1,1 \text{ m}}$$

▪ **Poids de la semelle:**

$$P = H \times B \times h_1 \times f_{c28}$$

$$P = 1,7 \times 1,6 \times 0,4 \times 25 = 27,2 \text{ KN}$$

▪ **Les moments à la base:**

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h_1 + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h_1 + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Sollicitation	Situation	Situation durable	
	Accidentelle	ELU	ELS
		G+Q+E	1,35G+1,5Q
N^{\max} (KN)	332.47	379.05	287.66
M_{by} (KN.m)	66.81	74.36	61.55
M_{bz} (KN.m)	52.93	47.76	42.48
V_y (KN)	64.27	57.14	49.39
V_z (KN)	72.91	74.59	62.31

Tableau X. 2 : Les sollicitations à la base de la semelle.

2.4. Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$sensB \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{cases}$$

$$sensH \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{cases}$$

$$2 * \sigma_{sol} = 2 * 180 = 360 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33 \sigma_{sol} = 1.33 * 180 = 239.4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de chargement		Sens	e_0 (m)	σ_{\max} (bar)	σ_{\min} (bar)	σ_{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens H	0.2	2.08<3.6	0.35	1.64<1.8
		Sens B	0.15	1.9<3.6	0.53	1.55<1.8
Situation Durable	ELU	Sens H	0.19	2.32<2.39	0.4	1.48<1.8
		Sens B	0.12	0.62<2.39	0.76	0.87<1.8
	ELS	Sens H	0.21	1.84<2.39	0.27	1.44<1.8
		Sens B	0.14	1.61<2.39	0.5	1.33<1.8

Tableau X. 3 : Vérification des contraintes dans le sol.

2.5. Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5) :

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{B}{4} = \frac{1.6}{4} = 0.4 \rightarrow \text{sens B} \\ \frac{H}{4} = \frac{1.7}{4} = 0.42 \rightarrow \text{sens H} \end{cases}$$

$$\text{Sens B : } e_0 = 0.15 < 0.4$$

$$\text{Sens H : } e_0 = 0.2 < 0.42$$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

2.6. Détermination des armatures de la semelle:

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sens B} \\ e_0 < \frac{h}{6} \rightarrow \text{sens H} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{B}{24} \\ e_0 < \frac{H}{24} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens } B$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{sens } H$$

Si l'une des deux conditions est vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens } B$$

$$M_1 = (4 \times H + 0,3 \times h - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{H}{2} - 0,35 \times h}{\frac{H}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens } H$$

a) Situation accidentelle:

- **Armatures parallèles à H=1.7 m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,2 > \frac{0,54}{6} = 0,09 \\ e_0 = 0,2 > \frac{1,7}{24} = 0,07 \end{cases} \rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 * 1,7 + 0,3 * 0,57 - 0,9 * 0,2) \left(\frac{\frac{1,7}{2} - 0,35 * 0,57}{\frac{1,7}{2} - 0,2} \right)^2 \frac{332,47}{27}$$

$$M_1 = 83,75 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d = 0,405 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{83,85 * 10^{-3}}{0,405 * 400} = 5,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{88,56 \times 10^{-3}}{0,405 \times 400} = 5,46 \text{ cm}^2$$

$$A = 5,46 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles à B=1,6m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0.15 > \frac{0.54}{6} = 0.09 \\ e_0 = 0.15 > \frac{1.6}{24} = 0.06 \end{cases} \rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 * 1.6 + 0.3 * 0.54 - 0.9 * 0.15) \left(\frac{\frac{1.6}{2} - 0.35 * 0.54}{\frac{1.6}{2} - 0.15} \right)^2 \frac{332.47}{27}$$

$$M_1 = 69.92 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z * f_{st}}$$

$$z = 0.9 * d = 0.405 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{69.92 * 10^{-3}}{0.405 * 400} = 4.31 \text{ cm}^2$$

b) Situation durable :

• **A l'E.L.U :**

- **Armatures parallèles à H=1.7m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0.19 > \frac{0.54}{6} = 0.09 \\ e_0 = 0.19 > \frac{1.7}{24} = 0.07 \end{cases} \rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 * 1.7 + 0.3 * 0.57 - 0.9 * 0.19) \left(\frac{\frac{1.7}{2} - 0.35 * 0.57}{\frac{1.7}{2} - 0.19} \right)^2 \frac{379.05}{27}$$

$$M_1 = 83.75 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z * f_{st}}$$

$$z = 0.9 * d = 0.405 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{83.85 * 10^{-3}}{0.405 * 400} = 5.17 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèle à B=1,60m:

$$\begin{cases} e_0 = 0.12 > \frac{0.54}{6} = 0.09 \\ e_0 = 0.12 > \frac{1.6}{24} = 0.06 \end{cases} \rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 * 1.6 + 0.3 * 0.54 - 0.9 * 0.12) \left(\frac{\frac{1.6}{2} - 0.35 * 0.54}{\frac{1.6}{2} - 0.12} \right)^2 \frac{379.05}{27}$$

$$M_1 = 73.15 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d = 0,405 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{73.15 \times 10^{-3}}{0.405 \times 400} = 4.51 \text{ cm}^2$$

• **A l'E.L.S:**

- **Armatures parallèles à H=1.7 m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0.21 > \frac{0.57}{6} = 0.09 \\ e_0 = 0.21 > \frac{1.7}{24} = 0.07 \end{cases} \rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 * 1.7 + 0.3 * 0.57 - 0.9 * 0.21) \left(\frac{\frac{1.7}{2} - 0.35 * 0.57}{\frac{1.7}{2} - 0.21} \right)^2 \frac{287.66}{27}$$

$$- M_1 = 74.64 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$- z = 0,9 \times d = 0,405 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{74.64 * 10^{-3}}{0.405 * 400} = 4.6 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles à B=1.6:**

$$\begin{cases} e_0 = 0.14 > \frac{0.54}{6} = 0.09 \\ e_0 = 0.14 > \frac{1.6}{24} = 0.06 \end{cases} \rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 * 1.6 + 0.3 * 0.54 - 0.9 * 0.14) \left(\frac{\frac{1.6}{2} - 0.35 * 0.54}{\frac{1.6}{2} - 0.14} \right)^2 \frac{287.66}{27}$$

$$M_1 = 58.76 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$- z = 0,9 \times d = 0,405 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{58.76 * 10^{-3}}{0.405 * 400} = 3.62 \text{ cm}^2$$

b) Condition de non fragilité :

$$\min A_B = 0.23 * \frac{f_{t28}}{f_e} * B * h_1 = 0.23 * \frac{2.1}{400} * 160 * 40 = 7.72 \text{ cm}^2$$

$$\min A_B = 7.72 \text{ cm}^2$$

$$\min A_H = 0.23 * \frac{f_{t28}}{f_e} * H * h_1 = 0.23 * \frac{2.1}{400} * 170 * 40 = 8.2 \text{ cm}^2$$

$$\min A_H = 8.2 \text{ cm}^2$$

d) Dispositions constructives:

Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > H/4$ sens H et $l_s > B/4$ sens B)

$$l_s = \frac{\varphi * f_e}{4 * 0.6 * \psi_s^2 * f_{ij}}$$

l_s : longueur de scellement

$$\psi_s = 1.5 \rightarrow HA$$

Suivant H :

$$l_s = \frac{1.2 * 400}{2.4 * 1.5^2 * 2.1} = 42.32 < \frac{H}{4} = 42.5 \text{ cm}$$

Suivant B :

$$l_s = \frac{1.2 * 400}{2.4 * 1.5^2 * 2.1} = 42.32 > \frac{B}{4} = 40 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres // B doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, avec des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Armatures	Situation accidentelle	Situation durable		A _{min} (cm ²)	Nombre De barre	A _s (cm ²)	l _s (cm)	S _t (cm)
		ELU	ELS					
A _s (H)	5.56	5.17	4.6	8.2	8HA12	9.05	48	21
A _s (B)	4.31	4.51	3.62	7.72	7HA12	7.92	48	22

Tableau X. 4 : Les armatures des semelles.

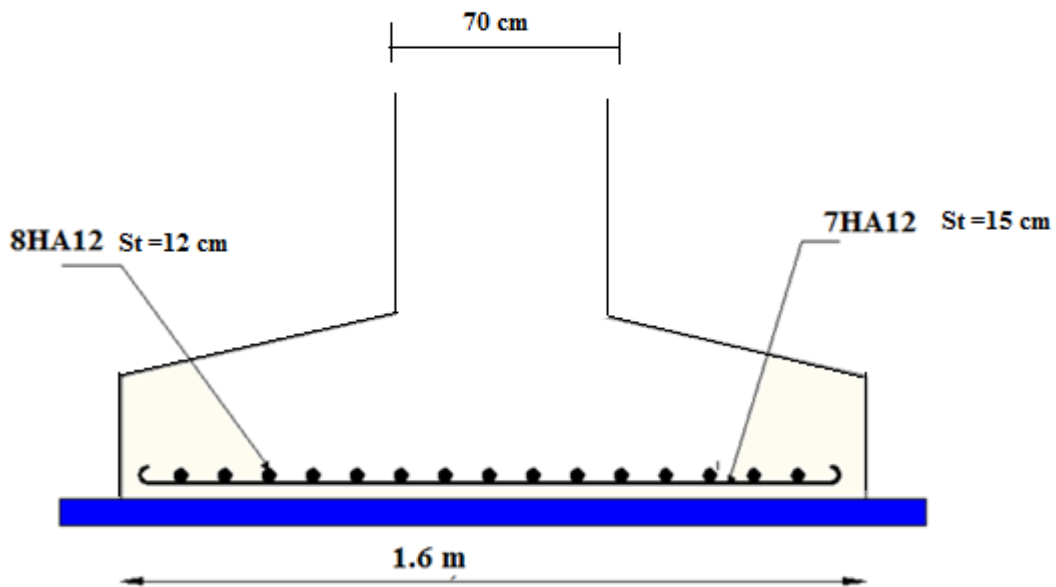


Figure X. 2 : Schéma de ferrailage de la semelle.

3. Calcul des longrines :

3.1 Introduction :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Elles sont soumises à des forces axiales de traction.

3.2 Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA99vs2003 sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S_2 et S_3

30 cm x 30 cm : sites de catégorie S_4

Pour notre cas on optera pour des longrines de section : $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

3.3 Ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une force de traction qui est égale à :

$$N_t = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20 \text{ KN} \quad (\text{RPA99 V2003.Art.10.1.1.b})$$

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

N_u^{\max} : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$\alpha = 15$ (zone II_a, site S₂)

$$ELU \rightarrow N_t = \left(\frac{351.85}{15} \right) = 23.45 \text{ KN}$$

$$ELS \rightarrow N_t = \left(\frac{287.66}{15} \right) = 19.17$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$ELU \rightarrow A_s = \frac{23.45 * 10^{-3}}{348} = 0.67 \text{ cm}^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \frac{19.17 * 10^{-3}}{201} = 0.95 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.6\%B = 0.6 * 10^{-2} * 30 * 35$$

$$A_{min} = 6.3 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec A_{min}

Soit **6HA12**, avec $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_s \geq \frac{B * f_{t28}}{f_e} = \frac{30 * 35 * 2.1}{400} = 5.51$$

$$A_s = 6.79 > 5.51 \quad \text{vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$q_s = \frac{287.66}{3.8} = 75.7 \text{ KN/ml}$$

La plus grande portée est : $l=3.8\text{m}$

$$f = \frac{5 * q_s * l^4}{384 * E * I} \leq f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{380}{200} = 1.9 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b * h^3}{12} = \frac{30 * 35^3}{12} = 170187.5 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 * 75.7 * 380^4}{384 * 2.1 * 10^5 * 170187.5} \leq f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{380}{200} = 1.9 \text{ cm}$$

$$f = 0.57 \text{ cm} > 1.9 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

Soit un ferrailage de **8HA14** $A_s=12.32 \text{ cm}^2$

$$f = 2.57\text{ cm} < 3.8\text{ cm}$$

Armatures transversales :

Soit des cadres de diamètre 8mm dont l'espacement est inférieur à : $\min(20\text{ cm}, 15\Phi)$

$$S_t < (20\text{cm}, 15 \cdot 0,8) = 12\text{cm}$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10cm en zone nodale.

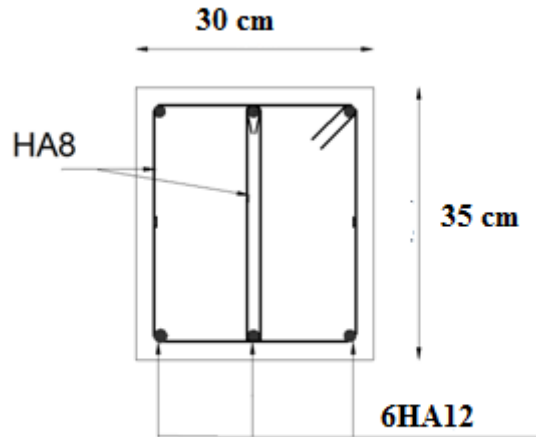


Figure X. 3 : Schéma de ferrailage des longrines.

4. Ferrailage des futs :

Les fondations sont ancrées à $D=1.5\text{m}$; l'assemblage platine massif doit être au dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension $(90 \cdot 70)\text{ m}^2$.

Le fût est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferrailage de la section sera calculé en flexion composé.

On calculera uniquement le fût le plus sollicité ; par les efforts (M. N .T)

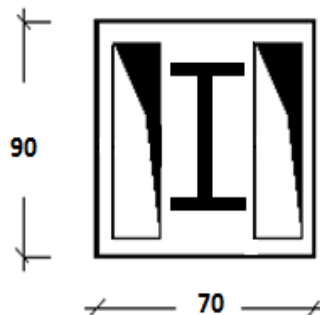


Figure X. 4 : section du fut à ferrailer.

$$\text{on a : } \begin{cases} N_u = 351.85 \text{ KN} \\ M_u = 47.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{47.16}{351.85} = 0.13 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.9}{6} = 0.15 \text{ m}$$

$e < \frac{h}{6} \rightarrow$ La section est entièrement comprimée.

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 47.16 + 351.85 \left(0.95 - \frac{0.9}{2} \right) = 223.08 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{uA} = 351.85(0.95 - 0.05) - 47.17 = 269.47 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (I)$$

$$(0.337 * d - 0.81 * d')b * h * f_{bu} = 39559.8 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (II)$$

$$(I) < (II) \Rightarrow A = 0$$

$$A = \frac{N_u - \psi * b * h * f_{bu}}{f_{st}}$$

$$\text{avec : } \psi = \frac{0.357 + \left(\frac{N_u(d - d') - M_{uA}}{b * h^2 * f_{bu}} \right)}{0.857 - \frac{d'}{h}} = 0.78$$

$$\rightarrow A = \frac{351.85 * 10^{-3} - 0.78 * 0.7 * 0.9 * 14.16}{400} = -165.18 \text{ cm}^2$$

D’ou on ferraille avec $A_{s,min}$

Selon RPA99/2003 (art 7.4.2.1) la section minimale d’armature longitudinale est :

$$A_s^{min} = 0,8\% \cdot b \cdot h \rightarrow \text{RPA art 7.4.2.1}$$

$$A_s^{min} = 0,8\% * 70 * 90 = 50.4 \text{ cm}^2$$

Donc, on ferraille avec A_{min} , soit 18HA16 + 12HA14 = 54.66 cm²

➤ **Armatures transversales**

Soit des cadres de diamètre Ø8 dont l’espacement maximal sont donnés par le RPA,

$$St \leq 15 \cdot \phi_l = 24 \text{ cm}$$

On prend $St = 20 \text{ cm}$

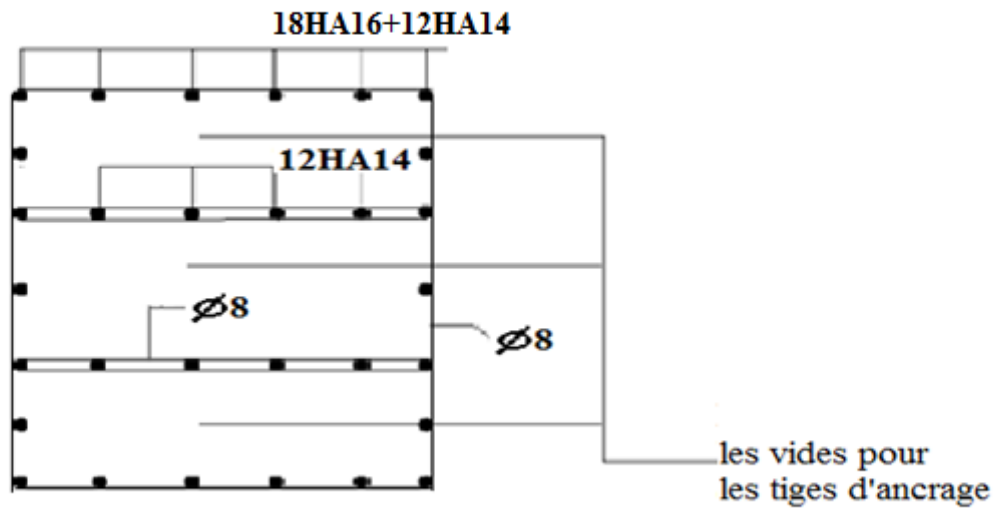


Figure X. 5 : Schéma de ferrailage des futs.

CHAPITRE XI Vérification a la stabilité d'ensemble

1. Introduction :

Après le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure, on doit vérifier la stabilité d'ensemble sous l'action du vent et du séisme.

La stabilité de la structure est assurée si : Σ Moments résistants (stabilisateurs) $\geq \Sigma$ moments renversants.

$$\Sigma M_{st} \geq \Sigma M_R$$

2. Détermination des moments renversants (M_R)

2.1 Cas du vent :

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale (R_x)
- Une composante verticale (R_z)

Vent perpendiculaire au pignon sens V1 :

ZONE	ETAGE	Composante horizontale T(KN)	Composante verticale U(KN)	Coordonnées du point d'application		
				X(m)	Y(m)	Z(m)
D	RDC	56.5	0	6	0	5.5
	1^{er} étage	8.43	0	6	0	9
	2^{ème} étage	47.6	0	6	0	12.07
	3^{ème} étage	79.85	0	6		15.5
E	RDC	94.38	0	6	37	5.5
	1^{er} étage	60.06	0	6	37	9
	2^{ème} étage	85.59	0	6	37	12.07
	3^{ème} étage	98.41	0	6	37	15.5
F₁	Toiture	0	23.44	0.76	1.9	15.324
F₂	Toiture	0	23.44	0,76	13.3	15.324
G	Toiture	0	25.43	0,76	7.6	17.79
H	Toiture	0	300.28	3.8	5.7	16.97
I	Toiture	0	263.76	18.5	5.7	16.97
R_x		178.26 →		X_t=6	Y_t=23.59	Z_t=15,5
R_z			612.9 ↑	X_u=9.91	Y_u=6.14	Z_u=17.52

Tableau XI. 1 : Valeurs des forces horizontales et verticales dans le sens V1 et coordonnées des points d'application.

↑ : Forces verticales.
 → : Forces horizontales

$$X_T = \frac{\sum T_i \cdot x_i}{\sum T_i} ; Y_T = \frac{\sum T_i \cdot y_i}{\sum T_i} ; Z_T = \frac{\sum T_i \cdot z_i}{\sum T_i}$$

$$X_U = \frac{\sum U_{ii} \cdot x_i}{\sum U_i} ; Y_U = \frac{\sum U_i \cdot y_i}{\sum U_i} ; Z_U = \frac{\sum U_i \cdot z_i}{\sum U_i}$$

Vérification de la stabilité longitudinale :

Direction du vent V1 :

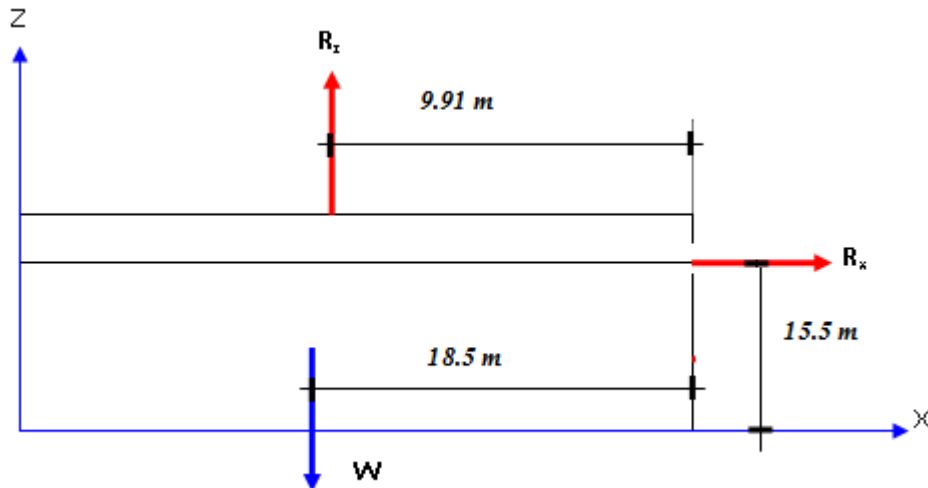


Figure XI. 1 : Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V1.

➤ **Calcul du moment de renversement :**

$$M_r = R_x * 15.5 + R_z * (37 - 9.91) = 178.26 * 15.5 + 612.91 * (37 - 9.91) = 19366.76 \text{ kn.m.m}$$

➤ **Calcul du moment stabilisant :**

$$M_s = W * 18.5$$

Avec :

w : Poids approximatif totale du bâtiment.

$$M_s = 18.5 * 4358.71 = 80636 \text{ kn.m}$$

$M_r < M_s$: La stabilité longitudinale est vérifiée

Vent perpendiculaire au long pan sens V2 :

ZONE	ETAGE	Composante horizontale T(KN)	Composante verticale U(KN)	Coordonnées du point d'application		
				X(m)	Y(m)	Z(m)
D	RDC	178.88	0	0	18.5	3,5
	1 ^{er} étage	113.83	0	0	18.5	7
	2 ^{ème} étage	110.97	0	0	18.5	10,5

	3 ^{ème} étage	137.74	0	0	18.5	
E	RDC	151.36	0	15.2	18.5	3,5
	1 ^{er} étage	96.32	0	15.2	18.5	7
	2 ^{ème} étage	93.89	0	15.2	18.5	10,5
	3 ^{ème} étage	116.55	0	15.2	18.5	
F ₁	Toiture	0	43.26	1,79	4.48	15.27
F ₂	Toiture	0	43.26	1,79	32.51	15.27
G	Toiture	0	85.83	1,79	18.5	15.27
H	Toiture	0	141.6	5.585	18.5	16.92
I	Toiture	0	205.59	13.17	18.5	17.87
J	Toiture	0	145.87	9.38	18.5	17.53
R _x		330.24 →		X _t =6.96	Y _t =18.5	Z _t =15.5
R _z			665.41 ↑	X _u =7.77	Y _u =18.5	Z _u =16.91

Tableau XI. 2 : Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V2 et coordonnées des points d'application.

↑ : Forces verticales.
 → : Forces horizontales

➤ Vérification de la stabilité transversale :

Direction du vent V2 :

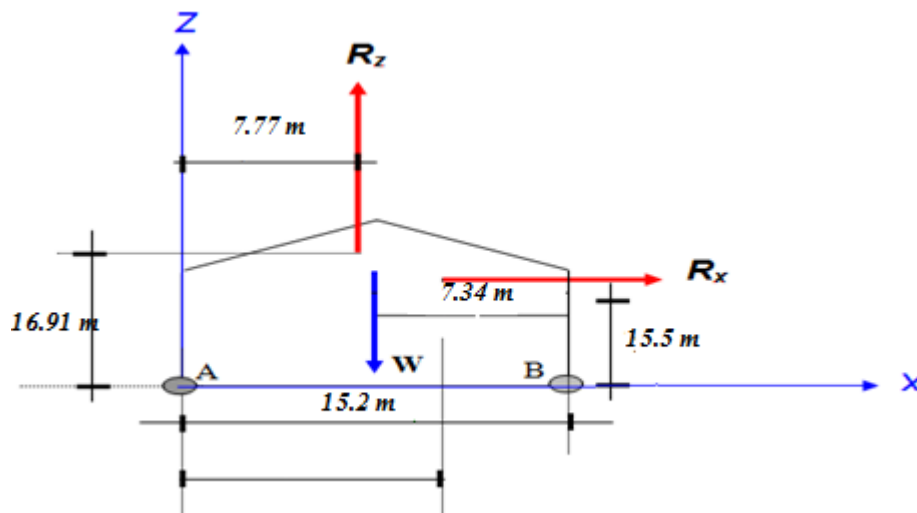


Figure XI. 2 : Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V2.

Calcul du moment de renversement :

$$M_r = R_x * 15.5 + R_z * (15.2 - 7.77) = 330.24 * 15.5 + 665. * (15.2 - 7.77) = 9963.69 \text{ kn.m.m}$$

➤ Calcul du moment stabilisant :

$$M_s = W * 7.6$$

Avec :

W : Poids approximatif totale du bâtiment.

$$M_s = 4358.71 * 7.6 = 33126.2 \text{ kn. m}$$

$M_r < M_s$: La stabilité transversale est vérifiée.

Conclusion :

La stabilité du bâtiment vis-à-vis du vent est vérifiée dans les deux directions et cela est prévisible à cause de la lourdeur du bâtiment et des planchers mixtes dont il dispose.

2.2 Cas du séisme :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol –fondation.

a) Réaction à la base :

Le mode	Réaction					
	$F_x(\text{KN})$	$F_y(\text{KN})$	$F_z(\text{KN})$	$M_{xx}(\text{KN.m})$	$M_{yy}(\text{KN.m})$	$M_{zz}(\text{KN.m})$
CQC	507.71	504.81	1664.21	610.01	866.06	39.12

Tableau XI. 3 : Réaction à la base due aux effets sismiques.

CQC : combinaison quadratique complète.

$$M_{R/xx} = M_{xx} + F_z * Y_G = 610.01 + 1664.21 * 19.27 = 32679.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} + F_z * X_G = 866.06 + 1664.21 * 8.62 = 15211.55 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments résistant (stabilisateurs) :

- Poids de la structure :

$$P_T = 4358.71 \text{ KN}$$

1) Moment résistant

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

- $M_{st/XX} = 4358.71 \times 19.27 = 83992.34 \text{ KN.m}$

- $M_{st/YY} = 4358.71 \times 8.62 = 37572.08 \text{ KN.m}$

Cas du séisme	M_R (KN.m)		M_{st} (KN.m)		$0,8 M_{st}$ (KN.m)	
	Par rapport à l'axe x-x	Par rapport à l'axe y-y	Par rapport à l'axe x-x	Par rapport à l'axe y-y	Par rapport à l'axe x-x	Par rapport à l'axe y-y
	32679.36	15211.55	83992.34	37572.08	67193.9	30057.66

Tableau XI. 4 : Vérification au renversement sous l'effet du séisme.

Tous les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants, donc il n'y'a pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

Conclusion :

La stabilité d'ensemble vis-à-vis du vent et du séisme respectivement est vérifiée ; donc notre construction est stable.

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine de la construction métallique et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

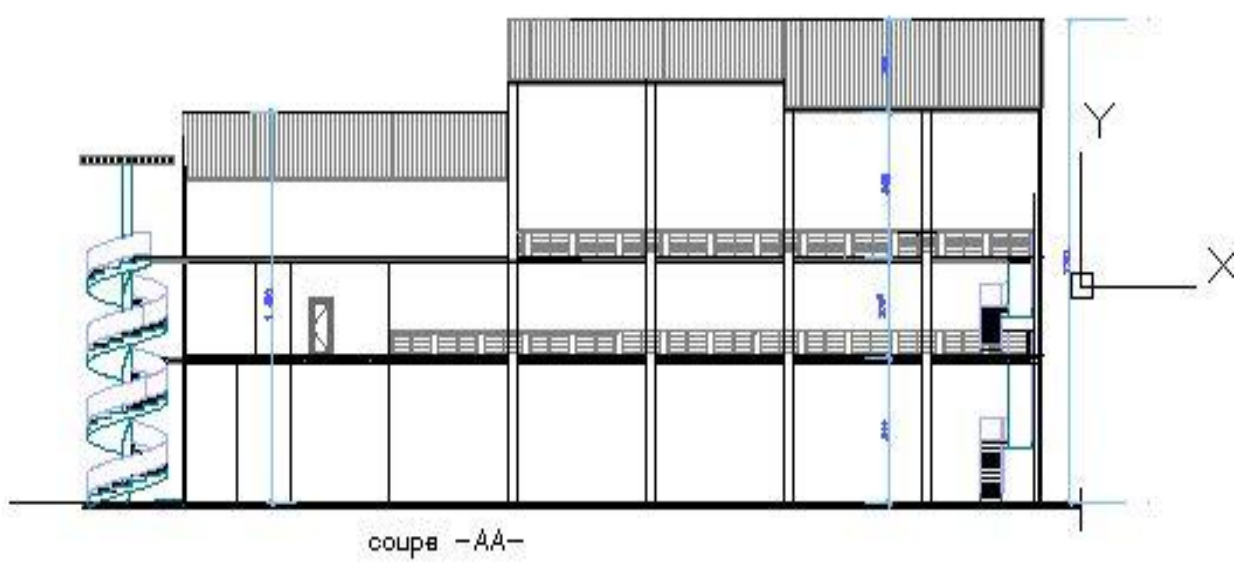
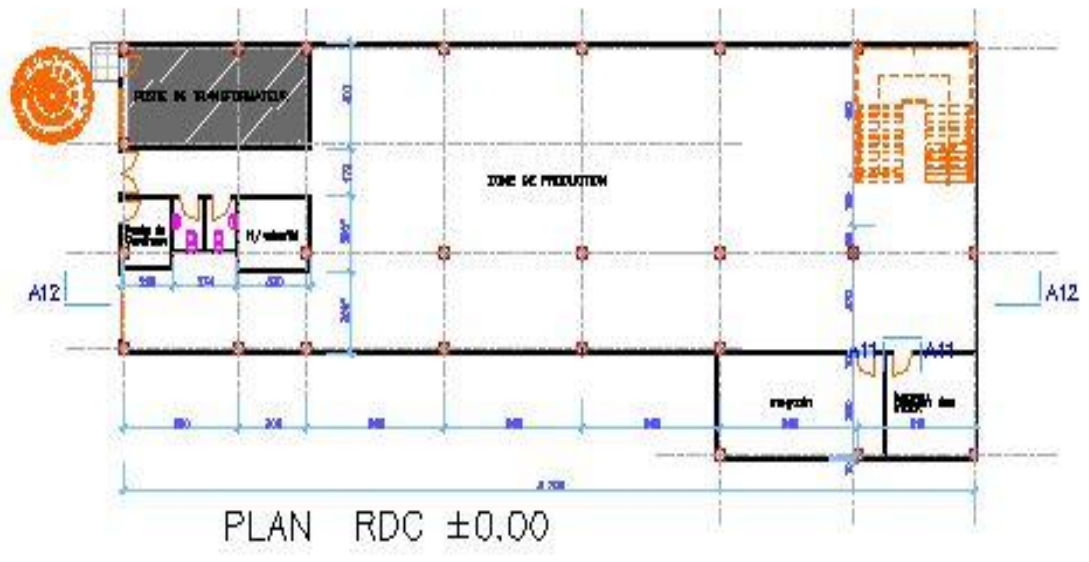
Par ailleurs, au cours de cette étude nous nous sommes parvenu à certaines conclusions qui sont :

- les actions du vent sont les plus défavorables dans les structures métalliques mais la présence de planchers mixtes rigides rend la structure sensible aux actions sismiques, le système de contreventement lui donne un bon comportement vis-à-vis de ces dernières.
- l'acier permet de construire des ouvrages très importants du point de vue capacité portante, légèreté, rapidité d'exécution ce qui permet de construire sur des sols ayant une faible capacité portante.
- les assemblages ont un rôle primordial dans une structure, on dira que c'est le talant d'Achille, de la construction métallique. D'où l'immense porté à l'égard de ce dernier. que ce soit dans le calcul ou dans la réalisation
- La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir de meilleurs résultats.
- Le projet s'est fixé comme objectif, la prévention de tout risque afin de garantir la sécurité des vies et des biens, qui constituent l'une des principales règles dans le domaine du génie civil.

Bibliographie

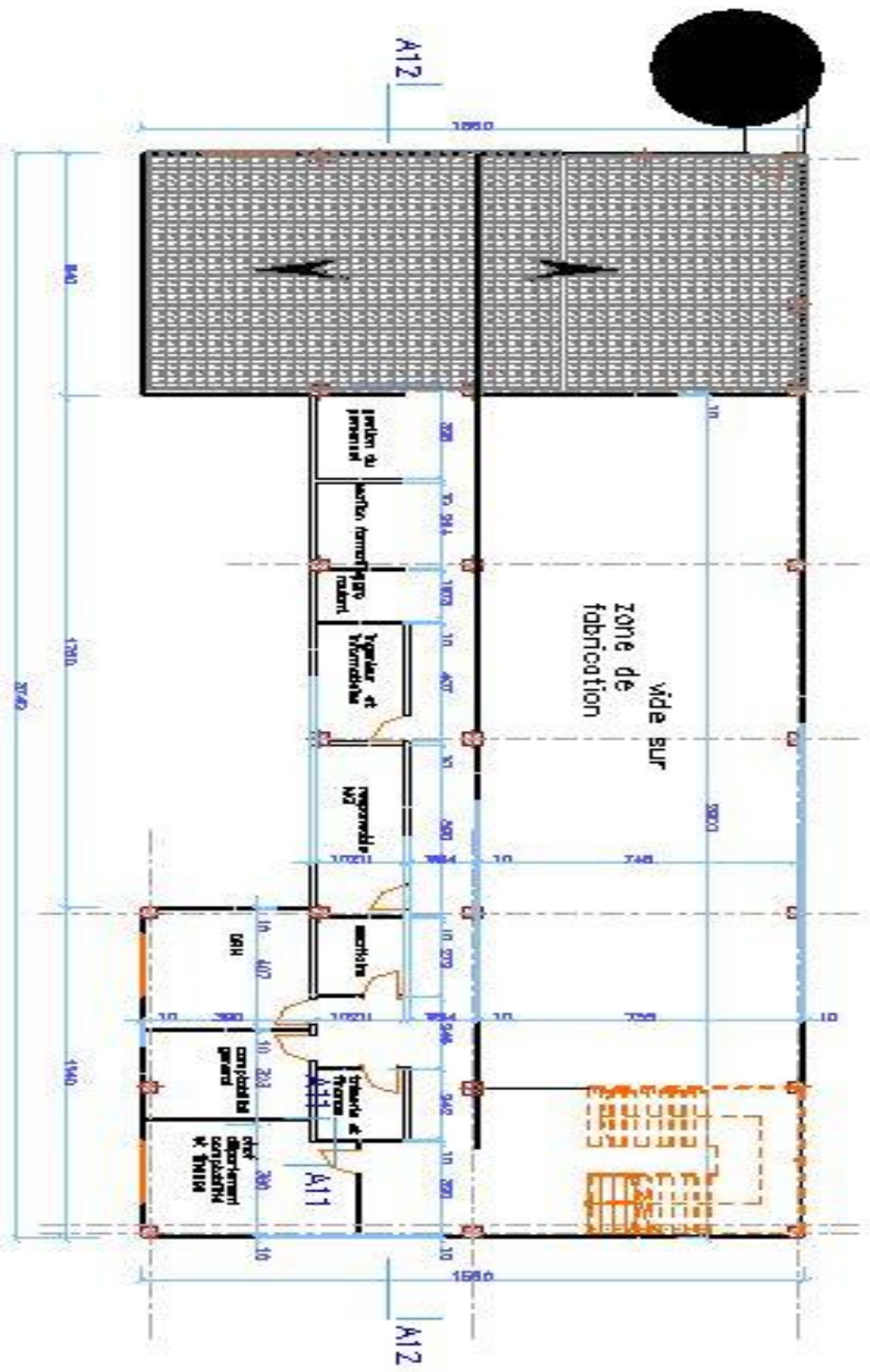
- [1] Règlement Neige et Vent : Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Ministère de l'habitat, 1999.
- [2] Règles Parasismiques Algériennes : RPA 99/version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, 2003.
- [3] Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode03. *Jean Morel*. Eyrolles Paris, 2008
- [4] Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.
- [5] Règles de Calcul des Fondation superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Equipement et de Logement, 1992.
- [6] B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- [7] A.P.K, Constructions métalliques et mixte acier-béton, TOME I. Pierre bourrier et jacques Brozzetti, Eyrolles, 1996
- [8] Calcul des Ouvrages en Béton Armé. M. Belazougui. Office des publications universitaires, 1986.
- [9] Règles de conception et de calculs des structures en béton armé C.B.A 93, DTR B-C 2.4, Ministère de l'habitat.
- [10] Anciens mémoires de fin d'étude.

Plan d'architecture

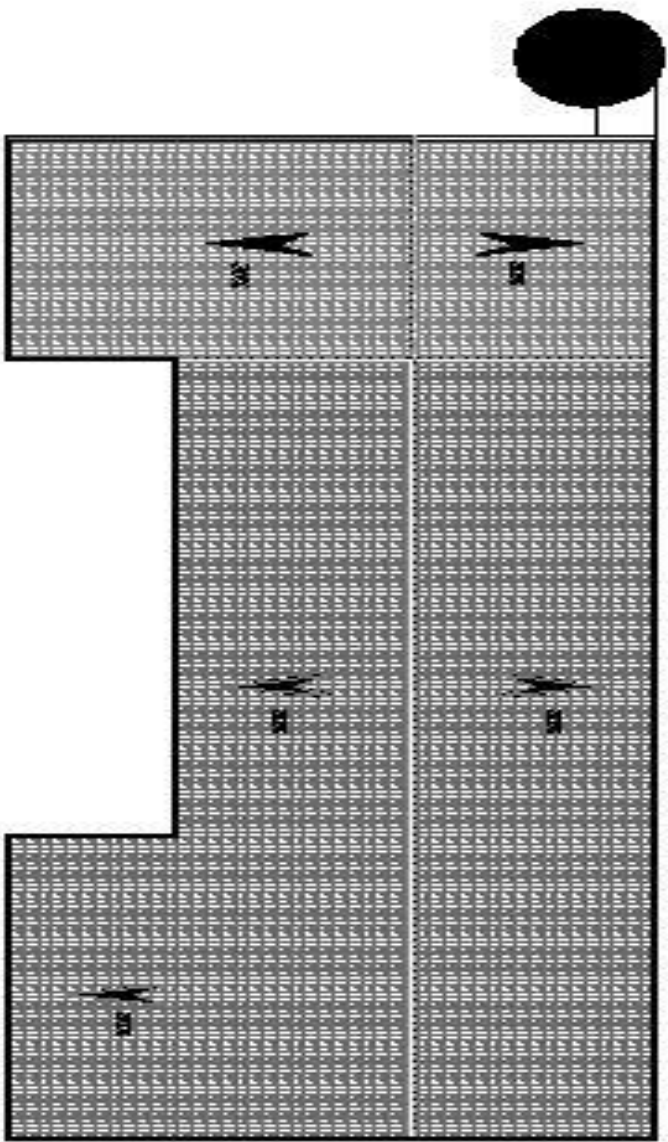




Plan étage 01 NIV 5.50m



Plan etage 03 NIV: 12.07m



plan toiture