

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université de Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil
Spécialité : Construction Métallique.

Thème :

**ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UNE SALLE DE SPORT
A GHAZAOUET (TLEMCEN)**

Présenté le par :

TERBEHE Mohammed amine

NABOUT Mohammed

Devant le Jury composé de :

Mr . HSSAIN

Président

Mr .A.GHENANI

Examineur

Mr .A.RAS

Examineur

Dr .A. MISSOUM

Encadreur

Mr .O.MAACHOU

Encadreur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

DEDICACE

C'est grâce à ALLAH seul que j'ai pu achever ce travail. Je le dédie à :

- ♥ *Mes très chères parents pour leur soutien et leur aide durant toute ma période d'étude, dont je leurs doit toute ma reconnaissance et mon respect.*
- ♥ *A ma mère que DIEU tout puissant la garde en bonne santé.*
- ♥ *Toute la famille NABOUI, BERRAK*
- ♥ *A mes chères sœurs, FATIMA, SAMIA et SOMICHA.*
- ♥ *Mes amis et tous ceux qui m'ont aidés de loin et de près*
MILOUD, MOHAMMED, SOUFYANE, IBRAHIM, SAMIR,
DJALAL, DJEMEL, HAMADA, KRIMO, YAZID, ISMAIL,
OUASSINI, OUSSAMA, MOUS.
- ♥ *Mon binôme TERBECHÉ Amine qui a contribué à la réalisation de ce*
modeste travail.
- ♥ *Tous mes enseignants*
- ♥ *A toute la promotion de génie civil 2013 plus particulièrement la*
promotion de la charpente métallique chaqu'un par son nom.

NABOUI Mohammed

DEDICACE

C'est grâce à ALLAH seul que j'ai pu achever ce travail. Je le dédie à :

♥ *Mes très chères parents pour leur soutien et leur aide durant toute ma période d'étude, dont je leurs doit toute ma reconnaissance et mon respect.*

♥ *A ma mère que DIEU tout puissant la garde en bonne santé.*

♥ *Toute la famille TERBECHÉ, MARROUF*

♥ *A mes chères sœurs, RABAB et KAWTER, à mon frère RAFIK, à mon oncle HALIM, mes amies B. AICHA et K. AMEL*

♥ *Mes amis et tous ceux qui m'ont aidés de loin et de près
MILOUD, OURAGHI, SOUFIANE, MALAH, SGHIR, DJALAL,
BOUZIANE, MOUFEK, LOTFI, H. MOHAMMED, TWANTI*

♥ *Mon binôme NABOUT Mohammed qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

♥ *Tous mes enseignants*

♥ *A toute la promotion de génie civil 2013 plus particulièrement la promotion de la charpente métallique chaque un par son nom*

TERBECHÉ Amine

REMERCIEMENT

Nous adressons nos plus sincères sentiments de reconnaissance et de remerciement envers le bon Dieu, le clément et le miséricordieux, lequel nous a accordé la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à nos deux encadreurs Dr A. MISSOUM et Mr O. MAACHOU, pour le temps qu'ils nous ont accordé de leur confiance et de leur aide scientifique, ainsi leurs précieux conseils.

Nous remercions également tous nos enseignants durant tout notre cursus et spécialement les professeurs de la construction métallique.

Nos remerciements s'adressent aussi aux membres du jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce travail.

Enfin nos remerciements vont également à toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, apporté aide et encouragement.

Merci a tous

TERBECHÉ. A et NABOUT. M

Résumé

Notre projet de fin d'étude consiste à faire la conception et le dimensionnement d'une salle de sport située à ghazaouet (Tlemcen).

Durant le long de notre voyage, nous avons passer par plusieurs étapes : la présentation du projet, le calcul des effets climatiques obtenus selon le règlement RNV 99, afin de pouvoir faire un dimensionnement des différents éléments et leurs assemblages selon les règles CCM 97 concernant la charpente métallique, ainsi nous avons utilisé le BAEL 91 et le RPA 99 version 2003 pour le calcul et le ferrailage des éléments en béton armé à l'aide du logiciel SAP 2000.

Abstract

Our final study project consist the conception and size of sports center. It is situated in ghazaouet (Tlemcen).

During our study, we have passed by many steps; descent of charge, the result of climatic calculus obtained according to the RNV 99, rule to be able to make a size of different elements and their gatherings according to the rules CCM 97 concerning the metallic frame, so that we have used the BAEL 91 and the RPA 99 for the calculus of the elements in reinforced concrete by the helps of SAP 2000.

ملخص

مشروع نهاية دراستنا قام على أساس تصميم و قياس أبعاد قاعة متعددة الرياضة بالغزوات (تلمسان).

على مدى دراستنا لمشروعنا تمكنا من اجتياز عدة مراحل: تقييم الأثقال. حساب تأثيرات المناخ المحصل عليها من قواعد الثلج و الرياح 99. لأجل التمكن من قياس مختلف العناصر و كيف تركيبها ببعضها البعض على أساس التصميم و القياس للمنشآت المعدنية 97 كذلك استخدمنا قواعد الاسمنت المسلح في الحالات 91 المحدودة و القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99 نسخة 2003 للحساب وللتدعيمات بالحديد المركب لمختلف العناصر المكونة من الاسمنت المسلحة بمساعدة حبكة إعلامية SAP 2000 .

TABLE DES MATIERES

Introduction générale	1
Chapitre I : Généralité sur la charpente métallique	2
I.1 Introduction	2
I.2 Avantages et inconvénients de la charpente métallique	2
I.3 Les éléments principaux	2
I.3.1 Fermes	2
I.3.2 Poteaux	3
I.3.3 Portiques	3
I.4 Les Eléments secondaires	3
I.4.1 Contreventements	3
I.4.2 Pannes	4
I.4.3 Couverture	5
Chapitre II : présentation du projet	6
II.1 La situation du projet	6
II.2 Description du projet	7
II.3 Lieu d'implantation	7
II.4 Règlements utilises	7
II.5 Matériaux utilisés	7
II.5.1 L'acier de construction	7
II.5.2 Béton	8
Chapitre III : Etude Climatique	9
III.1 Effet de la neige	9
III.1.1 Introduction	9

III.1.2 Calcul la charge de la neige	9
III.2 Effet du vent	10
III.2.1 Introduction	10
III.2.2 Données relatives au site	10
III.2.3 Calcul le coefficient dynamique : C_d	10
III.2.4 Calcul la pression dynamique : q_{dyn}	11
III.2.4.1 q_{dyn} pour les parois	11
III.2.4.2 q_{dyn} pour Toiture	12
III.2.5 Détermination des coefficients de pression	13
III.2.5.1 Les coefficients de pression externe: C_{pe}	13
III.2.5.2 Coefficients de pression intérieure: C_{pi}	16
III.2.6 Calcul les pressions finales: q_j	17
III.2.7 Force de frottement	21
Chapitre IV : Etude des éléments secondaires	23
IV.1 Calcul des pannes	23
IV.1.1 Introduction	23
IV.1.2 Détermination des sollicitations	23
IV.1.3 Espacement entre pannes	25
IV.1.4 Combinaison des charges	25
IV.1.5 Principe de dimensionnement	26
IV.1.6 Vérification au cisaillement	28
IV.1.7 Vérification au déversement	29
IV.1.8 Vérification des contraintes	33
IV.2 Calcul des liernes de pannes	34
IV.2.1 Introduction	34
IV.2.2 Dimensionnement des liernes	35
IV.3 Calcul de l'échantignolle	36
IV.3.1 Introduction	36
IV.3.2 Dimensionnement de l'échantignolle	36

IV.3.3 Calcul des boulons d'attache : (traction et cisaillement)	38
IV.3.4 Vérification de la section	39
IV.3.5 Calcul cordon de soudure	40
IV.4 Calcul des potelets	41
IV.4.1 Introduction	41
IV.4.2 Condition de flèche	41
IV.4.3 Action et sollicitations	41
IV.4.4 Vérification des contraintes	42
IV.4.5 Résistance au flambement	43
IV.4.6 Résistance au voilement par cisaillement	44
IV.4.7 Stabilité au flambement de la semelle comprimé dans le plan de l'âme	44
IV.4.8 Résistance du Potelet au déversement	45
IV.5 Etude de gradin	47
IV.5.1 Introduction	47
IV.5.2 Modèles de gradin	47
IV.5.3 Dimensionnement de gradin	48
IV.5.4 Dimensionnement des solives	49
IV.5.4.1 Condition de résistance	49
IV.5.4.2 Vérification de la flèche	49
IV.5.4.3 Vérification au cisaillement	50
IV.5.5 Dimensionnement des limons	50
IV.5.5.1 Condition de résistance	50
IV.5.5.2 Vérification de la flèche	50
IV.6 Calcul des chéneaux	51
IV.6.1 Introduction	51
IV.6.2 dimensionnement des chéneaux	51
Chapitre V : Etude des escaliers et du plancher	53
V.1 Etude des escaliers	53
V.1.1 Introduction	53
V.1.2 Dimensions	53
V.1.3 Dimensionnement des supports des marches	54

V.1.4	Dimensionnement de limon	55
V.2	Etude des planchers	56
V.2.1	Introduction	56
V.2.2	Vérification au stade de montage	57
V.2.2.1	Combinaison des charges	57
V.2.2.2	Condition de résistance	57
V.2.2.3	Vérification de la flèche	57
V.2.2.4	Vérification au cisaillement	58
V.2.3	Vérification après exécution	58
V.2.3.1	Combinaison des charges	58
V.2.3.2	Détermination de la position de l'axe neutre	58
V.2.3.3	Calcul du moment d'inertie	59
V.2.3.4	Calcul du moment fléchissant	60
V.2.3.5	Calcul des contraintes de flexion	60
V.2.3.6	Contraintes additionnelle de retrait	60
V.2.3.7	Cumul des contraintes	62
V.3	Calcul des poutres	62
V.3.1	Condition de résistance	62
V.3.2	Vérification de la flèche	62
V.3.3	Vérification au cisaillement	63
V.4	Calcul de ferrailage de la dalle	63
V.4.1	Calcul du moment fléchissant	63
V.4.2	Valeurs minimales des moments	63
V.5	Calcul des connecteurs	64
V.5.1	Résistance au cisaillement d'un connecteur	64
V.5.2	Effort de cisaillement longitudinal	65
V.5.3	Nombre des connecteurs	65
Chapitre VI : Etude sismique		66
VI.1	Introduction	66
VI.2	Principe de la méthode	66
VI.3	Spectre de réponse de calcul	66

VI.4	Analyse dynamique de la structure	67
VI.4.1	Modélisation de la structure	67
VI.4.2	Analyse modale spectrale	69
VI.5	Vérification de la structure	69
VI.5.1	Vérification de la période fondamentale	69
VI.5.2	Vérification de la force sismique à la base	70
VI.5.3	Vérification des déplacements	71
Chapitre VII : Etude des éléments structuraux		72
VII.1	Calcul des poteaux	72
VII.1.1	Introduction	72
VII.1.2	Dimensionnement des poteaux	72
VII.1.2.1	Vérification de résistance	72
VII.1.2.2	Classe de la section transversale	73
VII.1.2.3	Vérification au flambement	73
VII.2	Calcul de la ferme	74
VII.2.1	Introduction	74
VII.2.2	Calcul des efforts dans les barres	74
VII.2.2.1	Schéma statique de la ferme trapézoïdale adoptée	75
VII.2.2.2	Calcul des efforts normaux	76
VII.2.2.3	Les éléments comprimés	76
VII.2.2.4	Les éléments tendus	78
VII.2.2.5	Calcul de la flèche	79
VII.3	Calcul des contreventements	80
VII.3.1	Introduction	80
VII.3.2	Dimensionnement des éléments de contreventement	80
VII.3.2.1	Contreventement verticaux : (Palée de stabilité)	80
VII.3.2.2	Contreventement horizontaux : (poutre au vent)	81
Chapitre VIII : Etude des assemblages		82
VIII.1	Définition	82
VIII.2	Les principaux modes d'assemblage	82
VIII.3	Classification des assemblages	82

VIII.4 Les classes des boulons	82
VIII.5 Calcul des assemblages	82
VIII.5.1 Assemblage poteau- poutre :	82
VIII.5.1.1 Efforts sollicitant	83
VIII.5.1.2 Soudure de la platine	83
VIII.5.1.3 Disposition constructive	84
VIII.5.2 Assemblage membrure supérieur-poteaux	85
VIII.5.2.1 Efforts sollicitant	85
VIII.5.2.2 Soudure de la platine	85
VIII.5.2.3 Dispositions constructives	86
VIII.5.3 Assemblage (barre de ferme)	87
VIII.5.3.1 Efforts sollicitant	87
VIII.5.3.2 La soudure	87
VIII.5.3.3 Disposition constructive	88
VIII.5.4 Assemblage (Membrure sup- Membrure sup)	89
VIII.5.4.1 Efforts sollicitant	89
VIII.5.4.2 Soudure de la platine	90
VIII.5.4.3 Disposition constructive	90
VIII.5.5 Le pied de Poteau	92
VIII.5.5.1 Efforts sollicitant	92
VIII.5.5.2 Dimensionnement de la plaque d'appui	92
VIII.5.5.3 Vérification de la tige d'encrage	93
VIII.5.5.4 Condition d'équilibre de BAEL	94
Chapitre IX : Calcul des fondations	95
IX.1. Introduction	95
IX.2 Semelle centrale	96
IX.2.1 Charges à prendre en considération	96
IX.2.2 Dimensionnement des semelles	96
IX.2.3 Vérification des contraintes	96
IX.2.4 Vérification de la stabilité au renversement	97
IX.2.5 Calcul de ferrailages	97

IX.2.5.1	Ferraillage dans le sens A et B	97
IX.2.5.2	Calcul nombre de barre	97
IX.2.5.3	Détermination de la hauteur du patin "e "	97
IX.3	Semelles d'angle	98
IX.3.1	Charges à prendre en considération :	98
IX.3.2	Dimensionnement des semelles	98
IX.3.3	Vérification des contraintes	99
IX.3.4	Vérification de la stabilité au renversement	99
IX.3.5	Calcul de ferrillages	99
IX.3.5.1	Ferraillage dans le sens A et B	99
IX.3.5.2	Calcul nombre de barre	100
IX.3.5.3	Détermination de la hauteur du patin "e "	100
IX.4	Etude des longrines	100
IX.4.1	Dimensionnement des longrines	100
IX.4.2	Calcul de ferrillage	100
IX.4.3	Condition de fragilité	101
IX.4.4	Calcul des armatures transversales	101
IX.4.5	Calcul de l'espaceement des cadres	101
Conclusion		102

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.1	Résultats des coefficients dynamiques C_d	11
Tableau III.2	Pressions sur les parois verticales suivant long-pan (RDC-Niveau 1)	17
Tableau III.3	Pressions sur les parois verticales suivant long-pan (Niveau 2)	18
Tableau III.4	Pressions sur les parois verticales suivant pignon (RDC-Niveau 1)	18
Tableau III.5	Pressions sur les parois verticales suivant pignon (Niveau 2)	19
Tableau III.6	Pressions sur toiture suivant Long-pan	20
Tableau III.7	Pressions sur toiture suivant pignon	20
Tableau III.8	Force de frottement sur parois suivant long-pan	21
Tableau III.9	Force de frottement sur parois suivant pignon	22
Tableau V.1	Caractéristique du profilée IPE240	58
Tableau VI.1	Facteur de qualité	67
Tableau VI.2	Eléments structuraux constituant la salle	68
Tableau VI.3	Résultante des forces sismiques à la base	71
Tableau VI.4	Déplacement relatifs dans le sens (x-x)	71
Tableau VI.5	Déplacement relatifs dans le sens (y-y)	71
Tableau VII.1	Caractéristique de profilée HEA360	72
Tableau VII.2	Caractéristique de profilée IPE160	75
Tableau VII.3	Caractéristique de cornière L80/80/8	75
Tableau VII.4	Résultats des efforts normaux de la ferme	76
Tableau VII.5	Résultats de flèche de la ferme	79
Tableau VIII.1	Classes des boulons	82
Tableau IX.1	Les efforts sollicitant M et N de la semelle centrale	96
Tableau IX.2	Les efforts sollicitant M et N de la semelle d'angle	98

LISTE DES FIGURES

FigureI.1	Les éléments constitutifs d'une ferme à un système triangulé	3
FigureI.2	Les contreventements horizontaux et verticaux	4
FigureI.3	Types de pannes	4
FigureI.4	Couverture en tôles nervurées « T.N.40 »	5
FigureII.1	Vue en perspective d'une salle de sport	6
FigureII.2	Localisation du projet	6
FigureIII.1	Les directions du vent	10
FigureIII.2	Coefficient de pression externe sur parois suivant long-pan	13
FigureIII.3	Coefficient de pression externe sur parois suivant pignon	14
FigureIII.4	Coefficient de pression externe sur toiture suivant long-pan	15
FigureIII.5	Coefficient de pression externe sur toiture suivant pignon	16
FigureIII.6	Pressions sur les parois verticales suivant long-pan (RDC-Niveau 1)	17
FigureIII.7	Pressions sur les parois verticales suivant long-pan (Niveau 2)	18
FigureIII.8	Pressions sur les parois verticales suivant pignon (RDC-Niveau 1)	19
FigureIII.9	Pressions sur les parois verticales suivant pignon (Niveau 2)	19
FigureIII.10	Pressions sur toiture suivant Long-pan	20
FigureIII.11	Pressions sur toiture suivant pignon	21
Figure IV.1	Cas des sollicitations	23
Figure IV.2	Dimensions de la tôle de couverture	24
Figure IV.3	Les liernes des pannes	35
Figure IV.4	Panne-échantignolle-membrure supérieur	36
Figure IV.5	Modèles de gradin (simple gradin)	48
Figure IV.6	Coupe transversal du gradin	48

FigureIV.7	Coupe transversale du chèneau	51
FigureIV.8	Moignon cylindrique	52
Figure V.1	Structure des escaliers	53
Figure V.2	Les charges sur la cornière	54
Figure V.3	Charges appliqués sur un limon	55
Figure V.4	Montage poutre/dalle	56
Figure V.5	Diagramme des contraintes de flexion	60
Figure V.6	Diagramme des contraintes additionnelles de retrait	61
Figure V.7	Diagramme de cumul des contraintes	62
Figure V.8	Disposition des connecteurs	65
Figure VI.1	Spectre de réponse	69
Figure VII.1	Schéma statique de la ferme trapézoïdale	75
FigureVII.2	Schéma statique représente les nœuds de la flèche maximale	79
FigureVIII.1	3D d'assemblage poteau - poutre (HEA360 – IPE360)	82
Figure VIII.2	Détail d'assemblage poteau - poutre (HEA360 – IPE360)	83
Figure VIII.3	3D d'assemblage membrure sup – membrure sup (IPE160-IPE160)	89
FigureVIII.4	Détail d'assemblage membrure sup – membrure sup (IPE160IPE160)	89
FigureVIII.5	3D de la jonction poteau-fondation	92
Figure VIII.6	Détail de la jonction poteau-fondation	92
Figure IX.1	Digramme des contraintes agissant sur les fondations	95
Figure IX.2	Ferraillage de la semelle centrale	98
Figure IX.3	Ferraillage de la semelle d'angle	100

LISTE DES NOTATIONS

A	: Section brute d'une pièce ;
A_{net}	: Section nette d'une pièce ;
A_w	: Section de l'âme ;
A_v	: Aire de cisaillement
C_t	: Coefficient de topographie ;
C_r	: Coefficient de rugosité ;
C_p	: Coefficient de pression ;
C_e	: Coefficient d'exposition ;
C_d	: Coefficient dynamique ;
E	: Module d'élasticité longitudinale de l'acier ;
G	: Module d'élasticité transversale de l'acier ;
G	: Charge permanente ;
I	: Moment d'inertie ;
K	: Coefficient d'encastrement ou de Rigidité poteaux/Poutre ;
K_0	: Coefficient de flambement ;
K_T	: Facteur de terrain ;
L	: Longueur ;
M_{Sd}	: Moment fléchissant ;
M_{Rd}	: Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise ;
M_{pl}	: Moment plastique ;
M_{Cr}	: Moment critique ;
M_{sd}	: Valeur de calcul du moment fléchissant ;
$M_{b,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance au déversement ;
$N_{pl,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute ;
$N_{b,Rd}$: Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement ;
N_{Sd}	: Effort normal ;
$N_{t\ sd}$: Effort normal de traction ;
$N_{c\ sd}$: Effort normal de compression ;
N_{pl}	: Effort normal plastique ;
$N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression uniforme ;
Q	: Charge d'exploitation ;
R	: Coefficient de comportement de la structure ;
S	: Surface ;
S	: La charge de la neige ;
S_k	: La charge de la neige sur le sol ;
V_{Sd}	: Valeur de calcul de l'effort tranchant ;
$V_{pl,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement ;
V_k	: Effort tranchant d'étage au niveau « k » ;
$V_{réf}$: Vitesse de référence du vent ;
W_{el}	: Module de résistance élastique ;
W_{pl}	: Module de résistance plastique ;

W	: Poids de la structure
d	: Diamètre d'une section circulaire ;
f	: La flèche ;
f_y	: Limite d'élasticité ;
h	: Hauteur d'une pièce ;
l	: Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau);
l_f	: Longueur de flambement ;
r	: Rayon d'une section circulaire ;
t	: Épaisseur d'une pièce ;
t_f	: Épaisseur d'une semelle de poutre ;
t_w	: Épaisseur de l'âme de poutre ;
z	: Hauteur au-dessus du sol ;
z_0	: Paramètre de rugosité ;
z_{eq}	: Hauteur équivalente ;
z_{min}	: Hauteur minimale ;
χ	: Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié ;
β	: Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ;
β_w	: Facteur de corrélation ;
β_M	: Facteur de moment uniforme équivalent ;
β_M	: Coefficient de sécurité ;
λ	: Élancement ;
$\overline{\lambda}_{LT}$: Élancement de déversement ;
α	: Facteur d'imperfection ;
\emptyset	: Rotation ;
\emptyset_{LT}	: Rotation de déversement ;
τ	: Contrainte limite de cisaillement en élasticité ;
ε	: Coefficient de réduction élastique de l'acier ;
σ_a	: Contrainte de l'acier ;
σ_b	: Contrainte du béton ;
ξ	: Pourcentage d'amortissement critique ;
η	: Facteur de correction d'amortissement ;
δ_{ek}	: Déplacement dû aux forces sismiques F_i ;
δ_k	: Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » ;
μ	: coefficient de forme de la charge de neige ;
M_r	: Moment de renversement
C_{fr}	: Coefficient de frottement
S_{fr}	: Aire de l'élément

INTRODUCTION

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

Il s'agit d'une salle de sport en charpente métallique située à Ghazaouet, Wilaya de TLEMCCEN.

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

Notre travail est divisé en plusieurs chapitres. Après l'introduction,

- ✓ Le premier chapitre : Généralité sur la charpente métallique.
- ✓ Le deuxième chapitre : Présentation de projet.
- ✓ Le troisième chapitre : Les Charges climatiques (Neige et Vent) selon le « RNV99 ».
- ✓ Le quatrième chapitre : Evaluation des charges permanentes, d'exploitations selon le règlement Algérien « charges et surcharges », et le dimensionnement des éléments secondaire selon le « CCM97 ».
- ✓ Le cinquième chapitre : Etude d'escalier et de la dalle.
- ✓ Le sixième chapitre : Etude sismique du bâtiment selon le « RPA99 ».
- ✓ Le septième chapitre : Dimensionnement des éléments porteurs.
- ✓ Le huitième chapitre : Il consiste à étudier les différents assemblages métalliques de la structure selon le règlement Algérienne.
- ✓ En fin le neuvième chapitre : Traite l'étude de l'infrastructure selon le « BAEL91 ».

Notre mémoire est finalisé par une conclusion générale.

I.1 INTRODUCTION :

Les constructions métalliques sont utilisées dans deux grands groupes d'ouvrages :

✓ Les systèmes à barres :

- 1- Ossature de bâtiment industriel,
- 2- Pont-rail et pont-route,
- 3- Bâtiment de grande hauteur,

✓ Les systèmes coques :

- 1- Gazomètre,
- 2- Réservoir pour liquide,
- 3- Ouvrages spéciaux : haut-Fournaux.

I.2 AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE LA CHARPENTE METALLIQUE :

➤ Les avantages de la construction métallique :

- Capacité portante.
- Légèreté.
- Exécution et montage industriels en temps record.
- Souplesse.
- Démontabilité et transformation rapides.
- Facilité de contrôle.

➤ Les inconvénients :

- Corrosion.
- Mauvaise résistance au feu.

I.3 LES ELEMENTS PRINCIPAUX :

I.3.1 Fermes :

Les fermes constituées d'un certain nombre de barres droites qui sont liées par des nœuds et forment un système géométriquement indéformable chargé uniquement dans ses nœuds.

Voici le schéma qui représente les éléments constructifs d'une ferme à système triangulé :

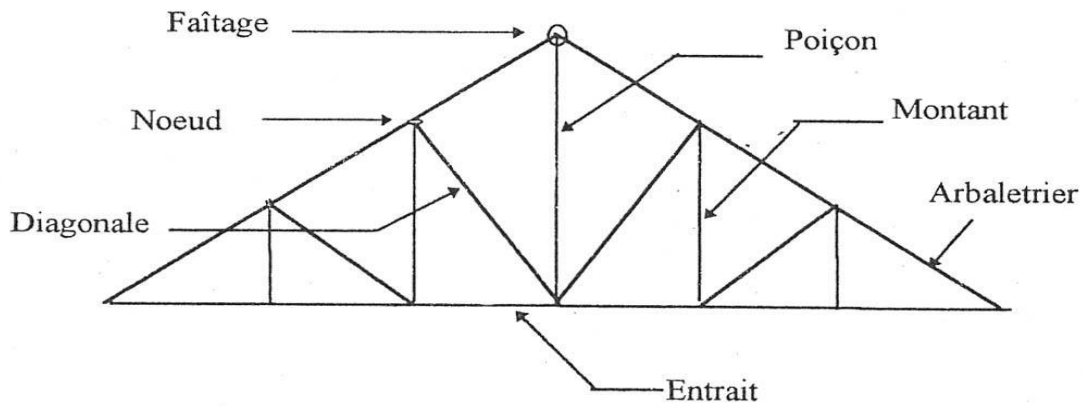


Figure I.1 : Les éléments constitutifs d'une ferme à un système triangulé

I.3.2 Poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui assurent la transmission des charges aux fondations.

I.3.3 Portiques :

Les portiques sont composés de fermes ou traverses ainsi que de poteaux qui supportent les fermes.

Leur conception est variable en fonction notamment :

- De leur portée.
- Du schéma statique retenu pour la structure (qui dépend de la nature du sol, de l'existence ou non de ponts roulants, de la nature des équipements secondaire,... etc.)
- Mode de réalisation : on distingue deux types de portiques :
 - Portique avec traverses à âme pleine.
 - Portique avec fermes à treillis.

I.4 LES ELEMENTS SECONDAIRES :

I.4.1 Contreventements :

Ce sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ensemble d'une construction soumise à l'effet de la poussée du vent et les transmettent au sol de fondation.

Les contreventements revêtent la forme de barres de triangulation appelées « barres de contreventements ».

On distingue deux types de contreventements suivant leur disposition toiture :

- Contreventement horizontal (poutre au vent).
- Contreventement vertical (palée de stabilité).

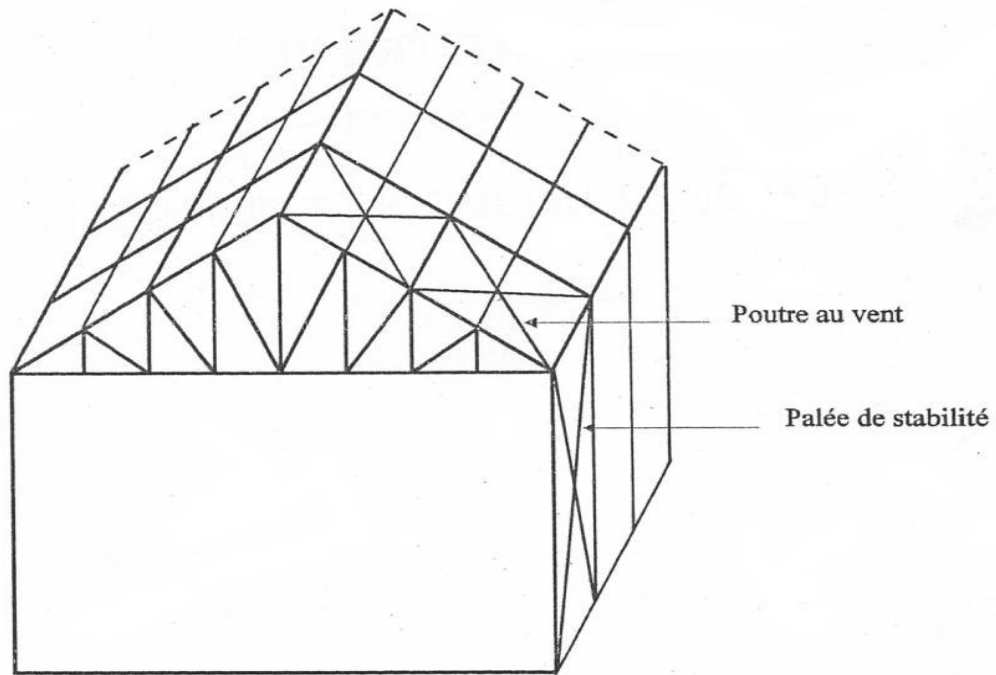


Figure I.2 : Les contreventements horizontaux et verticaux

I.4.2 Pannes :

Ce sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme.

Les pannes sont assemblées à l'aide de boulons par l'intermédiaire d'un élément en équerre appelé « échantignolle »

On peut définir trois types de pannes en fonction de leur disposition sur le versant, voir schéma suivant :

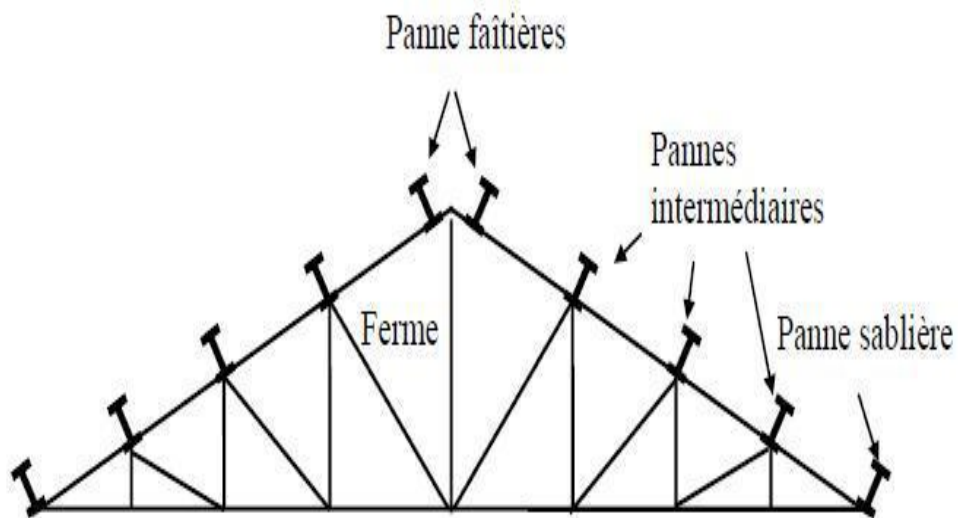


Figure I.3 : Types de pannes

I.4.3 Couverture :

C'est un ensemble de parois extérieures assurant l'étanchéité horizontale d'un ouvrage. Elle est supportée directement par des pannes dans le cas des tôles longues.

Quelque type de couvertures :

- Couverture en tôles ondulées.
- Couverture en tôles nervurées : (ex : T.N.40).
- Couverture en ardoise.
- Couverture en panneau sandwich.
- Couverture en tuiles.

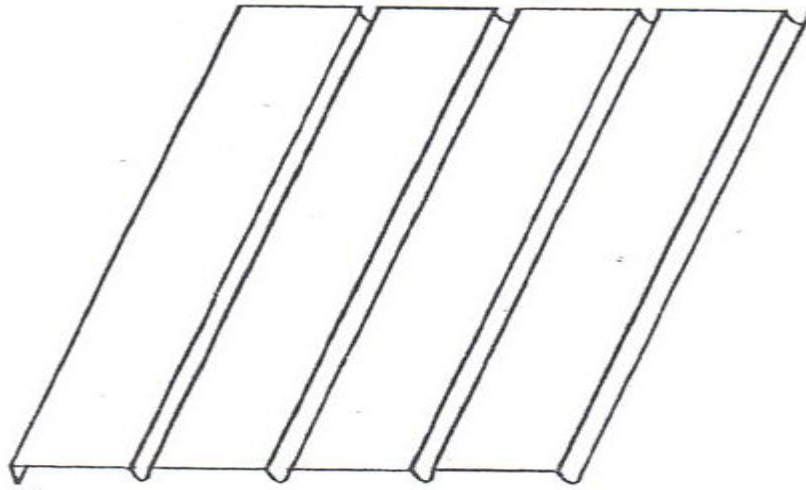


Figure I.4 : Couverture en tôles nervurées « T.N.40 »

II.1 LA SITUATION DU PROJET :

Ce projet consiste à faire l'étude d'une salle omni sport à GHAZAOUET (Wilaya de TLEMCCEN).



Figure II.1 Vue perspective d'une salle de sport



Figure II.2 : Localisation du projet.

II.2 DESCRIPTION DU PROJET :

La salle à une forme en plans rectangulaire de dimension $48,6\text{m} \times 43,2\text{m}$ elle est composée d'un seul bloc avec deux niveaux. La couverture est en charpente métallique.

RDC: salle de gymnastique, salle d'haltérophile, terrain de sport, vestiaires, salon d'honneur, bureaux

PREMIER ETAGE : dépôt de stockage, gradin

✓ Les données géométriques de l'ouvrage sont :

La hauteur totale : $H_T = 12\text{ m}$.

La largeur totale : $L_1 = 43,2\text{ m}$.

La longueur totale : $L_2 = 48,6\text{ m}$.

La pente de versant : $6,9\%$

II.3 LIEU D'IMPLANTATION :

- Ghazaouet (Tlemcen).
- Altitude : 197 m.
- Zone de neige par commune : ZONE A.
- Séisme : zone sismique I : groupe d'usage (1B).
- Contrainte admissible du sol est de $\sigma_{\text{sol}} = 2,5\text{ bars}$.

II.4 REGLEMENTS UTILISE :

- CCM97 : Règles de calcul des constructions en acier.
- DTR C2.2 : Document technique règlement charges permanentes et d'exploitation.
- RPA99 : Règles parasismiques algériennes version 2003.
- BAEL91 : Béton Armé aux Etats Limite.
- RNV99 : Règles définissant les effets de la Neige et du Vent.

II.5 MATÉRIAUX UTILISÉS :

II.5.1 L'acier de construction :

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

- Nuance d'acier : FeE235.
- La limite élastique : $f_y = 235$ MPa.
- La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa.
- La masse volumique : $\rho = 7850$ Kg/m³
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000$ MPa.
- Module d'élasticité transversale : $G = 84000$ MPa.

II.5.2 Béton :

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

Ces caractéristiques sont :

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25$ MPa
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1$ MPa
- Poids volumique : $\rho = 230$ Kg/ m³

III.1 EFFET DE LA NEIGE :

III.1.1 Introduction:

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

Le règlement RNV99 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 m.

Notre projet se trouve à une altitude de 197 m.

III.1.2 Calcul la charge de la neige :

$$S = \mu \cdot S_K \quad [\text{KN/m}^2]$$

S_K : (KN/m^2) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

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

La salle étudiée est située à Ghazaouet, Wilaya de Tlemcen, qui correspond à la zone A. selon la classification de RNV99.

La valeur de S_K est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H en m du site considéré :

$$S_k = \frac{(0,07 \times H + 15)}{100}$$

Avec : H = 197 m

$$S_k = 0,288 \text{ KN/m}^2$$

On a:

$$\tan \alpha = \frac{1.5}{21.8} = 0,0688 \Rightarrow \alpha = 4^\circ$$

$0 \leq \alpha \leq 15^\circ \Rightarrow \mu = 0,8$: toitures à deux versants (voir annexe A.1)

Donc :

$$S = 2 \times \mu \times S_k = 2 \times 0,8 \times 0,288$$

$$S = 0,46 \text{ KN/m}^2.$$

III.2 EFFET DU VENT:

III.2.1 Introduction:

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

III.2.2 Données relatives au site:

- Catégorie de construction I (voir annexe A.2.1)
- Site plat : $C_T = 1$
- Zone de vent I
- $q_{\text{réf}} = 37,5 \text{ kg/m}^2$ (voir annexe A.2.2)
- $V_{\text{réf}} = 25 \text{ m/s}$
- Catégorie de terrain III (voir annexe A.2.3)
- $K_T = 0,22$ (facteur de terrain)
- $Z_0 = 0,3$ (paramètre de rugosité)
- $Z_{\text{min}} = 8\text{m}$ (hauteur minimale)
- $\xi = 0,37$.

III.2.3 Calcul le coefficient dynamique C_d :

La structure étudiée est une structure métallique, pour déterminer C_d on utilise l'abaque de l'annexe A.2.4

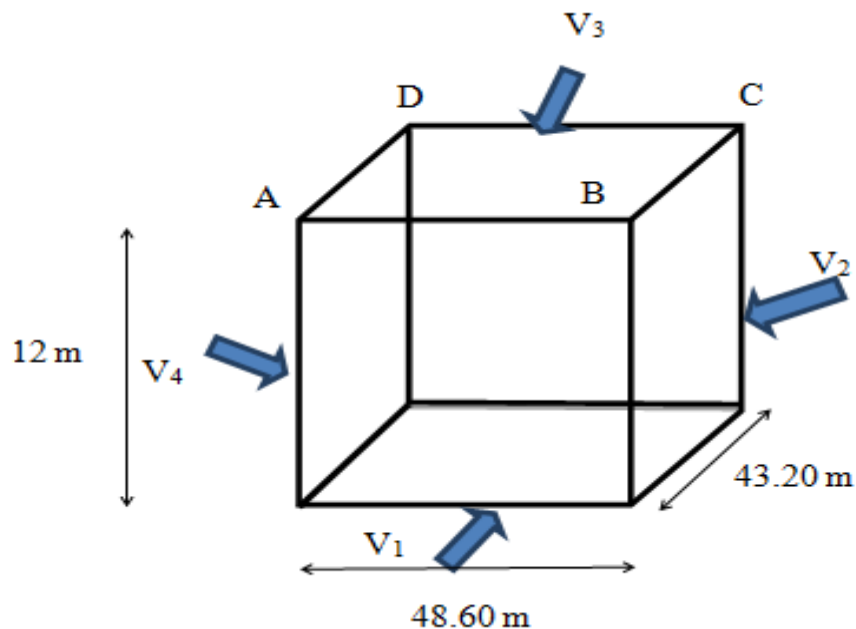


Figure III.1 : Les directions du vent

On obtient :

direction du vent	Coefficient C_d
V_{AB} (48,6 - 12) m	0,89
V_{BC} (43,2 - 12) m	0,90
V_{CD} (48,6 - 12) m	0,89
V_{AD} (43,2 - 12) m	0,90

Tableau III.1 Résultats des coefficients dynamiques C_d

Donc : $C_d < 1,2 \rightarrow$ la structure est peu sensible aux excitations dynamique

III.2.4 Calcul la pression dynamique: q_{dyn}

$$q_{dyn}(z_j) = q_{réf} \times C_e(z_j) \quad [N/m^2].$$

$$q_{réf} = 37,5 \text{ daN/m}^2.$$

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

$$C_e(z_j) = C_T^2(z_j) \times C_r^2(z_j) \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z_j) \times C_T(z_j)} \right] \dots\dots\dots \text{formule(2.13) R.N.V99}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} C_r(z_j) = K_T \times \ln\left(\frac{z_j}{z_0}\right) & z_{\min} \leq z_j \leq 200 \text{ m} \\ C_r(z_j) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) & z_j < z_{\min} \end{cases}$$

III.2.4.1 q_{dyn} pour les parois :

Pour les 4 façades : AB, BC, CD et AD

Niveau RDC :

$$Z_j = \frac{3,4}{2} = 1,70 \text{ m}$$

On a: $Z_j < Z_{\min} \Rightarrow 1,70 < 8 \text{ m}$

$$C_r(z_j) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) = 0,22 \times \ln\left(\frac{8}{0,3}\right) = 0,72$$

$$C_e(z_j) = C_T^2 \times C_r^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_T(z)} \right]$$

$$= 1 \times (0,72)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times 0,22}{0,72 \times 1} \right]$$

$$C_e(z_j) = 1,62$$

$$q_{dyn} = q_{réf} \times C_e(z_j) = 37,5 \times 1,62 = \mathbf{61 \text{ daN/m}^2}$$

Niveau 1 :

$$Z_j = 3,4 + \frac{3,4}{2} = 5,10 \text{ m}$$

$$\text{On a : } Z_j = 5,10\text{m} < Z_{\min} = 8 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } \mathbf{q_{\text{dyn}} = 61 \text{ daN/m}^2}$$

Niveau 2 :

$$Z_j = 3,4 + 3,4 + \frac{3,7}{2} = 8,65 \text{ m}$$

$$\text{On a : } Z_j > 8\text{m}$$

$$C_r(z_j) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_j}{Z_0}\right) = 0,22 \times \ln\left(\frac{8,75}{0,3}\right) = 0,74$$

$$C_e(z_j) = 1 \times (0,74)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times 0,22}{0,74 \times 1}\right] = 1,68$$

$$\mathbf{q_{\text{dyn}} = 37,5 \times 1,68 = 63 \text{ daN/m}^2}$$

III.2.4.2 q_{dyn} pour Toiture :

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

$$\text{Avec : } z_j = 11 \text{ m} > 8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} C_r(z_j) &= K_T \times \ln\left(\frac{z_j}{z_0}\right) \\ &= 0,22 \times \ln\left(\frac{11}{8}\right) \end{aligned}$$

$$C_r(z_j) = 0,79$$

$$\begin{aligned} C_e(z_j) &= C_t^2(z_j) \times C_r^2(z_j) \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z_j) \times C_T(z_j)}\right] \\ &= (1)^2 \times (0,79)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times 0,22}{0,79 \times (1)}\right] \end{aligned}$$

$$C_e(z_j) = 1,84$$

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

$$= 37,5 \times 1,84$$

$$\mathbf{q_{\text{dyn}} = 69 \text{ daN/m}^2}$$

III.2.5 Détermination des coefficients de pression:

III.2.5.1 Les coefficients de pression externe: C_{pe}

a/ Parois verticales :

long-pan : faces AB et CD :

Avec :

$H = 12 \text{ m. } b = 48,6 \text{ m. } d = 43,2 \text{ m}$

$e = \min (b, 2h) = \min (48,6.24) = 24 \text{ m}$

On a : $d > e$.

$S = 48,6 \times 12 = 583,2 \text{ m}^2$

$S \geq 10 \text{ m}^2$

Donc : $C_{pe} = C_{pe.10}$

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

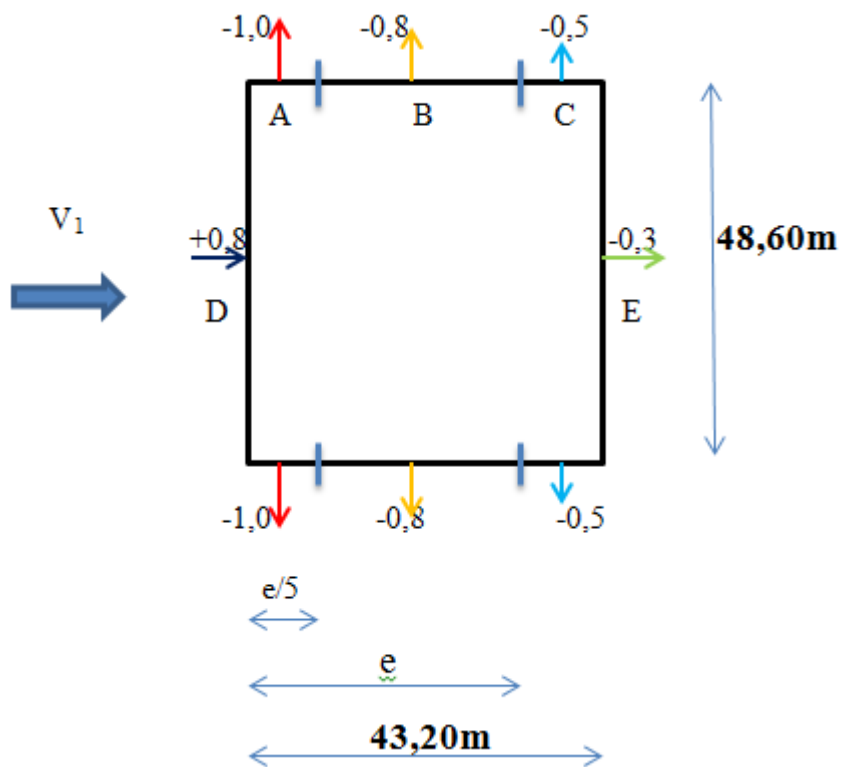


Figure III.2 Coefficient de pression externe sur parois suivant long-pan

Pignon : faces BC et AD :

Avec :

$h = 12 \text{ m}$. $b = 43,2 \text{ m}$. $d = 48,6 \text{ m}$. $e = 24 \text{ m}$

Donc: $d > e$.

$S = 12 \times 43,2 = 518,4 \text{ m}^2$

$S > 10 \text{ m}^2$

Donc: $C_{pe} = C_{pe.10}$

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

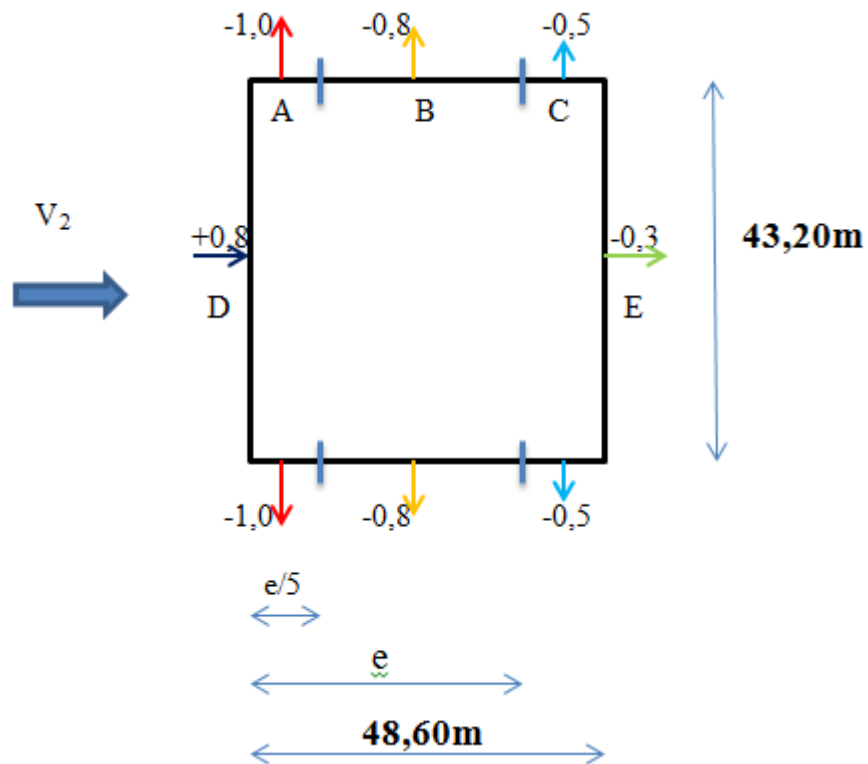


Figure III.3 Coefficient de pression externe sur parois suivant pignon

b/ Toiture à deux versants :

long-pan : faces AB et CD :

Avec : $h = 12 \text{ m}$. $b = 48,6 \text{ m}$. $d = 43,2 \text{ m}$. $\alpha = 4^\circ$

Pour : Face AB $\rightarrow 0^\circ$

Face CD $\rightarrow 180^\circ$ Tableau (5.4) (R.N.V99)

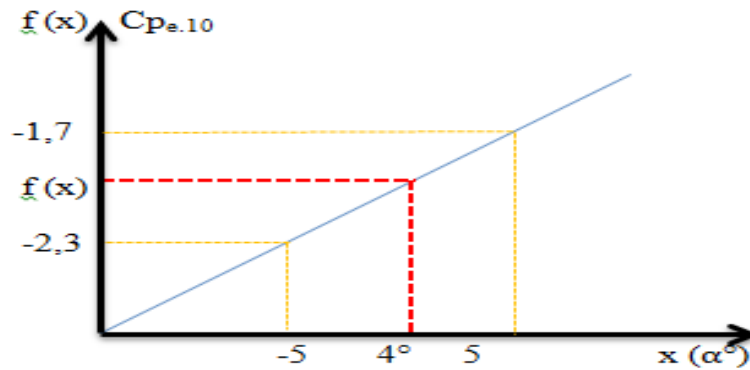
$e = \min (b , 2h) = 24 \text{ m}$

Calcule C_{pe} par la méthode de l'interpolation par le tableau (5.4). (R.N.V99)

$\alpha = 4^\circ \quad -5 < \alpha < 5$

$f(x) = \left[\frac{f(x_2) - f(x_1)}{x_2 - x_1} \right] x (x - x_1) + f(x_1)$

Exemple :



$f(x) = \left[\frac{-1,7 + 2,3}{10} \right] x (4 + 5) - 2,3$

$f(x) = -1,77$

On a: $S = d \times b = 43,2 \times 48,6 > 10 \text{ m}^2$

Donc : $C_{pe} = C_{pe.10}$

Zone	F	G	H	I	J
$C_{pe.10}$	-1,77	-1,20	-0,62	-0,30	-0,30

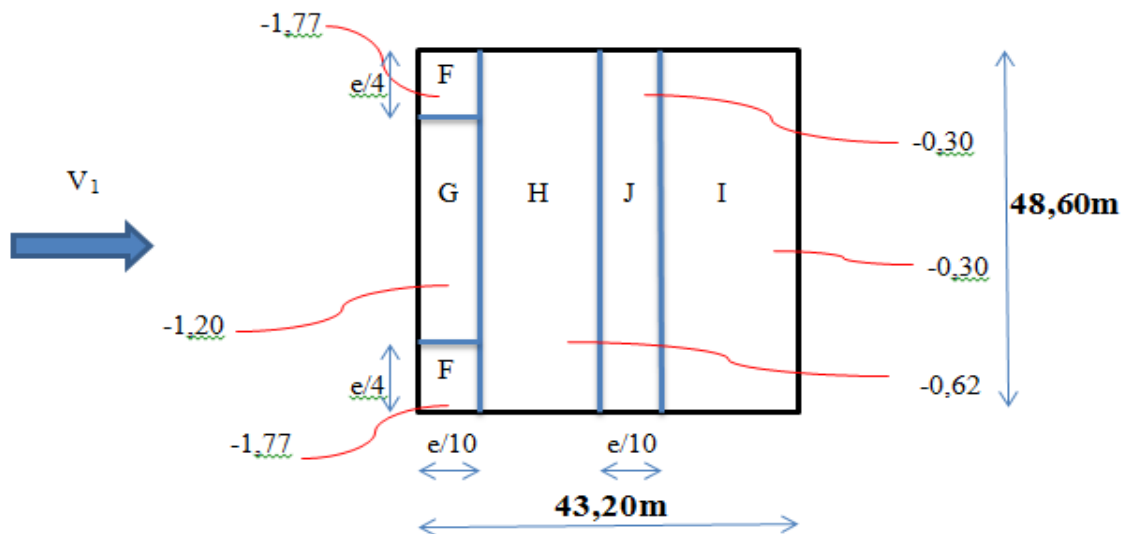


Figure III.4 Coefficient de pression externe sur toiture suivant long-pan

Pignon : faces BC et AD:

Avec :

$h=12\text{ m}$, $b= 43,2\text{ m}$. $d= 48,6\text{ m}$. $\alpha = 4^\circ$

Pour :

Face BC $\rightarrow 90^\circ$

Face AD $\rightarrow 270^\circ$ Tableau (5.4) (R.N.V99)

$e = 24\text{ m}$

Puisque on a : $S = 43,2 \times 48,6 > 10\text{ m}^2$

Donc: on utilise $C_{p_{e.10}}$.

Par la méthode de l'interpolation, on obtient :

Zone	F	G	H	I
$C_{p_{e.10}}$	-1,62	-1,28	-0,70	-0,68

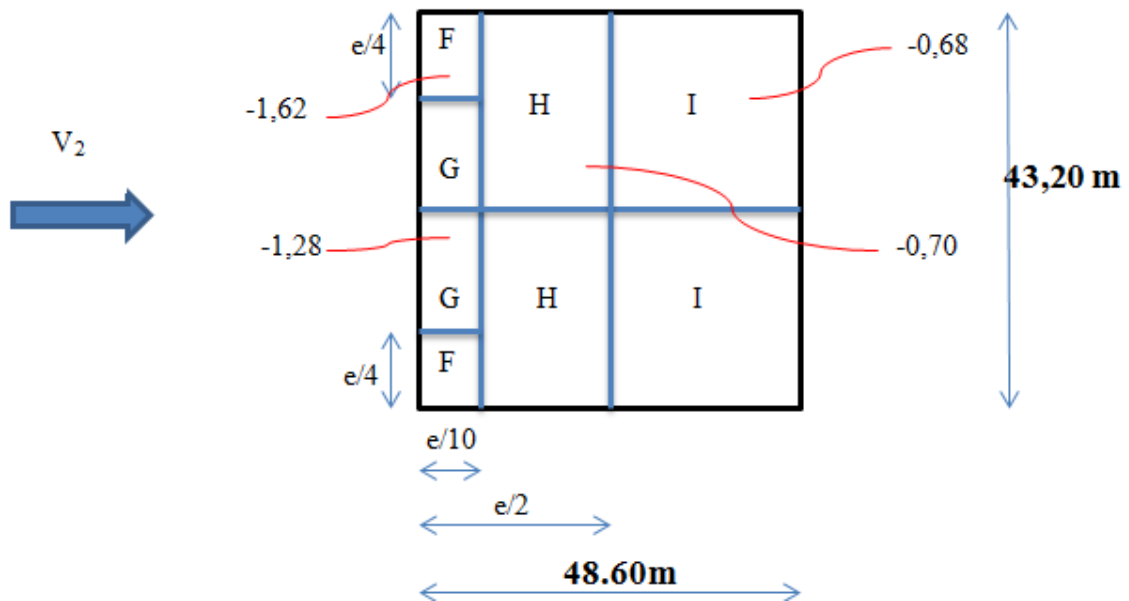


Figure III.5 Coefficient de pression externe sur toiture suivant pignon

III.2.5.2 Coefficients de pression intérieure: C_{p_i}

Dans le cas de bâtiments avec cloisons intérieurs, Les coefficients utilisés sont :

$$C_{p_i} = 0,8 \text{ et } C_{p_i} = -0,5$$

III.2.6 Calcul les pressions finales: q_j

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-après :

a/ Parois :

- Faces AB et CD : $C_d = 0,89$

RDC et Niveau 1 :

Zone	q_{dyn}	C_d	C_{pe}	C_{pi}	q_j
A	61	0,89	-1,0	-0,5	-27,15
				0,8	-97,75
B	61	0,89	-0,8	-0,5	-16,29
				0,8	-86,89
C	61	0,89	-0,5	-0,5	0
				0,8	-70,60
D	61	0,89	0,8	-0,5	70,60
				0,8	0
E	61	0,89	-0,3	-0,5	10,86
				0,8	-59,73

Tableau III.2 Pressions sur les parois verticales suivant long-pan (RDC-Niveau 1)

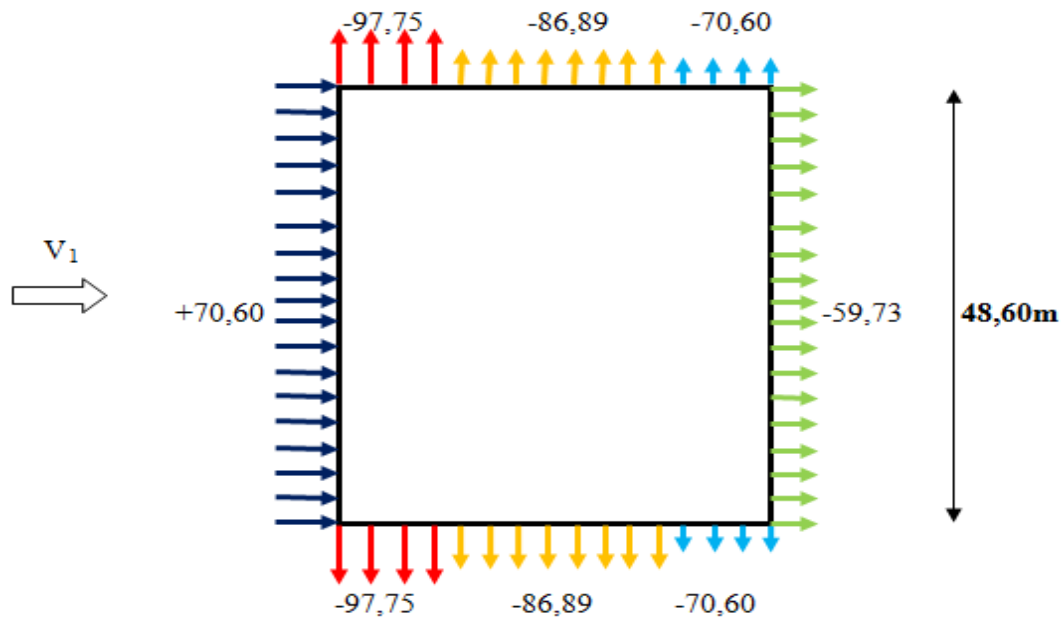


Figure III.6 Pressions sur les parois verticales suivant long-pan (RDC-Niveau 1)

Niveau 2 :

Zone	q_{dyn}	C_d	C_{pe}	C_{pi}	q_i
A	63	0,89	-1,0	-0,5	-28,03
				0,8	-100,92
B	63	0,89	-0,8	-0,5	-16,82
				0,8	-89,71
C	63	0,89	-0,5	-0,5	0
				0,8	-72,89
D	63	0,89	0,8	-0,5	72,89
				0,8	0
E	63	0,89	-0,3	-0,5	11,21
				0,8	-61,67

Tableau III.3 Pressions sur les parois verticales suivant long-pan (Niveau 2)

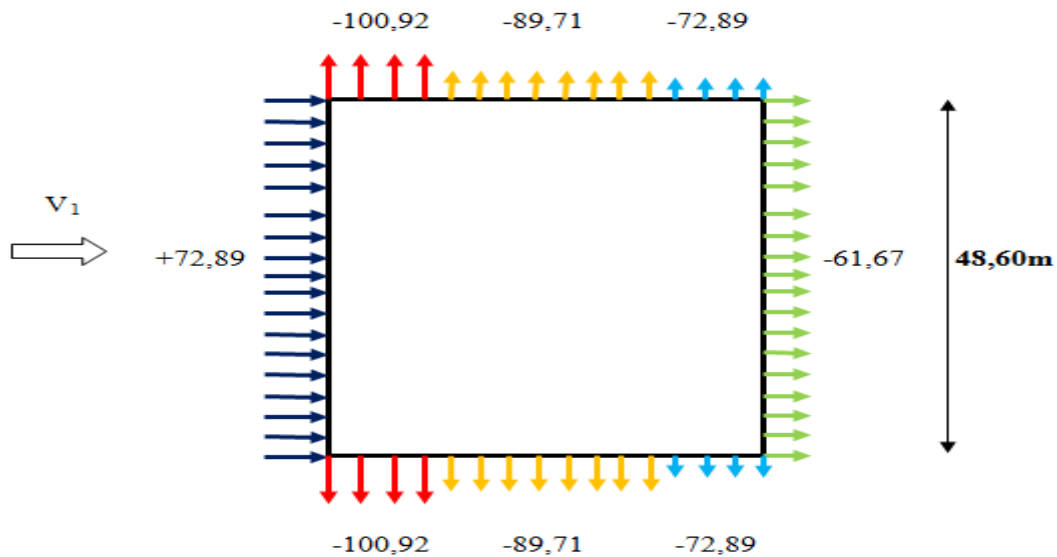


Figure III.7 Pressions sur les parois verticales suivant long-pan (Niveau 2)

➤ Faces BC et AD : $C_d = 0,90$

RDC et Niveau 1 :

Zone	q_{dyn}	C_d	C_{pe}	C_{pi}	q_i
A	61	0,90	-1,0	-0,5	-27,45
				0,8	-98,85
B	61	0,90	-0,8	-0,5	-16,47
				0,8	-87,86
C	61	0,90	-0,5	-0,5	0
				0,8	-71,39
D	61	0,90	0,8	-0,5	71,39
				0,8	0
E	61	0,90	-0,3	-0,5	10,98
				0,8	-60,40

Tableau III.4 Pressions sur les parois verticales suivant pignon (RDC-Niveau 1)

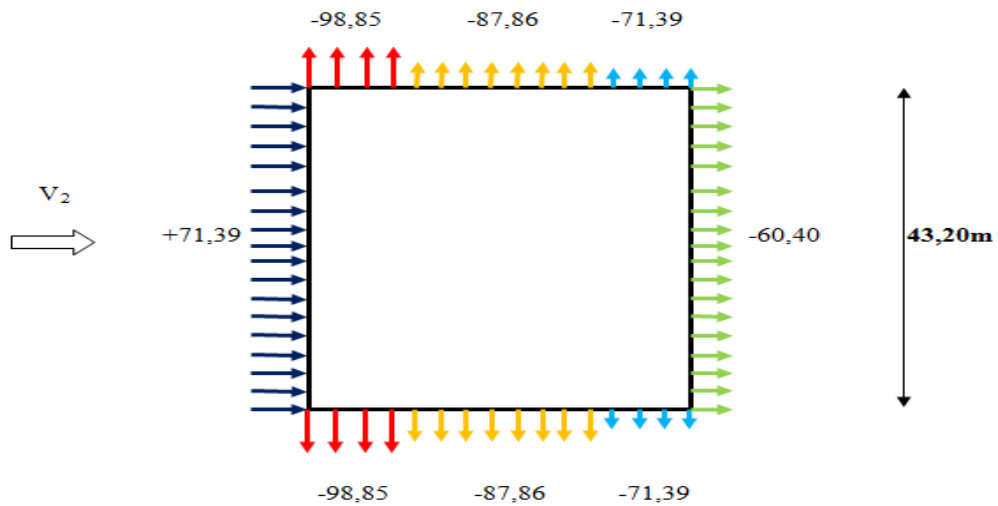


Figure III.8 Pressions sur les parois verticales suivant pignon (RDC-Niveau 1)

Niveau 2 :

Zone	q_{dyn}	C_d	C_{pe}	C_{pi}	q_i
A	63	0,90	-1,0	-0,5	-28,35
				0,8	-102,06
B	63	0,90	-0,8	-0,5	-17,01
				0,8	-90,72
C	63	0,90	-0,5	-0,5	0
				0,8	-73,71
D	63	0,90	0,8	-0,5	73,71
				0,8	0
E	63	0,90	-0,3	-0,5	11,34
				0,8	-62,37

Tableau III.5 Pressions sur les parois verticales suivant pignon (Niveau 2)

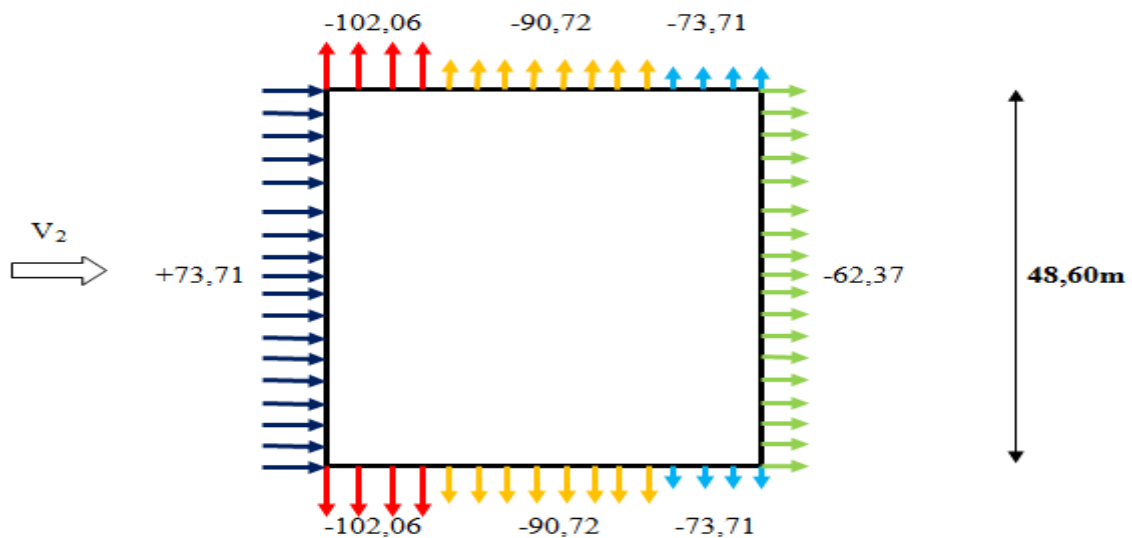


Figure III.9 Pressions sur les parois verticales suivant pignon (Niveau 2)

b/ Toiture :

Long-pan : 0° ,180°

Zone	q_{dyn}	C_d	C_{pe}	C_{pi}	q_i
F	69	0,89	-1,77	-0,5	-78,01
				0,8	-157,87
G	69	0,89	-1,20	-0,5	-42,99
				0,8	-122,85
H	69	0,89	-0,62	-0,5	-7,37
				0,8	-87,22
I	69	0,89	-0,30	-0,5	12,28
				0,8	-67,57
J	69	0,89	-0,30	-0,5	12,28
				0,8	-67,57

Tableau III.6 Pressions sur toiture suivant Long-pan

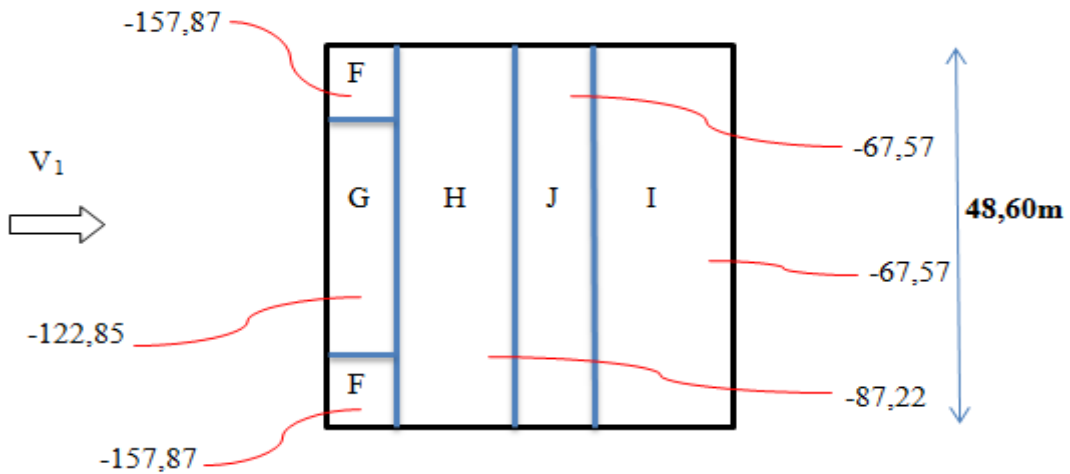


Figure III.10 Pressions sur toiture suivant Long-pan

Pignon : 90° ,270°

Zone	q_{dyn}	C_d	C_{pe}	C_{pi}	q_i
F	69	0,90	-1,62	-0,5	-59,57
				0,8	-150,32
G	69	0,90	-1,28	-0,5	-48,45
				0,8	-129,20
H	69	0,90	-0,70	-0,5	-12,42
				0,8	-93,77
I	69	0,90	-0,68	-0,5	-11,18
				0,8	-91,93

Tableau III.7 Pressions sur toiture suivant pignon

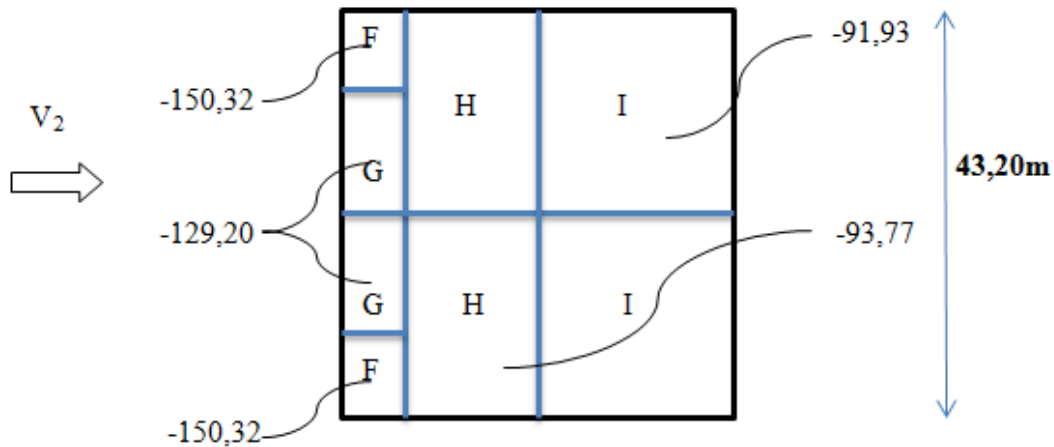


Figure III.11 Pressions sur toiture suivant pignon

III.2.7 Force de frottement :

La force de frottement F_{fr} est donnée par :

$$F_{Fr} = \sum [q_{dyn}(Z_j) \times C_{Fr,j} \times S_{Fr,j}]$$

Avec :

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

z_j : est la hauteur du centre de l'élément j

q_{dyn} : (en N/m^2) est la pression dynamique du vent

$S_{Fr,j}$: (en m^2) est l'aire de l'élément de surface j

Avec : $S_{Fr,j} = d \times h_j$ (voir annexe A.3.1)

$C_{Fr,j}$: est le coefficient de frottement pour l'élément de surface j

On a le coefficient de frottement $C_{Fr,j} = 0,01$ (voir annexe A.3.2)

a/ Parois :

➤ Face AB, DC : $d = 43,20$ m

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{43,6}{52} = 0,84 < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{43,6}{12} = 3,63 < 3 \end{array} \right. \rightarrow \text{calcul des forces de frottement}$$

niveau	h_j	$C_{Fr,j}$	q_{dyn}	$S_{Fr,j}$	$F_{Fr,j}$
RDC	3,4m	0,01	61	146,88	89,63
Niveau 1	3,4m	0,01	61	146,88	89,63
Niveau 2	3,7m	0,01	63	159,84	100,70

Tableau III.8 Force de frottement sur parois suivant long-pan

$$\sum F_{Fr} = 89,63 + 89,63 + 100,70 = \mathbf{280 \text{ daN}}$$

➤ Face BC, AD : d = 48,60 m

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{52}{43,6} = 1,19 < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{52}{12} = 4,33 < 3 \end{array} \right. \rightarrow \text{calcul des forces de frottement}$$

Niveau	h_j	$C_{Fr,j}$	q_{dyn}	$S_{Fr,j}$	$F_{Fr,j}$
RDC	3,4m	0,01	61	165,24	100,83
Niveau 1	3,4m	0,01	61	165,24	100,83
Niveau 2	3,7m	0,01	63	179,82	113,29

Tableau III.9 Force de frottement sur parois suivant pignon

$$\sum F_{Fr} = 100,83 + 100,83 + 113,29 = \mathbf{315 \text{ daN}}$$

b/ Toiture :

$$\alpha = 4^\circ$$

$$d = 48,60 \text{ m}$$

$$L_j = \sqrt{(21,60)^2 + (1,5)^2} = 21,65 \text{ m}$$

$$S_{Fr,j} = (d \times L_j) \times 2 = 48,60 \times 21,65 \times 2 = 2104,57 \text{ m}^2$$

$$F_{Fr,j} = q_{dyn} \times C_{Fr,j} \times S_{Fr,j} = 69 \times 2104,57 \times 0,01 = \mathbf{1453 \text{ daN.}}$$

IV.1 CALCUL DES PANNES :

IV.1.1 Introduction:

Compte tenu de la pente des versants donnée par la pente des fermes (notre cas) ou traverses de portique, les pannes sont posées inclinées d'un angle α et de ce fait, fonctionnent en flexion déviée.

IV.1.2 Détermination des sollicitations :

Les pannes sont en effet soumises :

- à des charges verticales (poids propre de la panne et du complexe de couverture, neige, charges accrochées éventuelles), dont la résultante, ramenée en charge linéique Q se décompose en une charge Q_y parallèle à l'âme de la panne et une charge Q_x perpendiculaire à l'âme, qu'il convient de bien prendre en compte, afin d'éviter tout risque de déversement latérale;
- à une charge oblique V , due au vent (pression ou succion), perpendiculairement au versant, donc parallèlement à l'âme de la panne.

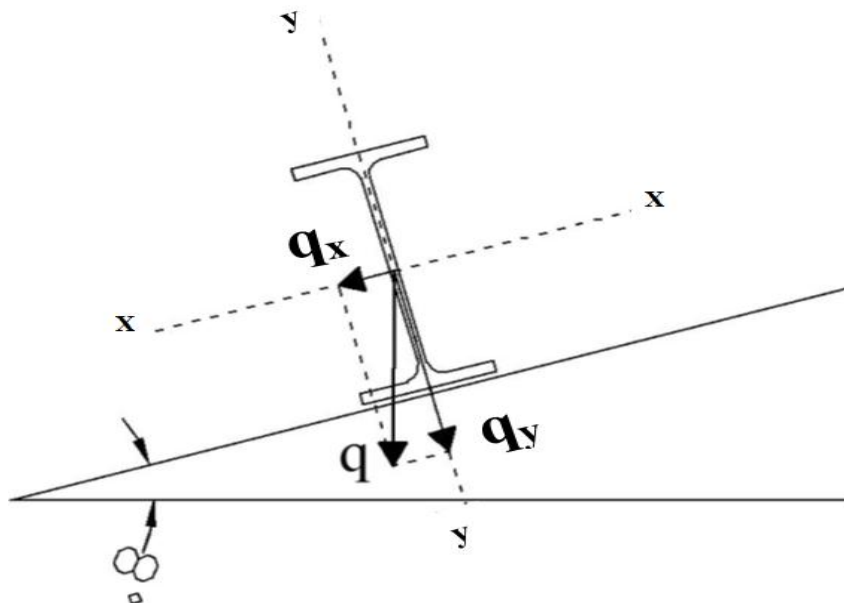


Figure IV.1 Cas des sollicitations

Données :

La pente du versant : $\alpha = 4^\circ$

Espace entre les fermes : $l_x = 5,4$ m.

La nuance d'acier utilisé est : F_eE235.

Le coefficient partiel de sécurité : $\gamma_{M0} = 1,1$.

Calcul :a- Charge permanente (G) :✓ Caractéristiques physiques de la tôle de couverture :

La couverture est en tôle nervurée type Genus160, 10/10ème, de longueur 6 m et de largeur 0,750 m, Elle sera disposée de manière à utiliser son module de résistance maximale, $(I/V)_{\max}$.

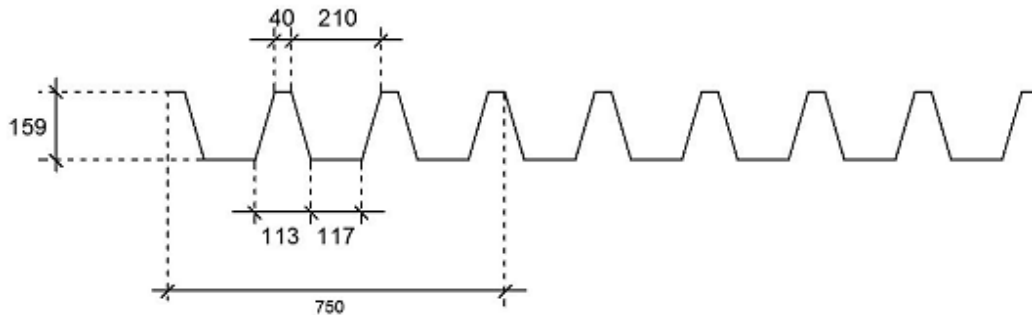


Figure IV.2 Dimensions de la tôle de couverture

- Poids propre (Genus160, 10/10ème) : $P = 15,70 \text{ kg/m}^2$.
- Limite de rupture : $f_u = 360 \text{ MPa}$.
- Limite d'élasticité : $f_y = 235 \text{ MPa}$.
- Flèche admissible $\delta_{\max} = 1/200$
- Module de résistance $w = 70 \text{ cm}^3$
- Moment d'inertie $I = 659 \text{ cm}^4$

Toiture : $0,157 \text{ KN/m}^2$.

Accessoire de pose : $0,0293 \text{ KN/m}^2$.

Matière isolant : $0,131 \text{ KN/m}^2$.

$G = 0,157 + 0,0293 + 0,131 = \mathbf{0,32 \text{ KN/m}^2}$.

b- Surcharge d'entretien (Q) :

$$Q = \mathbf{1 \text{ KN/m}^2}.$$

c- Charge de neige (S) :

$$S = 0,46 \times \cos 4 = \mathbf{0,46 \text{ KN/m}^2}.$$

d- Charge du vent (W) :

$$W = \mathbf{-1,58 \text{ KN/m}^2}.$$

IV.1.3 Espacement entre pannes :

On suppose que la couverture est de longueur de 6 m, et appuyée sur 5 appuis, ce qui donne un espacement de 1,5 m.

➤ Combinaisons des charges et actions :

$$1,35G + 1,5Q_{ent} = 1,35 \times (0,32 \times 0,750) + 1,5 \times (1 \times 0,750) = 1,44 \text{ KN/ml}$$

$$1,35G + 1,5Q_s = 1,35 \times (0,32 \times 0,750) + 1,5 \times (0,46 \times 0,750) = 0,84 \text{ KN/ml}$$

$$1,35G + 1,5Q_w = 1,35 \times (0,32 \times 0,750) + 1,5 \times (-1,58 \times 0,750) = -1,45 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = 1,45 \text{ KN/ml}$$

Donc $\longleftrightarrow q = 1,45 \text{ KN/m} \longleftrightarrow M = 0,39ql^2$

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

$$\Rightarrow 0,39 ql^2 \leq f_y \times W$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{f_y \times W}{0,39q}}$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{235 \times 10^{-3} \times 70}{0,39 \times 1,45}}$$

$$\Rightarrow l \leq 5,39 \text{ m}$$

On prend l'espacement : **e = 1,5 m.**

IV.1.4 Combinaison des charges :

1- Etat limite ultime : à l'E.L.U:

$$1,35G + 1,5Q_{ent} = 1,35 \times (0,32 \times 1,5) + 1,5 \times (1 \times 1,5) = 2,89 \text{ KN/ml}$$

$$1,35G + 1,5Q_s = 1,35 \times (0,32 \times 1,5) + 1,5 \times (0,46 \times 1,5) = 1,67 \text{ KN/ml}$$

$$1,35G + 1,5Q_w = 1,35 \times (0,32 \times 1,5) + 1,5 \times (-1,58 \times 1,5) = -2,90 \text{ KN/ml}$$

2- Etat limite service : à l'E.L.S:

$$G + Q_{ent} = (0,32 \times 1,5) + (1 \times 1,5) = 1,97 \text{ KN/ml}$$

$$G + Q_s = (0,317 \times 1,5) + (0,458 \times 1,5) = 1,16 \text{ KN/ml}$$

$$G + Q_w = (0,317 \times 1,5) + (-1,578 \times 1,5) = -1,89 \text{ KN/ml}$$

Donc: $Q_{\max} = -2,90 \text{ KN/ml}$

$$Q_y = Q_{\max} \times \cos 4 = 2,90 \times 0,997 = -2,89 \text{ KN/ml}$$

$$Q_x = Q_{\max} \times \sin 4 = 2,90 \times 0,068 = -0,20 \text{ KN/ml}$$

On calcule le moment max selon :

$$L' \text{ axe } xx : l_y = \frac{l_x}{2}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_x \cdot l_y^2}{8} = \frac{0,2 \times (2,7)^2}{8} = 0,18 \text{ KN.ml}$$

L'axe yy :

$$M_{x,sd} = \frac{Q_y \times l_x^2}{8} = \frac{2,89 \times (5,4)^2}{8} = 10,53 \text{ KN.ml}$$

IV.1.5 Principe de dimensionnement :

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :

- Aux conditions de résistance.
- Aux conditions de flèche.

1) Résistance : ($M_{sd} < M_{c,Rd}$)

On considère les sections du profilé de classe 1 et 2.

$$M_{x,sd} \leq M_{x,c,Rd} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_{y,sd} \leq M_{y,c,Rd} \dots \dots \dots (2)$$

$$M_{x,c,Rd} = W_{pl,x} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{y,c,Rd} = W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Donc :

$$(1) \rightarrow M_{x,sd} \leq W_{pl,x} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\rightarrow W_{pl,x \text{ min}} = M_{x,sd} \times \frac{\gamma_{M0}}{f_y} = 10,53 \times 10^6 \times \frac{1,1}{235} = 49,29 \text{ cm}^3$$

$$(2) \rightarrow M_{y,sd} \leq W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\rightarrow W_{pl,y \text{ min}} = M_{y,sd} \times \frac{\gamma_{M0}}{f_y} = 0,18 \times 10^6 \times \frac{1,1}{235} = 0,84 \text{ cm}^3$$

Le choix est : IPE120.

2) Flèche : ($\delta_{x,y} \leq \delta_{v,max}$)

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charge et surcharge de service.

$$Q_y = q_{max} \times \cos 4 = 1,97 \times 0,997 = \mathbf{1,96 \text{ KN/ml}}$$

$$Q_x = q_{max} \times \sin 4 = 1,97 \times 0,068 = \mathbf{0,13 \text{ KN/ml}}$$

On calcul la flèche maximal selon :

$$\delta \leq \delta_{max} \dots\dots\dots (*)$$

$$\text{Plan xx: } l_y = \frac{l_x}{2} = 270 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = \frac{l_y}{200} = \frac{270}{200} = 1,35 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{0,415 \times 5 \times q_x \times l_x^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$(*) \rightarrow \frac{0,415 \times 5 \times q_x \times l_x^4}{384 \times E \times I_y} \leq 1,35 \text{ cm}$$

$$\rightarrow I_y \geq \frac{0,415 \times 5 \times q_x \times l_x^4}{1,35 \times 384 \times E} \geq \frac{0,415 \times 5 \times 0,13 \times 270^4}{1,35 \times 384 \times 2,1 \times 10^6}$$

$$\rightarrow I_y \geq \mathbf{1,32 \text{ cm}^4}$$

$$\text{Plan yy: } l_x = 540 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = \frac{l_x}{200} = \frac{540}{200} = 2,7 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{5 \times q_y \times l_x^4}{384 \times E \times I_x}$$

Donc :

$$(*) \rightarrow \frac{5 \times q_y \times l_x^4}{384 \times E \times I_x} \leq 2,7 \text{ cm}$$

$$\rightarrow I_x \geq \frac{5 \times q_y \times l_x^4}{2,7 \times 384 \times E} \geq \frac{5 \times 1,96 \times 540^4}{2,7 \times 384 \times 2,1 \times 10^6}$$

$$\rightarrow I_x \geq \mathbf{382,72 \text{ cm}^4}.$$

Donc : le choix est : **IPE140.**

❖ Condition de flèche avec poids propre inclus :

$$q_{\max} = 1,97 + 0,129 = 2,1 \text{ KN/ml.}$$

$$q_y = q_{\max} \times \cos 4 = 2,09 \text{ KN/ml}$$

$$q_x = q_{\max} \times \sin 4 = 0,14 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Plan xx: } l_y = \frac{l_x}{2} = 270 \text{ cm.}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l_y}{200} = 1,35 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow 1,35 \geq \frac{0,415 \times 5 \times q_x \times l_y^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\Rightarrow 1,35 \geq \frac{0,415 \times 5 \times 0,14 \times 270^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 44,9}$$

$$\Rightarrow 1,35 \geq 0,0426 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$\text{Plan yy : } l_x = 540 \text{ cm.}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l_x}{200} = 2,7 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow 2,7 \geq \frac{5 \times q_y \times l_x^4}{384 \times E \times I_x}$$

$$\Rightarrow 2,7 \geq \frac{5 \times 2,09 \times 540^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 541}$$

$$\Rightarrow 2,7 \geq 2,04 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

IV.1.6 Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

$$\Rightarrow \frac{q_u \times l}{2} \leq \frac{A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

Avec:

$$V_{sd,x} = \frac{Q_y \times l_x}{2} = \frac{2,89 \times (5,4)}{2} = \mathbf{7,83 \text{ KN}}$$

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

$$A_v = 16,4 - 2 (7,3) \times (0,69) + (0,47 + 2(0,7)) \times 0,69$$

$$A_v = 7,62 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 7,83 \text{ KN} \leq \frac{7,62 \times 10^{-4} \times (235 \times \frac{10^3}{\sqrt{3}})}{1,1}$$

Donc:

$$\Rightarrow 7,83 \text{ KN} \leq 94 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

IV.1.7 Vérification au déversement:

Le déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

❖ Moment sollicitant:

$$M_{Sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{[1,35 \times (0,317 \times 1,5 + 0,129) \times \cos 4 + 1,5 \times (-1,578 \times 1,5)] \times (5,4)^2}{8}$$

$$M_{Sd} = -9,97 \text{ KN.m}$$

❖ Résistance de calcul :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times B_w \times W_{Pl,x} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

a. Semelle comprimée:

On détermine la classe de la section transversale :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b_f/2}{t_f} = \frac{73/2}{6,9} = 5,29 < 10\varepsilon$$

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

$$\frac{c}{t_f} < 10\varepsilon \rightarrow \text{la semelle est de classe I}$$

b. Ame fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,87 < 72\varepsilon$$

Donc: l'âme est de classe I

$$d = h - 2 \times (t_f + r)$$

$$d = 140 - 2 \times (6,9 + 7)$$

d = 112,2 mm

$B_w = 1$ (Classes I)

$\gamma_{M0} = 1,1$

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

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

$\alpha_{LT} = 0,21 \rightarrow$ les profils lamines .

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

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{L^2} \times \left(\sqrt{\frac{I_w}{I_y} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_y}} \right)$$

$C_1 = 1,132 \rightarrow$ tableau B.1.2 page 144 CCM 97

$$I_y = 44,9 \text{ cm}^4$$

$$I_w = I_y \times \left(\frac{h-t_f}{2} \right)^2 = 44,9 \times \left(\frac{14-0,69}{2} \right)^2 = 1988,58 \text{ cm}^6$$

$$I_t = 2,45 \text{ cm}^4$$

$L = 5,4 \text{ m}$.

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + 0,3)} = \frac{21 \times 10^3}{2 \times (1 + 0,3)} = 8076,92 \text{ KN/cm}^2$$

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{(3,14)^2 \times 21 \times 10^3 \times 44,9}{540^2} \times \left(\sqrt{\frac{1988,58}{44,9} + \frac{540^2 \times 8076,92 \times 2,45}{(3,14)^2 \times 21 \times 10^3 \times 44,9}} \right)$$

$$M_{cr} = 930,65 \text{ KN.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,x} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 88,3 \times 23,5}{930,65}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,49$$

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

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 \times (1,49 - 0,2) + (1,49)^2]$$

$$\phi_{LT} = 1,74$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,74 + \sqrt{1,74^2 - 1,49^2}} = 0,38$$

$$M_{b,Rd} = 0,38 \times 1 \times 88,3 \times \frac{23500}{1,1} = 714,95 \text{ KN.cm}$$

$$M_{b,Rd} = 7,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = -9,97 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{b,Rd} > M_{sd} \quad \text{C.N.V}$$

Donc:

On doit augmenter la section de la panne (IPE160)

❖ Moment sollicitant:

$$q = 1,35 \times [(0,32 \times 1,5) + 0,158] \times \cos 4 + 1,5 \times (-1,58 \times 1,5)$$

$$q = -2,697 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{-2,697 \times (5,4)^2}{8} = -9,83 \text{ KN.ml}$$

a. Semelle comprimée:

On détermine la classe de la section transversale:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b_f/2}{t_f} = \frac{82/2}{7,4} = 5,54 < 10\epsilon$$

Donc : la semelle est de la classe I.

b. Ame fléchie:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - 2 \times (t_f + r)}{t_w} = \frac{160 - 2 \times (7,4 + 9)}{5} = 25,44 < 72\epsilon$$

Donc : l'âme est de la classe I.

❖ Résistance de calcul:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,x} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\begin{cases} \beta_w = 1 \\ \gamma_{M0} = 1,1 \end{cases} \text{ (Classe I)}$$

$$C_1 = 1,132$$

$$I_y = 68,3 \text{ cm}^4$$

$$I_w = I_y \times \left(\frac{h-t_f}{2}\right)^2 = 68,3 \times \left(\frac{16-0,74}{2}\right)^2 = 3976,21 \text{ cm}^6$$

$$I_t = 3,60 \text{ cm}^4$$

$$L = 5,4 \text{ m}$$

$$G = 8076,92 \text{ KN/cm}^2$$

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{(3,14)^2 \times 21 \times 10^3 \times 68,3}{(540)^2} \times \sqrt{\frac{3976,21}{68,3} + \frac{(540)^2 \times 8076,92 \times 3,60}{(3,14)^2 \times 21 \times 10^3 \times 68,3}}$$

$$M_{cr} = 1407,99 \text{ KN.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,x} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 124 \times 23,5}{1407,99}} = 1,44$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (1,44 - 0,2) + (1,44)^2] = 1,66$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,66 + \sqrt{(1,66)^2 - (1,44)^2}} = 0,40$$

Donc :

$$M_{b,Rd} = 0,40 \times 1 \times 124 \times \frac{23500}{1,1} = \mathbf{10,59 \text{ KN.ml}}$$

Donc :

$$\rightarrow M_{b,Rd} > M_{Sd} \quad \mathbf{C.V}$$

❖ Stabilité au voilement par cisaillement:

$$\frac{d}{t_w} < 69\varepsilon \quad \text{avec :}$$

d: distance entre nus intérieurs des semelles

Pour notre profilé IPE160 :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h-2 \times t_f}{t_w} = \frac{160-2 \times (7,4)}{5} = 29,04 < 69\varepsilon$$

$$\varepsilon = 1 \text{ (pour } f_y = 235 \text{ N/mm}^2\text{)}.$$

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

❖ Stabilité des pannes au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme:

On aura une stabilité au flambement si la condition suivant est vérifié:

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

Avec :

d: distance entre nus intérieurs des semelles.

t_w : épaisseur de l'âme.

A_w : aire de l'âme du profilé :

$$\begin{aligned} A_w &= (h-2.t_f) \times t_w \\ &= [160-2 \times 7,4] \times 5 \\ A_w &= 726 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

A_{fc} : aire de la semelle comprimée :

$$A_{fc} = b_f \times t_f = 82 \times 7,4 = 606,8 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$E = 21.10^4 \text{ N/mm}^2$$

K : coefficient pris égale à 0,3 pour une semelle de classe I.

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h-2 \times (t_f + r)}{t_w} = \frac{160-2 \times (7,4 + 9)}{5} = 25,44$$

$$\frac{K \times E}{f_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = \frac{0,3 \times 21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{726}{606,8}} = 293,23$$

Donc : $25,44 < 293,23 \rightarrow \text{C.V}$

IV.1.8 Vérification des contraintes :

Il faut vérifier la flexion déviée par la formule suivante :

$$\left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{Nx,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{y,Sd}}{M_{Ny,Rd}} \right)^\beta \leq 1 \rightarrow (1)$$

Avec :

$$M_{Nx,Rd} = M_{pl,x,Rd} \times \frac{(1-n)}{(1-0,5a)}$$

$$n = \frac{N_{Sd}}{N_{Pl,Rd}} = 0.$$

$$a = \frac{A - 2 \times b_f \times t_f}{A} = \frac{20,1 - 2 \times 8,2 \times 0,74}{20,1} = 0,396 \leq 0,5$$

$$\rightarrow n < a \begin{cases} M_{Ny,Rd} = M_{Pl,y,Rd} = \frac{W_{Pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} \\ M_{Nx,Rd} = \frac{M_{Pl,x,Rd}}{1-0,5a} = \frac{W_{Pl,x} \times f_y}{(1-0,5a) \times \gamma_{M0}} \end{cases}$$

Section en I: $\alpha = 2$, $\beta = 5n$ avec : $\beta \geq 1$

$$q = 1,35 \times [(0,32 \times 1,5) + 0,158] + 1,5 \times (1 \times 1,5)$$

$$q = 3,10 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x,Sd} = q \times \cos 4 \times \frac{l_y^2}{8} = \frac{3,10 \times 0,997 \times 2,7^2}{8}$$

$$M_{y,Sd} = q \times \sin 4 \times \frac{l_x^2}{8} = \frac{3,10 \times 0,068 \times 5,4^2}{8}$$

$$M_{x,Sd} = 2,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,Sd} = 0,77 \text{ KN.m}$$

$$(1) \Rightarrow \left[\frac{M_{x,Sd} \times \gamma_{M0} \times (1 - 0,5a)}{W_{Pl,x} \times f_y} \right]^2 + \left[\frac{M_{y,Sd} \times \gamma_{M0}}{W_{Pl,y} \times f_y} \right] \leq 1$$

$$\Rightarrow \left(\frac{282 \times 1,1 \times (1 - 0,5 \times 0,396)}{124 \times 23,5} \right)^2 + \left(\frac{77 \times 1,1}{26,1 \times 23,5} \right) \leq 1$$

$$\Rightarrow 0,223 \leq 1 \quad \text{C.V}$$

Donc : la section résiste à la flexion composé.

IV.2 CALCUL DES LIERNES DE PANNES :

IV.2.1 Introduction :

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.

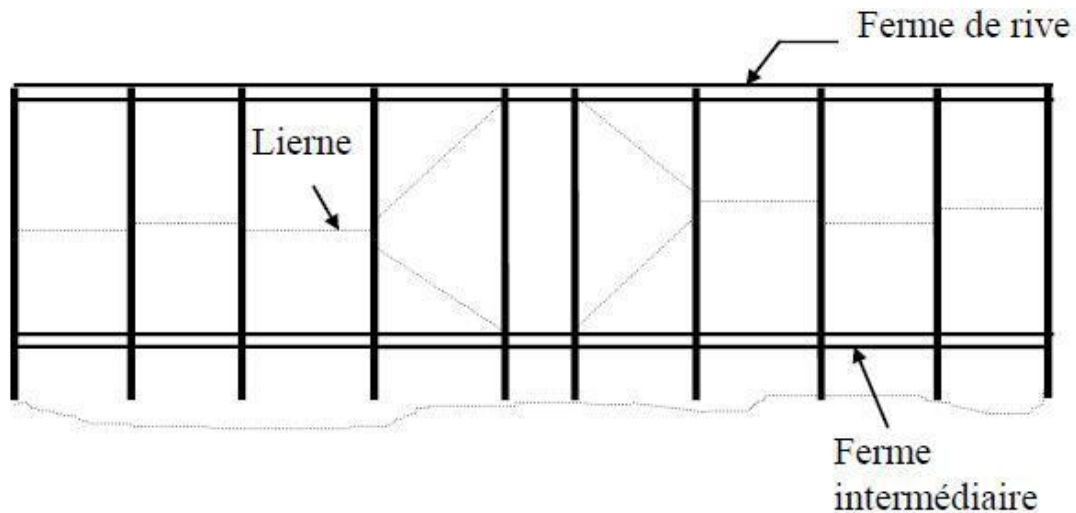
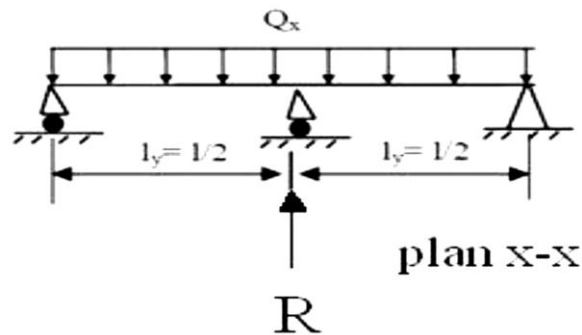


Figure IV.3 Les liernes des pannes

IV.2.2 Dimensionnement des liernes :

Dans le plan xx, on considère les pannes sur 3 appuis dont l'appui central est un appui élastique.



La réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1,25 \times q_x \times l_y$$

$$R = 1,25 \times (0,185) \times 2,7 = -0,62 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } q_x = [1,35 \times (0,32 \times 1,5 + 0,158) + 1,5 \times (-1,58 \times 1,5)] \times \sin 4$$

$$q_x = -0,185 \text{ KN/ml}$$

On vérifiée (traction): par le règlement CCM97 (§5.4.3 page 60)

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

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

$$\text{Donc : } N_{Sd} \leq \frac{A_s \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A_s \geq \frac{N_{Sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$N_{sd} = R_1 + \varepsilon_i^{n-1} = 2 R_i \quad \text{avec : } R_1 = \frac{R}{2} = \frac{0,62}{2} = 0,31 \text{ KN}$$

$n = 15$ pannes par versant :

$$N_{sd} = 0,31 + 0,62 \times (15-1) = 8,99 \text{ KN.}$$

$$A_s \geq \frac{8,99 \times 1,1}{23,5} = 0,42 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 42,02 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 40 \Rightarrow \phi^2 \geq 53,5$$

$$\Rightarrow \phi \geq 7,31 \text{ mm}$$

Une barre ronde de diamètre : $\phi = 12 \text{ mm.}$

IV.3 CALCUL DE L'ÉCHANTIGNOLLE :

IV.3.1 Introduction :

L'échantignolle est une pièce de charpente permettant la fixation des pannes sur les fermes ; le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement.

IV.3.2 Dimensionnement de l'échantignolle :

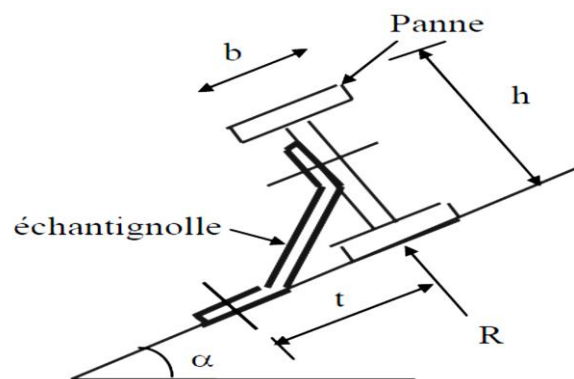


Figure IV.4 Panne-échantignolle-membrure supérieur

L'excentrement « t » est limité par :

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

IPE160 : $h = 16 \text{ cm}$

$b_f = 8,2 \text{ cm}$

$$8,2 \leq t \leq 12,3 \text{ [cm]}$$

$$t = 10 \text{ cm} \quad b = 5 \text{ cm}$$

✓ Echantignolle de rive :

Moment de renversement :

$$M_r = F_y \times t + F_x \times \frac{h}{2}$$

$$F_y = [1,35 \times [0,158 + (0,32 \times 1,5)] \times \cos 4 + 1,5 \times (-1,58 \times 1,5)] \times \frac{l_x}{2}$$

$$F_y = -7,28 \text{ KN}$$

$$F_x = [1,35 \times [0,158 + (0,32 \times 1,5)] \times \sin 4] \times \frac{l_x}{2} = 1,35 \times 0,04 \times \frac{5,4}{2} = 0,158 \text{ KN}$$

$$M_r = -7,28 \times 10 + 0,158 \times \frac{16}{2} = -71,53 \text{ KN.cm}$$

$$M_r = \mathbf{-0,71 \text{ KN.m}}$$

L'épaisseur de l'échantignolle:

$$\sigma_{\text{cal}} = \frac{M_r}{W_{\text{ech}}} \leq f_y \Rightarrow W_{\text{ech}} \geq \frac{M_r}{f_y} = \frac{71,53}{23,5} = 3 \text{ cm}^3.$$

$$W_{\text{ech}} = \frac{L \times e^2}{6} \quad (\text{pour une section carrée})$$

$$W_{\text{ech}} \geq 3 \Rightarrow \frac{L \times e^2}{6} \geq 3$$

$$\Rightarrow e^2 \geq \frac{18}{L} \quad (L = b = 8,2 \text{ cm} \rightarrow \text{IPE160 : membrure supérieure})$$

$$\Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{18}{8,2}}$$

$$\Rightarrow e \geq \mathbf{1,48 \text{ cm.}}$$

✓ Echantignolle intermédiaire :

Moment de renversement

$$M_r = F_y \times t + F_x \times \frac{h}{2}$$

$$F_y = -7,28 \text{ KN} \times 2 = -14,56 \text{ KN}$$

$$F_x = 0,158 \text{ KN} \times 2 = 0,316 \text{ KN}$$

$$M_r = -14,56 \times 10 + 0,316 \times \frac{16}{2} = -143 \text{ KN.cm}$$

$$M_r = \mathbf{-1,43 \text{ KN.m}}$$

L'épaisseur de l'échantignolle:

$$\sigma_{\text{cal}} = \frac{M_r}{W_{\text{ech}}} \leq f_y \Rightarrow W_{\text{ech}} \geq \frac{M_r}{f_y} = \frac{143}{23,5} = 6 \text{ cm}^3.$$

$$W_{\text{ech}} = \frac{L \times e^2}{6} \quad (\text{pour une section carrée})$$

$$W_{\text{ech}} \geq 6 \Rightarrow \frac{L \times e^2}{6} \geq 6$$

$$\Rightarrow e^2 \geq \frac{36}{L} \quad (L = b = 8,2 \text{ cm} \rightarrow \text{IPE160 : membrure supérieure})$$

$$\Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{36}{8,2}}$$

$$\Rightarrow e \geq \mathbf{2,10 \text{ cm.}}$$

On prend un échantignolle d'épaisseur : **e = 6 mm.**

IV.3.3 Calcul des boulons d'attache : (traction et cisaillement)

Le boulon d'attache est sollicité par deux efforts combinés de traction « $F_{t,sd}$ » et de cisaillement « $F_{v, sd}$ », il sera dimensionné de tel façon à satisfaire la condition indiquée au (§6.5.5 page 112/ CCM 97) donnée par la formule suivante :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4F_{t,rd}} \leq 1 \quad \rightarrow (1)$$

Avec :

$F_{v,rd}$: Résistance de calcul au cisaillement par boulon.

$F_{t,rd}$: Résistance de calcul à la traction par boulon.

On prend un boulon ordinaire de classe 5.6 de caractéristiques suivantes :

$$f_{ub} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{Mb} = \begin{cases} 1,25 \rightarrow \text{en cisaillement.} \\ 1,50 \rightarrow \text{en traction.} \end{cases}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times 500 \times 10^{-3}}{1,25} A_s = 0,2A_s \text{ KN/mm}^2$$

$$F_{t,rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M0}} = \frac{0,9 \times 500 \times 10^{-3}}{1,5} A_s = 0,3A_s \text{ KN/mm}^2$$

On a:

$$W = -1,578 \times 1,5 = -2,37 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0,104 + 0,32 \times 1,5 = 0,58 \text{ KN/ml}$$

$$Q_x = Q \times \sin 4 = 0,04 \text{ KN/ml}$$

$$Q_y = Q \times \cos 4 = 0,58 \text{ KN/ml}$$

$$F_{v,sd} = F_y.$$

$$F_{t,sd} = F_x.$$

Avec:

$$F_y = [1,35Q_y + 1,5W] \times \frac{l_x}{2} = [1,35(0,58) + 1,5(-2,37)] \times \frac{5}{2}$$

$$F_y = -6,92 \text{ KN}$$

$$F_x = 1,35Q_x \times \frac{l_x}{2} = 1,35 \times \frac{5}{2}$$

$$F_x = 0,135 \text{ KN.}$$

Donc:

$$\begin{aligned} (1) &\Rightarrow \frac{6,92}{0,2 \times A_s} + \frac{0,135}{0,3 \times A_s} \leq 1 \\ &\Rightarrow \frac{2,07 + 0,02}{0,6 \times A_s} \leq 1 \Rightarrow A_s \geq \frac{2,09}{0,06} \\ &\Rightarrow A_s \geq 34,83 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Donc : on prend un boulon de $\phi 12$ et $A_s = 84,30 \text{ mm}^2$.

IV.3.4 Vérification de la section :

On doit vérifier les trois conditions suivantes que compose le règlement CCM 97 (§ 6.5.5 page 112)

1^{ère} vérification :

$$\begin{aligned} \frac{F_{v,sd}}{F_{t,rd}} \leq 1 &\Rightarrow \frac{6,92}{0,3 \times 84,3} \leq 1 \\ &\Rightarrow 0,274 \leq 1 \quad \text{C.V} \end{aligned}$$

2^{ème} vérification :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{b,rd}} \leq 1 \quad \rightarrow (2)$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times e}{\gamma_{Mo}}$$

d : diamètre du boulon **Ø12**.

e : épaisseur de l'échantignolle.

$$\text{On a: } \alpha = \min\left[\left(\frac{f_{ub}}{f_u}\right); 1\right] = \min\left[\left(\frac{1000}{360}\right); 1\right]$$

$$\alpha = 1.$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 10^3 \times 12 \times 10^{-3} \times 6 \times 10^{-3}}{1,25}$$

$$F_{b,rd} = 51,84 \text{ KN.}$$

$$(2) \Rightarrow \frac{6,92}{51,84} \leq 1$$

$$\Rightarrow 0,13 \leq 1 \quad \text{C.V}$$

3^{ème} vérification :

$$\frac{F_{t,sd}}{B_{p,rd}} \leq 1 \quad \rightarrow (3)$$

$$B_{p,rd} = \frac{0,6\pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$$d_m = 12 \text{ mm (Ø du boulon)}$$

$$t_p = t_w = 5 \text{ mm (IPE160)}$$

$$B_{p,rd} = \frac{0,6 (3,14) \times 12 \times 10^{-3} \times 5 \times 10^{-3} \times 360 \times 10^3}{1,25}$$

$$B_{p,rd} = 32,55 \text{ KN.}$$

$$(3) \Rightarrow \frac{0,135}{32,55} \leq 1$$

$$\Rightarrow 0,004 \leq 1 \quad \text{C.V}$$

Conclusion :

Les conditions imposées par le CCM 97 sont Vérifiées pour le boulon de diamètre Ø12

IV.3.5 Calcul cordon de soudure :

On a : $t_{\max} = 5 \text{ mm} \leq 17 \text{ mm}$, nous prenons : $a_{\min} = 4 \text{ mm}$

Avec :

- a : épaisseur du cordon de soudure.
- t_{\max} : épaisseur de la plus grande des pièces à assemblées.

Pour vérifier la soudure, on doit vérifier :

$$F_{v,sd} \leq \frac{R_s}{\gamma_{M0}} \quad \text{et} \quad F_{t,sd} \leq \frac{R_w}{\gamma_{M0}}$$

$$R_s = 0,7 \times f_y \times S \times l = 0,7 \times 235 \times 4\sqrt{2} \times 3 \times 82 = 228,92 \text{ KN.}$$

$$R_w = 0,5 \times f_{ue} \times a \times l = 0,5 \times 360 \times 4 \times 3 \times 82 = 177,12 \text{ KN.}$$

On a:

$$F_{v,sd} = 6,95 \text{ KN} \leq \frac{228,92}{1,1} = 208,11 \text{ KN.} \quad \rightarrow \text{ C.V}$$

$$F_{t,sd} = 0,135 \text{ KN} \leq \frac{177,12}{1,1} = 161,02 \text{ KN.} \quad \rightarrow \text{ C.V}$$

IV.4 CALCUL DES POTELETS :

IV.4.1 Introduction :

Les sont des éléments secondaires prévus sur le pignon pour réduire la portée entre les poteaux et diminuer la portée de la tôle supportant les panneaux isolants.

IV.4.2 Condition de flèche :

On doit vérifier : $\delta \leq \delta_{\max}$ tel que :

$$\delta = \frac{5 \times q_w \times L^4}{384 \times E \times I} ; \quad \delta_{\max} = \frac{L}{200}$$

Avec :

q_w : Action du vent : sur le pignon

$$W = -100,92 \times 6,3 = -635,79 \text{ kg/ml} = -6,36 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{aligned} \delta \leq \delta_{\max} &\rightarrow \frac{5 \times q_w \times L^4}{384 \times E \times I} \leq \frac{L}{200} \\ &\rightarrow I \geq \frac{1000 \times q_w \times L^3}{384 \times E} \geq \frac{1000 \times 6,36 \times (9,5)^3}{384 \times 21 \times 10^7} \\ &\rightarrow I \geq 6762 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Donc : on utilise un profilé : IPE300. ($I = 8356 \text{ cm}^4$).

IV.4.3 Action et sollicitations :

Ils sont sollicités en flexion composée :

- Une flexion sous l'action du vent sur les parois du pignon.
- Une compression sous l'action des charges permanentes.

Un profilé IPE300 :

Action du vent : sur le pignon

$$W = -100,92 \times 6,3 = -635,79 \text{ kg/ml} = -6,36 \text{ KN/ml}$$

Poids propres du potelet :

$$P_p = 42,2 \text{ kg/ml} = 0,422 \text{ KN/ml}$$

❖ Le moment sollicitant le potelet est dû à l'action du vent $W = -6,36 \text{ KN/ml}$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{6,36 \times (9,5)^2}{8} = 71,75 \text{ KN.m}$$

❖ L'effort normal sollicitant:

$$N_{sd} = P_p \times l$$

$$= 0,422 \times 9,5$$

$$N_{sd} = 4,01 \text{ KN}$$

IV.4.4 Vérification des contraintes :

Il faut vérifier la contrainte par :

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

Avec:

$$M_{sd} : \text{moment sollicitant} : M_{sd} = 71,75 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{N,Rd} = \frac{M_{pl,Rd} \times (1-n)}{1-0,5a} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} \times \frac{(1-n)}{1-0,5a}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{A \times f_y} = \frac{219,47 \times 1,1}{53,8 \times 10^2 \times 235 \times 10^{-3}} = 0,19$$

$$a = \frac{A - 2b \times t_f}{A} = \frac{53,8 \times 10^2 - 2 \times (150 \times 10,7)}{5380} = 0,40$$

Donc:

$$M_{y,Rd} = \frac{628 \times 10^3 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} \times \left[\frac{(1-0,19)}{1-0,5 \times (0,40)} \right] \times 10^{-3}$$

$$M_{y,Rd} = 136,09 \text{ KN.m} > M_{sd} = 71,75 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{C.V}$$

IV.4.5 Résistance au flambement:

On doit vérifier :

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

Avec:

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

✓ Classe de section transversale: IPE300

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{150/2}{10,7} = 7,01 < 10\varepsilon \rightarrow \text{Classe I}$$

Classe I $\rightarrow \beta_A = 1$.

χ : coefficient de réduction dépend de $\bar{\lambda}$

$\bar{\lambda}$: Élancement réduit :

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

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

$$\begin{cases} \frac{h}{b_f} = \frac{300}{150} = 2 \geq 1,2 \\ t_f = 10,7 < 40 \text{ mm} \end{cases}$$

Plan yy:

$$L_f = \frac{\sqrt{2}}{2} l_0 = 671,75 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{671,75}{12,5} = 53,74$$

Plan zz:

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{671,75}{3,35} = 200,52$$

$$\lambda = \max(\lambda_y ; \lambda_z) = 200,52.$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93,9} = \frac{200,52}{93,9} = 2,13$$

$$\bar{\lambda} = 2,13 \xrightarrow{\text{courbe b}} \chi = 0,1920.$$

Donc:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,1920 \times 1 \times 53,8 \times 23,5}{1,1} = 220,68 \text{ KN.}$$

On a :

$$4,01 \text{ KN} < 220,68 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

IV.4.6 Résistance au voilement par cisaillement :

Si :

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

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{248,6}{7,1} = 35,01 < 69$$

Donc : il n'y a pas lieu vérifier le voilement pas cisaillement.

IV.4.7 Stabilité au flambement de la semelle comprimé dans le plan de l'âme :

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

Avec :

$$A_w : \text{Aire de l'âme } [A_w = d \times t_w = 248,6 \times 7,1 = 1765,06 \text{ mm}^2]$$

$$A_{fc} : \text{Aire de la semelle comprimée } [A_{fc} = b_f \times t_f = 150 \times 10,7 = 1605 \text{ mm}^2]$$

$$F_{yt} : \text{limite d'élasticité de la semelle comprimée : } F_{yt} = 235 \text{ MPa.}$$

$$E : \text{Module d'élasticité : } E = 21.10^4 \text{ MPa.}$$

K : Coefficient pris égale à 0,3 pour une semelle de classe I.

On a:

$$k \times \frac{E}{F_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{1765,06}{1605}} = 281,13$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{248,6}{7,1} = 35,01$$

Donc:

$$35,01 < 281,13 \rightarrow \text{C.V}$$

IV.4.8 Résistance du Potelet au déversement :

Le moment résistant de déversement est donné par :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$\beta_w = 1 \rightarrow$ classe I

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

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

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

$$C_1 = 1,132$$

$$G = \frac{E}{2 \times (1+\nu)} = \frac{21 \cdot 10^4}{2 \times (1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

$$I_t = 20,1 \text{ cm}^4 \text{ (moment d'inertie de torsion)}$$

$$I_w = 126 \times 10^3 \text{ cm}^6 \text{ (moment d'inertie de gauchissement)}$$

$$I_z = 604 \text{ cm}^4 \text{ (moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie)}$$

$$L = 950 \text{ cm.}$$

$$M_{cr} = 1,132 \times \pi^2 \times \frac{21 \times 10^4 \times 604 \times 10^4}{9500^2} \times \sqrt{\frac{126 \times 10^9}{604 \times 10^4} + \frac{9500^2 \times 80769,23 \times 20,1 \times 10^4}{\pi^2 \times 21 \times 10^4 \times 604 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 58751914 \text{ N.mm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 628 \times 10^3 \times 235}{58751914}} = \sqrt{2,51} = 1,58$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2}} = 0,33$$

Avec :

$$\begin{aligned}\bar{\lambda}_{lt} &= 0,5 \times [1 + \alpha_{lt} \times (\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2] \\ &= 0,5 \times [1 + 0,21 \times (1,58 - 0,2) + (1,58)^2]\end{aligned}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = 1,90.$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,33 \times 1 \times 628 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 44754405 \text{ N.mm}$$

$$M_{b,Rd} = 44,75 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$44,75 > 71,75 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad \mathbf{C.N.V}$$

Donc :

On augmente la section du profilé : **IPE360** :

Avec :

$$I_t = 37,3 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 314 \times 10^3 \text{ cm}^6$$

$$I_z = 1043 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = 1,132 \times \pi^2 \times \frac{21 \times 10^4 \times 1043 \times 10^4}{(9500)^2} \times \sqrt{\frac{314 \times 10^9}{1043 \times 10^4} + \frac{(9500)^2 \times 80769,23 \times 37,3 \times 10^4}{\pi^2 \times 21 \times 10^4 \times 1043 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 107895578 \text{ N.mm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 1019 \times 10^3 \times 235}{107895578}} = 1,49$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (1,49 - 0,2) + (1,49)^2]$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = 1,75$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{1,75 + \sqrt{(1,75)^2 - (1,49)^2}} = 0,38$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,38 \times 1 \times 1019 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 82 \text{ KN.m}$$

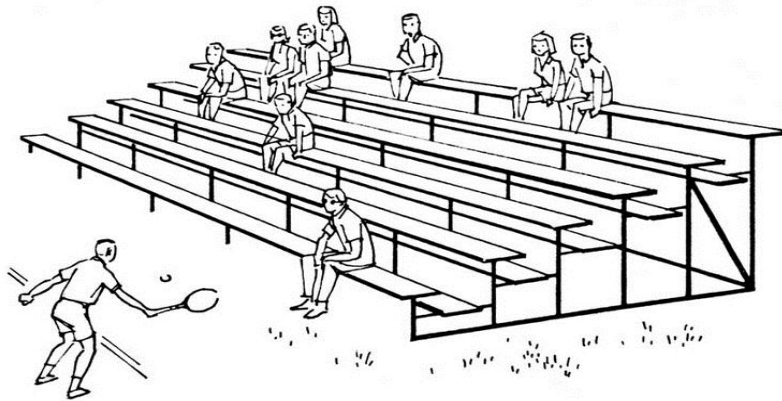
On a:

$$M_{b,Rd} = 82 \text{ KN.m} > M_{sd} = 71,75 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad \mathbf{C.V}$$

IV.5 ETUDE DE GRADIN :

IV.5 .1 Introduction :

Les gradins sont constituées par des solives portant sur des limons, qui elle-même sont portée par des poteaux, et équilibré par palée de stabilité, cette structure doit reprendre des charges important (publiques).



IV.5.2 Modèles de gradin : (simple gradin)

❖ Tribunes standards motorisées :

Ce modèle de tribune en simple gradin répond à un grand nombre d'applications dans les salles de sports, palais des sports autres lieux recevant du public. Structure métallique réalisée sur la base de la tribune standard motorisée

❖ Tribunes semi-automatiques :

Cette version de tribune standard version Sport est équipée d'un siège avec dossier rabattable en avant. Lors de la manœuvre motorisée de repliement de la tribune, les assises se replient automatiquement sur la tribune

❖ Tribunes déplaçables :

D'une conception **robuste** et **fiable** basée sur les appuis permanents de chaque gradin, ce type de Tribune permet d'optimiser différentes implantations dans une salle de sport. Il est possible également d'optimiser le rangement de la tribune télescopique par la manœuvre individuelle de chaque module séparé au préalable.

❖ Tribunes aluminium :

Tribune télescopique s'adressant plus particulièrement à des piscines ou centres nautiques à ambiance humide ou corrosive par le chlore. Conception fiable et robuste réalisée spécialement en Aluminium.



Tribunes aluminium



Tribunes semi-automatiques



Tribunes standards motorisées



Tribunes déplaçables

Figure IV.5 : Modèles de gradin : (simple gradin).

IV.5.3 Dimensionnement de gradin :

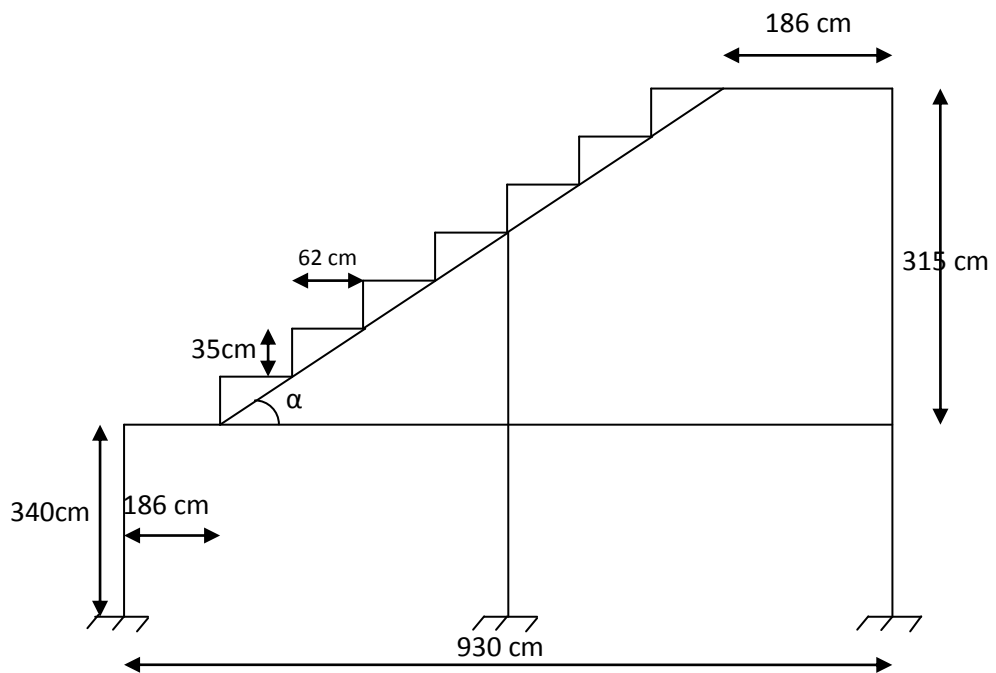


Figure IV.6 : Coupe transversal du gradin.

Hauteur = 315 cm

Giron = 62 cm

Contre marche = 35 cm

- **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\tan \alpha = \frac{315}{558} = 0,56 \rightarrow \alpha = 29,45^\circ$$

- **La longueur de la paillasse :**

$$L = \sqrt{600^2 + 315^2} = 677,66 \text{ cm}$$

- **Les dimensions du plancher :**

Entre-axe des solives : $l = 0,62 \text{ m}$

Entre-axe des limons : $l = 5,4 \text{ m}$

- **Combinaison des charges :**

- **Charges Permanentes :**

Dalle en béton : 230 Kg/m^2

Tôle (HI-bond): $13,1 \text{ Kg/m}^2$

- **Charge d'exploitation :**

Charges d'exploitation statique de 5 KN/m^2 dans les locaux soumis aux actions dynamiques aux sportifs.

IV.5.4 Dimensionnement des solives :

IV.5.4.1 Condition de résistance :

$M_{sd} = 121,70 \text{ KN.m}$ (logiciel SAP2000)

$$\Rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{121,10 \times 1,1 \times 10^3}{235} = 569 \text{ cm}^3$$

On prend IPE 300 ($W_{ply} = 628 \text{ cm}^3$)

IV.5.4.2 Vérification de la flèche :

$$f_{\max} \leq \bar{f} \Rightarrow \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq \frac{l}{250} \Rightarrow \frac{5 \times 4,6 \times 10^{-2} \times 540^4}{384 \times 21 \times 10^3 \times 8356} \leq \frac{540}{250}$$

$$\Rightarrow 0,29 \text{ cm} \leq 2,16 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

IV.5.4.3 Vérification au cisaillement:

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} \Rightarrow V_{sd} = \frac{q \times l}{2} \leq V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Avec :

A_v : l'aire de cisaillement.

$$A_v = A - (2b \times t_f) + [(t_w + 2r) \times t_f]$$

$$\Rightarrow A_v = [53,8 - (2 \times 15 \times 1,07)] + [(0,71 + 2 \times 1,5) \times 1,07]$$

$$\Rightarrow A_v = 25,66 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{6,68 \times 5,4}{2} = 18 \text{ KN} \leq V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{2566 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 317 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

IV.5.5 Dimensionnement des limons :

On prend en considération le limon le plus défavorable et Le dimensionnement se fait par :

IV.5.5.1 Condition de résistance :

$$M_{sd} = 131,65 \text{ KN.m (logiciel SAP2000)}$$

$$\Rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{131,65 \times 1,1 \times 10^3}{235} = 616,23 \text{ cm}^3$$

On prend : **IPE 300** ($W_{ply} = 628 \text{ cm}^3$)

IV.5.5.2 Vérification de la flèche :

$$f_{\max} \leq \bar{f} \Rightarrow \frac{q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq \frac{l}{250}$$

$$\Rightarrow \frac{4,6 \times 10^{-2} \times 680^4}{384 \times 21 \times 10^3 \times 8356} \leq \frac{680}{250}$$

$$0,15 \text{ cm} \leq 2,72 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

IV.6 CALCUL DES CHÉNEAUX :

IV.6.1 Introduction :

Les chéneaux et les conduites d'eau (ou tuyaux de descente) sont des éléments faisant partie importante de l'étanchéité, assurant le rôle d'évacuation des eaux pluviales.

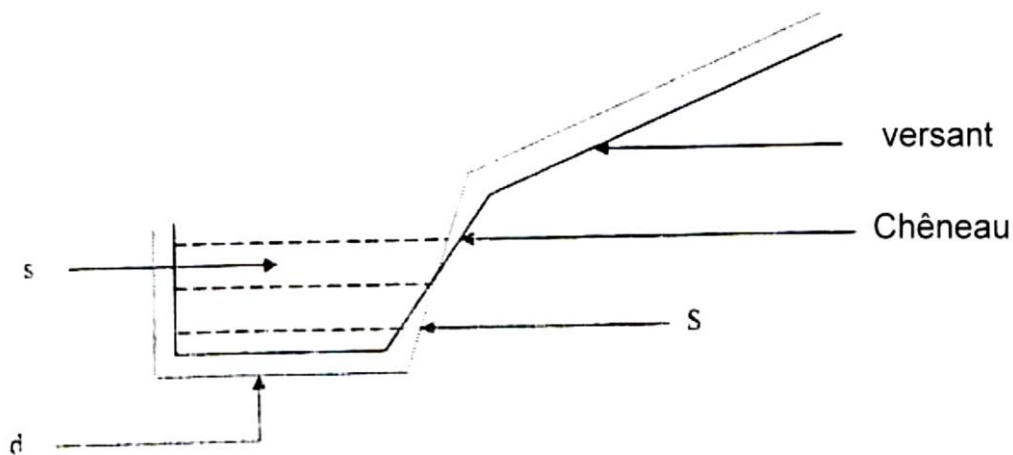


Figure IV.7 : Coupe transversale du chéneau

IV.6.2 dimensionnement des chéneaux :

La forme des chéneaux est trapézoïdale, on détermine la section par la formule suivante :

$$\frac{s}{S} \geq \frac{6,3}{\sqrt{\frac{s}{d} \times p}}$$

Avec :

s = section transversale du chéneau en cm^2

S = surface couverte intéressant le chéneau en m^2

d = périmètre de la section mouillée du chéneau en cm

p = pente du chéneau en mm/m . $p = 2\text{mm/m}$

On a:

$$S = 48,6 \times 21,65 = 1052 \text{ m}^2 > 1000 \text{ m}^2$$

Donc:

On divise la surface en 2 (divise long-pan en 2)

On met 3 chéneaux.

$$S = 21,65 \times 24,3 = 526,1 \text{ m}^2$$

On tire la section nécessaire des chéneaux à partir de l'abaque (Annexe B.1).

$$s = 560 \text{ cm}^2.$$

❖ Calcul du diamètre des descentes des eaux pluviales :

Pour un moignon cylindrique avec un chéneau trop plein.

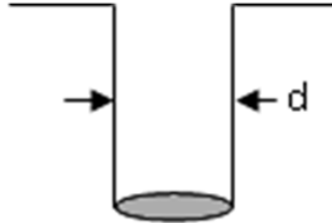


Figure IV.8 Moignon cylindrique

S : surface en plan en m^2 collectée par une entrée d'eau.

$$S = \left(\frac{24,3}{2} + \frac{24,3}{2} \right) \times 21,65 = 526,1 \text{ m}^2$$

Et à partir de l'abaque (Annexe B.2)

On tire le diamètre minimal du tuyau de descente d'eau : **d = 26 cm.**

V.1 ETUDE DES ESCALIERS :

V.1.1 Introduction

L'ossature des escaliers est entièrement métallique, chaque volée est composée de deux limons laminés en UAP sur lesquelles viennent reposer des tôles par l'intermédiaire de cornières.

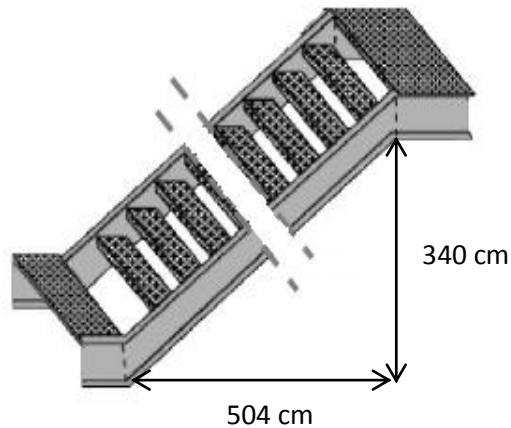


Figure V.1: Structure des escaliers

V.1.2 Dimensions :

✓ D'après la formule de « Blondel » :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} h = 18 \text{ cm} \\ g = 28 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ Nombre de contre marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{340}{18} = 19$$

✓ Longueur de la ligne de foulée :

$$L = g \times (n-1) = 28 \times (18) = 504 \text{ cm} = 5,04 \text{ m}$$

✓ L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{340}{504} = 0,67 \rightarrow \alpha = 34^\circ$$

✓ La longueur de la paillasse :

$$L = \frac{340}{\sin \alpha} = 608 \text{ cm} = 6,08 \text{ m}$$

V.1.3 Dimensionnement des supports des marches :

$$\begin{cases} \text{volée: } G = 125 \text{ daN/m}^2 \\ \text{Palier: } G = 250 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$

Charge d'exploitation : $Q = 250 \text{ daN/m}^2$ (DTR charge et surcharge).

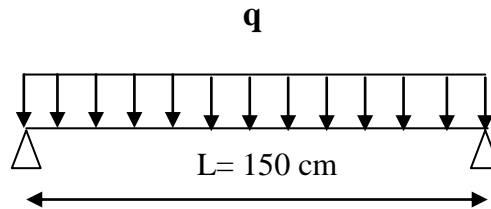


Figure V.2 : Les charges sur la cornière.

$$q_{\text{ser}} = (G + Q) \times g = (125 + 250) \times 0,28$$

$$q_{\text{ser}} = 105 \text{ kg/ml.}$$

Le dimensionnement se fait à partir de la condition de flèche :

$$\begin{aligned} f_{\text{max}} \leq \bar{f} &\Rightarrow \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} \leq \frac{l}{250} \\ &\Rightarrow I \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 250}{384 \times E} \\ &\Rightarrow I \geq \frac{5 \times 105 \times 10^{-2} \times (150)^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^5} \\ &\Rightarrow I \geq 5,49 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

On adopte pour une cornière à ailes égales : **L45 x 45 x 4.5**

$$\begin{cases} I_y = 7,15 \text{ cm}^4 \\ P = 3,06 \text{ kg/m} \end{cases}$$

❖ Vérification de la résistance de la section :

On doit vérifier :

$$M_{\text{Sd}} \leq M_{\text{c.Rd}}$$

$$M_{\text{Sd}} = \frac{q \times l^2}{8} \quad \text{avec : } q = 1,35 \times (125 \times 0,28 + 3,06) + 1,5 \times (250 \times 0,28)$$

$$q = 156,38 \text{ daN/m}$$

$$M_{\text{Sd}} = \frac{156,38 \times (1,5)^2}{8}$$

$$M_{Sd} = 43,88 \text{ daN.m}$$

$$M_{c.Rd} = \frac{W_y \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2,2 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 47 \text{ daN.mm}$$

Donc :

$$M_{Sd} \leq M_{c.Rd} \quad \text{C.V}$$

V.1.4 Dimensionnement de limon :

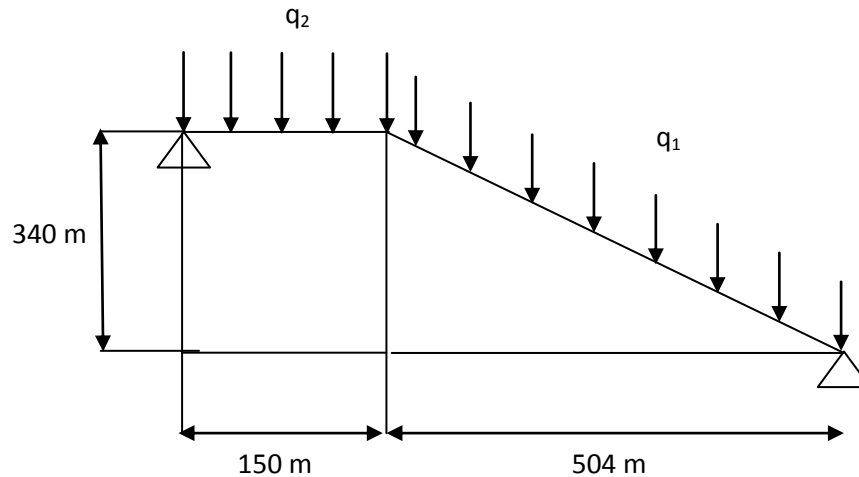


Figure V.3 : Charges appliqués sur un limon.

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

$$q_1 = \frac{1,5}{2} \times (125+250) = 281,25 \text{ daN/m}^2$$

$$q_2 = \frac{1,5}{2} \times (250+250) = 375 \text{ daN/m}^2$$

$$f_{\max} \leq \bar{f} \Rightarrow \frac{5 \times q_2 \times l^4}{384 \times E \times I} \leq \frac{l}{250}$$

$$\Rightarrow I \geq \frac{5 \times q_2 \times l^3 \times 250}{384 \times E}$$

$$\Rightarrow I \geq \frac{5 \times 3,75 \times (608)^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^5}$$

$$\Rightarrow I \geq 1306 \text{ cm}^4$$

On prend pour un limon, le profilé : **UPN200**

Avec : $I_y = 1910 \text{ cm}^4$.

$$q_1 = \frac{1,5}{2} \times (1,35 \times 125 + 1,5 \times 250) = 407,81 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = \frac{1,5}{2} \times (1,35 \times 250 + 1,5 \times 250) = 534,37 \text{ kg/ml}$$

La charge équivalente :

$$L_1 = 5,04 \text{ m} ; \quad L_2 = 1,50 \text{ m}$$

$$q_{\text{équi}} = \frac{(q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2)}{L_1 + L_2} = \frac{407,81 \times (5,04) + 534,37 \times (1,50)}{5,04 + 1,50}$$

$$q_{\text{équi}} = 436,73 \text{ kg/ml.}$$

❖ Vérification de la résistance de la section :

$$\sigma_f \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_f = \frac{M_{\text{max}}}{W_x} = \frac{q \times l^2}{8 \times W_x} = \frac{436,83 \times 10^{-2} \times (608)^2}{8 \times (191)}$$

$$\sigma_f = 1056,80 \text{ kg/cm}^2. \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/m}^2 \quad \text{C.V}$$

V.2 ETUDE DES PLANCHERS :

V.2.1 Introduction :

Les ossatures de planchers sont constituées de poutres croisées, les solives (support de platelage) portant sur des poutres maîtresses, qui, elles même sont portées par des poteaux. Cette structure doit reprendre de fortes charges (surcharges d'exploitations, de bureaux).

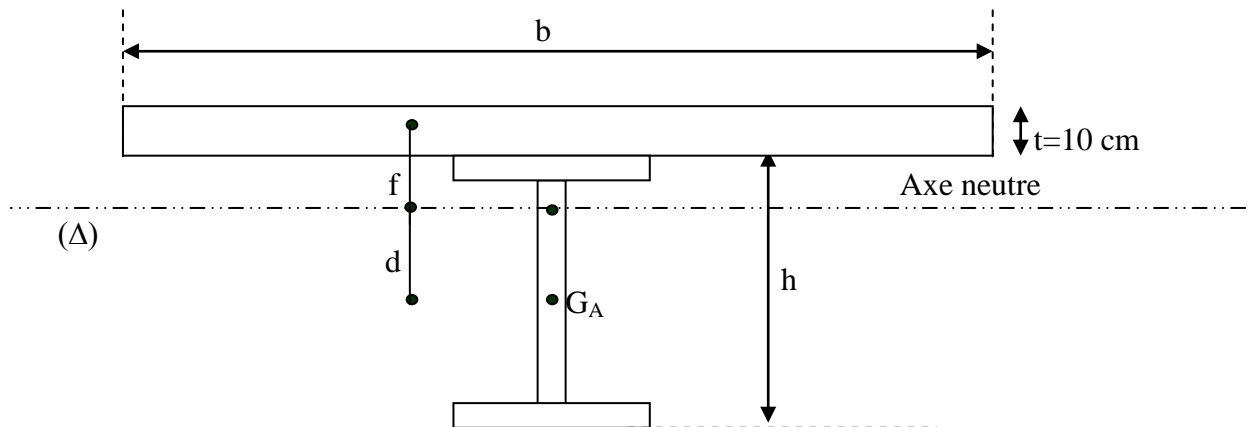


Figure V.4 : Montage poutre/dalle.

✓ Les dimensions du plancher sont :

Entre-axe des solives : $l_1 = 1,66 \text{ m}$

Entre-axe des poutres principales : $l_2 = 5,4 \text{ m}$

Portée des solives : $L = 5,4 \text{ m}$

Avec :

- t : épaisseur de la dalle en béton $t = 10 \text{ cm.}$
- b : largeur de la dalle mixte
 $b = \min \left(l_1 ; \frac{L}{5} \right) = \min (1,66 ; 1,08) = 1,08 \text{ m} = 108 \text{ cm.}$

V.2.2 Vérification au stade de montage :

Le plancher est soumis à la charge permanente due au poids propre de la poutre et du béton (avant durcissement) et à la charge d'exploitation des ouvriers.

V.2.2.1 Combinaison des charges :

Dalle en béton: $230 \times 1,08 = 248,4 \text{ kg/ml.}$

Tôle (HI-bond): $13,1 \times 1,08 = 14,15 \text{ kg/ml.}$

$G = (248,4 + 14,15) = 262,55 \text{ kg/ml.}$

$Q = 500 \times 1,08 = 540 \text{ kg/ml.}$ (L'effet de stockage).

$q_s = G + Q = 262,55 + 540 = 802,55 \text{ kg/ml.}$

$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 262,55 + 1,5 \times 540 = 1164,44 \text{ kg/ml.}$

V.2.2.2 Condition de résistance :

$$M_{Sd} \leq M_{c,Rd} \Rightarrow \frac{q_u \times L^2}{8} \leq \frac{W_y \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\Rightarrow W_y \geq \frac{q_u \times L^2 \times \gamma_{M0}}{8 \times f_y} = \frac{1164,44 \times 10^{-2} \times (5,4)^2 \times 1,1}{8 \times 235 \times 10^3}$$

$$\Rightarrow W_y \geq 198,67 \text{ cm}^3.$$

Donc : les solives sont : **IPE240**. ($W_y = 367 \text{ cm}^3$).

V.2.2.3 Vérification de la flèche :

$$f_{\max} \leq \bar{f} \Rightarrow \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq \frac{l}{250}$$

$$\Rightarrow \frac{5 \times 8,02 \times (5,4)^4}{384 \times 2,1 \times 10^8 \times 3892,2 \times 10^{-8}} \leq \frac{5,4}{250}$$

$$\Rightarrow 0,0108 \text{ m} \leq 0,0216 \text{ m} \quad \text{C.V}$$

V.2.2.4 Vérification au cisaillement :

$$V_{Sd} \leq V_{pl,Rd} \Rightarrow \frac{q_u \times l}{2} \leq \frac{0,58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{M0}}$$

$$\Rightarrow \frac{11,64 \times 5,4}{2} \leq \frac{0,58 \times 235 \times 10^3 \times 1912,76 \times 10^{-6}}{1,1}$$

A_v : air de cisaillement.

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

$$= (3910 - 2 \times 120 \times 9,8) + 9,8 \times (6,2 + 2 \times 15)$$

$$A_v = 1912,76 \text{ mm}^2.$$

Donc :

$$\Rightarrow 31,43 \text{ KN} \leq 237 \text{ KN.} \quad \text{C.V}$$

Le profilée qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un **IPE240**.

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

Tableau V.1 : Caractéristique du profilée IPE240

V.2.3 Vérification après exécution :

V.2.3.1 Combinaison des charges :

Poids de la solive (IPE240) : 30,7 kg/ml.

$$q_s = G + Q = 293,25 + 540 = 833,25 \text{ kg/ml.}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 293,25 + 1,5 \times 540 = 1205,88 \text{ kg/ml.}$$

V.2.3.2 Détermination de la position de l'axe neutre :

$$d = \frac{B}{n} \times \frac{(t+h)}{2 \times S}$$

s : air de la section totale rendue homogène.

$$s = A + \frac{B}{n}$$

A : section du profilé IPE240 ($A = 39,1 \text{ cm}^2$).

B : section du béton :

$$B = t \times b = 10 \times 108 = 1080 \text{ cm}^2.$$

n : coefficient d'équivalence acier/béton donnée par :

$$n = \frac{E_a}{E_{\zeta}}$$

Avec :

$E_a = 21.10^4 \text{ N/mm}^2$. (Module d'élasticité de l'acier).

$$E_{\zeta} = \frac{E_{cm}}{2} = \frac{3300}{2} = 1650 \text{ daN/mm}^2$$

E_{ζ} : module équivalent du béton.

E_{cm} : valeur de module sécant du béton.

Donc :

$$n = \frac{21 \times 10^4}{16500} = 12,73.$$

$$s = 39,1 + \frac{1080}{12,73} = 124 \text{ cm}^2.$$

Donc :

$$d = \frac{1080}{12,73} \times \frac{(10 + 24)}{2 \times (124)} \Rightarrow d = 11,64 \text{ cm}.$$

L'axe neutre se trouve dans la solive : $d < \frac{h}{2}$

$$\begin{cases} v_i = \frac{h}{2} + d = \frac{24}{2} + 11,64 = 12 + 11,64 = 23,64 \text{ cm} \\ v_s = t + \frac{h}{2} - d = 10 + 12 - 11,64 = 10,36 \text{ cm} \end{cases}$$

V.2.3.3 Calcul du moment d'inertie :

$$I = I_a + (A \times d^2) + \left(\frac{b \times t^3}{12n} \right) + \left[\frac{b \times t}{n} \times \left(\frac{t+d}{2} - d \right)^2 \right]$$

I_a = moment d'inertie de la poutre en acier.

$$I_a = I_y = 3892 \text{ cm}^4$$

$$I = 3892 + [39,1 \times (11,64)^2] + \left(\frac{108 \times 10^3}{12 \times (12,73)} \right) + \left[\frac{108 \times 10}{12,73} \times \left(\frac{10 + 11,64}{2} - 11,64 \right)^2 \right]$$

$$I = 9953,68 \text{ cm}^4$$

V.2.3.4 Calcul du moment fléchissant :

$$M_{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1205,88 \times (5,4)^2}{8} = 6674,86 \text{ kg.m} = 66,75 \text{ KN.m}$$

V.2.3.5 Calcul des contraintes de flexion :

*Dans l'acier :

- Contrainte de traction (semelle inférieure de la poutre) :

$$\sigma_{a \text{ inf}} = \left(\frac{M_{\max}}{I} \right) \times v_i = \frac{66,75 \times 10^6}{9953,68 \times 10^4} \times 236,4 = -158,50 \text{ N/mm}^2$$

- Contrainte de compression (semelle supérieure de la poutre) :

$$\sigma_{a \text{ sup}} = \left(\frac{M_{\max}}{I} \right) \times (v_s - t) = \frac{66,75 \times 10^6}{9953,68 \times 10^4} \times (103,6 - 100) = 2,41 \text{ N/mm}^2$$

*Dans le béton :

- Contrainte de compression (fibre inférieure de la dalle) :

$$\sigma_{b \text{ inf}} = \left(\frac{M_{\max}}{n \times I} \right) \times (v_s - t) = \frac{2,41}{12,73} = 0,19 \text{ N/mm}^2$$

- Contrainte de compression (fibre supérieure de la dalle) :

$$\sigma_{b \text{ sup}} = \left(\frac{M_{\max}}{n \times I} \right) \times v_s = \frac{66,75 \times 10^6 \times 103,6}{12,73 \times 9953,68 \times 10^4} = 5,45 \text{ N/mm}^2$$

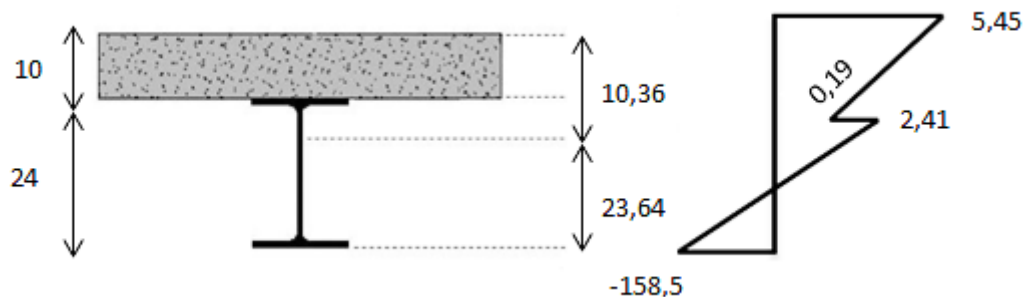


Figure V.5 : Diagramme des contraintes de flexion [MPa]

V.2.3.6 Contraintes additionnelle de retrait :

$$\beta = \frac{(h + t)}{2} = \frac{24 + 10}{2} = 17 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A \times \beta} = \frac{3892}{39,1 \times 17} = 5,85 \text{ cm}$$

$$K = \frac{B \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A}{(n \times I_a \times A) + (B \times I_a) + (B \times A \times \beta^2)}$$

$$= \frac{1080 \times 21 \times 10^6 \times (2 \times 10^{-4}) \times 17 \times 39,1}{(12,73 \times 3892 \times 39,1) + (1080 \times 3892) + (1080 \times 39,1 \times (17)^2)}$$

$$\Rightarrow K = 164,36 \text{ N/cm}^3$$

$$Z_1 = \frac{h}{2} + \alpha = 12 + 5,85 = 17,85 \text{ cm}$$

$$Z_2 = Z_1 + t = 27,85 \text{ cm}$$

*Dans l'acier:

-Contrainte dans la semelle inférieure de la poutre :

$$\sigma_{a \text{ inf}} = K \times (h - Z_1) = -1010,81 \text{ N/cm}^2 = -10,1 \text{ MPa}$$

-Contrainte dans la semelle supérieure de la poutre:

$$\sigma_{a \text{ sup}} = K \times Z_1 = 29,34 \text{ MPa}$$

*Dans le béton :

-Contrainte dans la fibre inférieure de la dalle:

$$\sigma_{b \text{ inf}} = \frac{E_a \times \varepsilon - K \times Z_2}{n} = \frac{21 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4} - 164,36 \times 27,85}{12,73} = -0,29 \text{ MPa}$$

- Contrainte dans la fibre supérieure de la dalle:

$$\sigma_{b \text{ sup}} = \frac{E_a \times \varepsilon - K \times Z_1}{n} = \frac{21 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4} - 164,36 \times 17,85}{12,73} = 0,99 \text{ MPa}$$

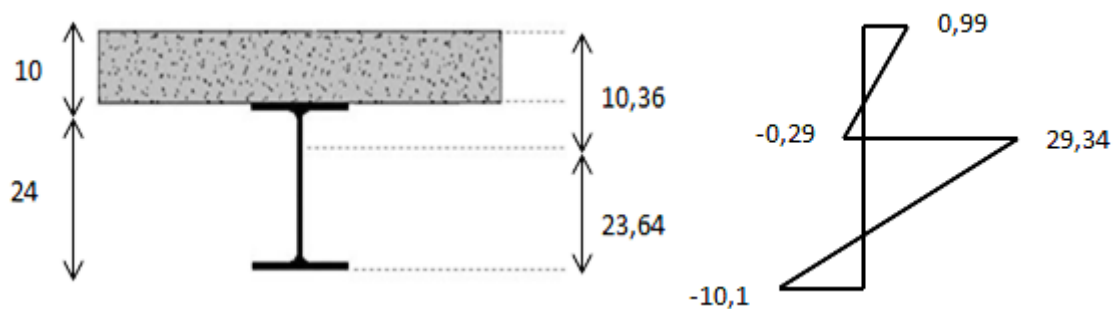


Figure V.6 : Diagramme des contraintes additionnelles de retrait [MPa]

V.2.3.7 Cumul des contraintes :

*Dans l'acier :

$$\sigma_{a \text{ inf}} = -158,50 - 10,10 = -168,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a \text{ sup}} = 2,41 + 29,34 = 31,75 \text{ MPa}$$

*Dans le béton :

$$\sigma_{b \text{ inf}} = 0,19 - 0,29 = -0,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b \text{ sup}} = 5,45 + 0,99 = 6,44 \text{ MPa}$$

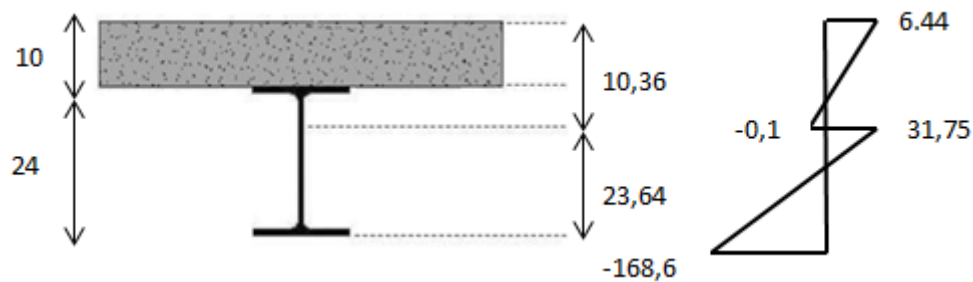


Figure V.7 : Diagramme de cumul des contraintes [MPa]

V.3 CALCUL DES POUTRES :

$$M_{sd} = q_u \times \frac{l_y^2}{8} = 18,31 \times \frac{9,3^2}{8}$$

$$M_{sd} = 197,95 \text{ KN.m}$$

V.3.1 Condition de résistance :

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

$$\Rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{197,95 \times 1,1 \times 10^3}{235} = 926,57 \text{ cm}^3$$

Le choix de profilé est IPE360

V.3.2 Vérification de la flèche :

$$\delta \leq \delta_{\max} \Rightarrow \delta = \frac{q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$\Rightarrow \delta = \frac{1264 \times 10^{-2} \times 9,3^4}{384 \times 2,1 \times 10^8 \times 16270 \times 10^{-8}} = 0,72 \text{ cm} \leq \frac{l}{250} = 3,72 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

V.3.3 Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} \Rightarrow V_{sd} = \frac{q \times l}{2} \leq V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

A_v : l'aire de cisaillement

$$A_v = A - (2b \times t_f) + [(t_w + 2r) \times t_f]$$

$$A_v = 72,7 - (2 \times 17 \times 1,27) + [(0,8 + 2 \times 1,8) \times 1,27]$$

$$A_v = 35,10 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_{sd} = \frac{18,31 \times 9,3}{2} = 85,14 \text{ KN} \leq V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{3510 \times 235}{1,1} = 434,92 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

V.4 CALCUL DE FERRAILLAGE DE LA DALLE :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 18,31 \text{ KN/ml}$$

V.4.1 Calcule du moment fléchissant :

$$M_{\max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{18,31 \times 9,3^2}{8} \Rightarrow M_{\max} = 66,75 \text{ KN.m}$$

V.4.2 Valeurs minimales des moments :

$$M_t = 0,85 M_{\max} \quad : \text{travée de rive.}$$

$$M_t = 0,75 M_{\max} \quad : \text{travée intermédiaire}$$

On prend les valeurs maximales des moments :

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 56,74 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 M_{\max} = 50,10 \text{ KN.m}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{56,74}{1,08 \times 0,11^2 \times 14,17 \times 10^3} \Rightarrow \mu_u = 0,306$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} \Rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = 0,306 \leq \mu_R$$

Donc une section a simple armature tel que ($F_e 400 : \mu_R = 0,392$);

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \Omega_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} \Rightarrow \sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$Z = d \times (1 - (0,4 \times \alpha)) \quad \text{D'où :} \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,47$$

Donc :

$$Z = 0,11 \times (1 - (0,4 \times 0,47)) = 9,44 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{56,74}{0,095 \times 347,82} \Rightarrow A_{st} = 1,73 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A_{st} < 0,5\%B = 5,4 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{st} = 1,73 \text{ cm}^2$$

La dalle est ferrillée dans les deux sens avec **5T12** espacé de **20cm**.

V.5 CALCUL DES CONNECTEURS :

Pour que la dalle mixte joue son rôle, il faut qu'il n'y ait pas de glissement entre la dalle en béton et la tôle, on ajoute alors des connecteurs en acier de caractéristiques suivantes :

V.5.1 Résistance au cisaillement d'un connecteur :

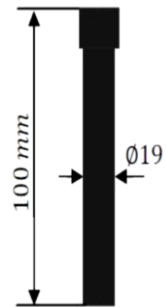
La résistance d'un connecteur est donnée par la plus faible valeur des deux formules suivante :

$$h = 100 \text{ mm.}$$

$$d = 19 \text{ mm.}$$

$$f_y = 275 \text{ MPa.}$$

$$f_u = 430 \text{ MPa. (La résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon)}$$



❖ Résistance du connecteur isolé :

$$P_{Rd} = \frac{0,8 \times f_u}{\gamma_v} \times \frac{\pi \times d^2}{4} = \frac{0,8 \times 430}{1,25} \times \frac{(3,14) \times (19)^2}{4} = 78 \text{ KN.}$$

Avec :

γ_v : Facteur de sécurité associé au connecteur.

❖ Résistance du béton autour du connecteur :

$$P_{Rd} = 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{100}{19} = 5,26 > 4 \rightarrow \alpha = 1$$

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ (résistance caractéristique du béton).

$$\text{Donc : } P_{Rd} = 0,29 \times (1) \times (19)^2 \times \sqrt{25 \times 33000} \times \frac{1}{1,25} = 76,07 \text{ KN.}$$

V.5.2 Effort de cisaillement longitudinal :

$$f_{cf} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a}$$

Avec :

A_a : section du profile (5380 mm²).

$$\gamma_a = 1,1$$

$$f_y = 235 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } f_{cf} = 5380 \times \frac{235}{1,1} = 1149,36 \text{ KN.}$$

V.5.3 Nombre des connecteurs :

$$N \geq N_f = \frac{f_{cf}}{P_{Rd}} = \frac{1149,36}{76,07} = 15,11 \approx \mathbf{16 \text{ goujons.}}$$

Donc : On a 16 goujons sur la demi-portée de la solive.

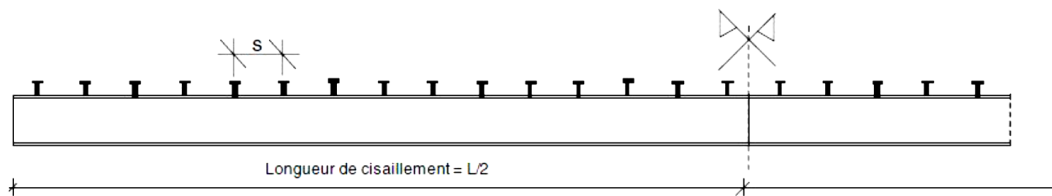


Figure V.8 : Disposition des connecteurs

❖ Espacement des goujons :

$$S = \frac{L}{2} \times \frac{1}{N} = \frac{540}{2} \times \frac{1}{16} = 17 \text{ cm.}$$

VI.1 INTRODUCTION :

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

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

Le calcul sismique se fait selon le "Règlement parasismique Algérien" -RPA99/version 2003- (D.T.R-B.C-2.48), il recommande trois méthodes de calcul :

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

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

VI.2 PRINCIPE DE LA METHODE :

Dans cette méthode, il faut rechercher 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.

VI.3 SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL :

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

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

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :
 - Zone : I
 - Classification des ouvrages : 1B (construction sportif)
 - A = 0,10 (Voir annexe C.1)

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

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

- ξ (%) : Le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau Constitutif.

On prend $\xi = 5\%$ (Voir annexe C.2)

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

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

Ossature contreventée par palées triangulées en X $\rightarrow R = 4$ (Voir annexe C.3)

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

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Critère q	P _q	
	Observé	N/observé
Conditions minimales sur les files de contreventement		0,05
Redondance en plan	0	
Régularité en plan	0	
Régularité en élévation	0	
Contrôle de la qualité des matériaux		0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution		0,1
		$\sum P_q = 0,2$

Tableau VI.1 : Facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum P_q = 1,2$$

- T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées la catégorie du site : (site est meuble)
 Pour S₃ (site meuble) $\mapsto T_1 = 0,15_s$
 $\mapsto T_2 = 0,5_s$ (Voir annexe C.4)

VI.4 ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :

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

VI.4.1 Modélisation de la structure :

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

On à utiliser pour la modélisation de notre structure le logiciel SAP2000.

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

✓ Etape de la modélisation de la structure :

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

Eléments de la structure	Profilés
Poteaux	HEA360
Poutres	IPE360
Potelets	IPE360
Limon	IPE300
Pannes	IPE160
Ferme :	
Membrure sup / inf.	IPE160
Diagonale / montant.	L 80.80.8

Tableau VI.2 : Eléments structuraux constituant la salle.

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

VI.4.2 Analyse modale spectrale :

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

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

Le spectre est caractérisé par les données suivants :

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

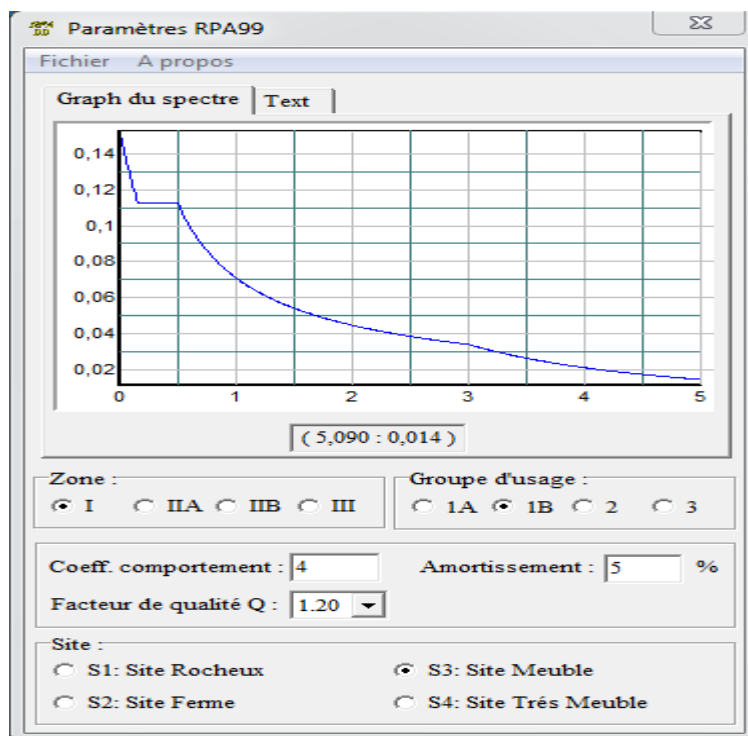


Figure VI.1 Spectre de réponse

VI.5 VERIFICATION DE LA STRUCTURE :

VI.5.1 Vérification de la période fondamentale :

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

- La période fondamentale obtenu par le logiciel SAP2000 : $T = 0,59s$
- La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T = Ct \times h_N^{3/4}$$

Avec :

C_t : Coefficient donné en fonction du système de contreventement et du type de remplissage :

Pour des contreventements assurés par des palées triangulées $C_t = 0,05$
(Voir annexe C.5)

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) : $h_N = 12$ m

D'où : $T = 0,05 \times 12^{3/4} = 0,322$ s

Donc : $0,59$ s $>$ $T + 30\% T = 0,41$ s

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

VI.5.2 Vérification de la force sismique à la base :

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

$$V_t > 0,8 V$$

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

Effort sismique dans le sens (X) : $V_t = 266,89$ KN

Effort sismique dans le sens (Y) : $V_t = 288,43$ KN

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,10$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

On a : $0 < T < T_2 = 50$ s donc $D = 2,5\eta = 2,5$

Q : Facteur de qualité $Q = 1,20$

R : Coefficient de comportement global de la structure $R = 4$

W : Poids total de la structure (calculé par SAP2000) $W = 3578,38$ KN

$$V = \frac{1,2 \times 0,10 \times 2,5}{4} \times 3578,38 = 268,37 \text{ KN}$$

	Vt (KN)	V (KN)	80%V (KN)	Vt > 80%V
V_x	266,89	268,37	214,70	Vérifiée
V_y	288,43	268,37	214,70	Vérifiée

Tableau VI.3 : Résultante des forces sismiques à la base.

VI.5.3 Vérification des déplacements :

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

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

Avec :

- δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques.
- R : Coefficient de comportement

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

Niveau	δ_{ek}(cm)	R	δ_k(cm)	1% δ_k(cm)	Condition
Etage/toiture	1,75	4	7	12	Vérifier

TableauVI.4 : Déplacement relatifs dans le sens (x-x).

Niveau	δ_{ek}(cm)	R	δ_k(cm)	1% δ_k(cm)	Condition
Etage/toiture	0,67	4	2,68	12	Vérifier

TableauVI.5 : Déplacement relatifs dans le sens (y-y).

VII.1 CALCUL DES POTEAUX :

VII.1.1 introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les surcharges, et qui transmettent ces derniers aux fondations, ils sont généralement des profilés en HEA ou HEB.

On doit calculer le poteau le plus sollicité qui est le poteau central de RDC.

VII.1.2 Dimensionnement des poteaux :

$$M_{sd} = -312,74 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 1192,96 \text{ KN}$$

VII.1.2.1 Vérification de résistance :

Les poteaux sont sollicités en flexion composée, alors il faut qu'il satisfait la condition suivante :

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

Avec :

$$\begin{cases} M_{pl,Rd} = W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \\ N_{pl,Rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \end{cases}$$

$$\frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{2562 \times 235 \times 10^3}{1,1} = 547,33 \text{ KN.m}$$

$$\frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{159 \times 235 \times 10^2}{1,1} = 3396,81 \text{ KN}$$

$$\text{Donc:} \quad \rightarrow \quad \left(\frac{312,74}{547,33} \right) + \left(\frac{1192,96}{3396,81} \right)^2 \leq 1 \quad \text{C.V}$$

Profil	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA 360	125	159	390	300	19	11	45070	8564	2562	872,9	16,84	7,34

Tableau VII.1 : Caractéristique de profilée HEA360.

VII.1.2.2 Classe de la section transversale :**a. Classe de l'âme fléchie :**

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

$$d = h - 2 \times (t_f + r)$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298}{11} = 27,09 < 33\varepsilon \quad \rightarrow \text{l'âme est de classe I}$$

b. Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{b_f}{2} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \Rightarrow 8,57 < 10 \quad \rightarrow \text{la semelle est de classe I}$$

Donc : la section est de classe I

VII.1.2.3 Vérification au flambement:

On doit vérifier que : $N_{sd} \leq N_{b,Rd}$

- N_{sd} : Effort de compression.
- $N_{b,Rd}$: La résistance de calcul d'un élément comprimé au flambement, elle être prise égale à :

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

- $\beta_A = 1$ pour les sections de classe I
- $\gamma_{M1} = 1,1$
- χ : Coefficient de réduction dépend de $\bar{\lambda}$
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b_f} = \frac{390}{300} = 1,3 \geq 1,2 \\ t_f = 19 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{axe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} \text{axe}(yy) \\ \text{axe}(zz) \end{cases} \\ \text{courbe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} a \\ b \end{cases} \end{array} \right.$$

Plan yy:

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{l_0/2}{16,84} = \frac{170}{16,84} = 10,1 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\varepsilon} = \frac{10,1}{93,9} = 0,10$$

Plan zz:

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{l_0/2}{7,37} = 23,06 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9\varepsilon} = \frac{23,06}{93,9} = 0,24$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,24 \xrightarrow{\text{courbe b}} \chi = 1$$

Donc :

$$N_{b,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 159 \times 235 \times 10^2}{1,1} = 3396,8 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{b,Rd} \quad \rightarrow \quad 1192,96 \text{ KN} < 3396,8 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

VII.2 CALCUL DE LA FERME :

VII.2.1 Introduction :

Dans une construction métallique, on remarque qu'il y a deux genres de portiques.

- Portique à comble en ferme.
- Portique à comble en traverse.

Le choix de la ferme à notre projet dépend à la grande portée et plus économique qu'une traverse.

Le calcul des portiques est la partie la plus importante dans une étude d'un hall métallique.

Dans ce cas, ce calcul est divisé en deux parties :

- ✓ Dans le premier cas, il s'agit de faire un pré dimensionnement des profilés de la ferme dont lesquels se calculent les efforts internes.
- ✓ Dans le deuxième cas, la vérification des contraintes est nécessaire dans les différents éléments en gardant une contrainte inférieure à la limite élastique de l'acier.

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2.$$

VII.2.2 Calcul des efforts dans les barres :

La détermination des efforts de traction et de compression dans les barres peut s'effectuer selon trois (03) méthodes :

- La méthode des nœuds (analytique).
- La méthode des sections (Ritter).
- La méthode de Cremona.

Pour faciliter les calculs de la ferme, un logiciel automatique « SAP 2000 » a été utilisé.

VII.2.2.1 Schéma statique de la ferme trapézoïdale adoptée :

Voir figure suivante :

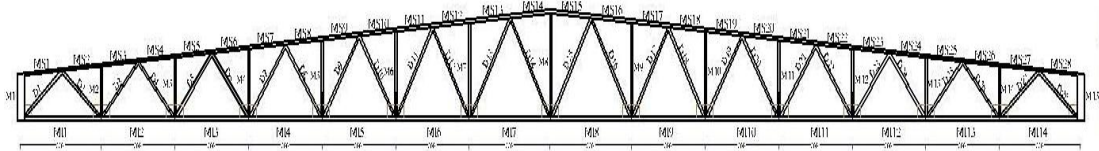


Figure VII.1 : Schéma statique de la ferme trapézoïdale

- Nombre des nœuds → $n = 44$
- Nombre des barres → $b = 85$
- Membrures supérieurs : 28 barres.
- Membrures inférieurs : 14 barres.
- Montants : 15 barres.
- Diagonales : 28 barres.
- Système isostatique (symétrique) : $b = 2n - 3$ (Vérifié)

• les profilés choisis pour la ferme :

IPE 160 : pour membrures inférieures et supérieures.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	d mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl-y cm ³	Wpl-z cm ³	iy cm	iz cm
IPE160	15.8	20.09	160	82	7.4	5	127	869.3	68.3	124	26.10	6.5 8	1.84

Tableau VII.2 : Caractéristique de profilée IPE160.

L80×80×8 : pour montants et diagonales.

Profilé	Dimensions					Masse Par mètre	Aire de section	Caractéristique de calcul		
	a mm	a mm	e mm	r mm	r ₁ mm	P Kg/m	A ₂ Cm ²	I _x , I _y Cm ⁴	W _{elx} =W _{ely} Cm ³	i _x =i _y Cm
L80/80/8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	72,25	12,52	2,43

Tableau VII.3 : Caractéristique de cornière L80/80/8.

Ces résultats sont obtenu après plusieurs essais des profiles

Avec les caractéristiques suivantes :

VII.2.2.2 Calcul des efforts normaux (unité KN) :

(+) : Tendue (-) : compression

Remarque :

Pour chaque groupe d'éléments (membrures supérieurs, membrures inférieures, montants, diagonales), on a choisi les barres les plus sollicitées.

Tableau : « Les résultat » (unité en KN)

Barres Combinaisons	M. sup		M. inf		Montant		Diagonale	
	M(11)	M(18)	M(5)	M(10)	M(2)	M(13)	d (1)	d(28)
1,35G+1,5Q	-153,045		194,112		-118,654		184,982	

Tableau VII.4 : Résultats des efforts normaux de la ferme.

VII.2.2.3 Les éléments comprimés :

a- Membrane supérieur : IPE160

Les membrures supérieur M(11) et M(18) sont les plus sollicitées à un effort de compression qui est égal à $N_{c, sd} = -153,045$ KN, par rapport aux autres barres des membrures supérieures.

Donc on doit de vérifier vis-à-vis du flambement : $N_{c, sd} \leq N_{c, Rd}$

$$N_{c, rd} = \frac{\chi \times \beta A \times A \times f_y}{\gamma m_1}$$

✚ Classe de la section :

➤ Calcul de la classe de la Semelle:
$$\begin{cases} b = 82 \text{ mm} \\ c = \frac{b}{2} = 41 \text{ mm} \\ t = 7,4 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\frac{c}{t} = 5,54 < 10\epsilon \rightarrow \text{la semelle de la classe 1}$$

$$\text{➤ Calcul de la classe de l'âme : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 25,44 \\ 33\varepsilon = 33 \\ \frac{d}{t_w} \leq 33 \quad \mapsto \quad \text{l'âme de la classe 1} \end{array} \right.$$

✚ Calcul de l'élançement réduit :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93,9\varepsilon} \quad \text{avec : } \lambda = \frac{l}{i}$$

$l = 0,9 l_0$ (pour membrure inf et sup)

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

$$\lambda_x = \frac{l}{i_x} = \frac{135}{6,58} = 20,97 \quad \mapsto \quad \bar{\lambda}_x = \frac{20,97}{93,9} = 0,22$$

$$\lambda_y = \frac{l}{i_y} = \frac{135}{1,84} = 73,36 \quad \mapsto \quad \bar{\lambda}_y = \frac{73,36}{93,9} = 0,78$$

$\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_y = 0,78 > 0,2$ le risque de flambement à considérer.

✚ Facteur d'imperfection $\alpha = 0,34$ (tableau 55.3) (CCM 97)

$$\Phi = 0,5 [1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2] \quad \rightarrow \quad \Phi = 0,9$$

$$\chi = 0,7$$

$$N_{c,rd} = \frac{0,7 \times 1 \times 20,1 \times 23,4}{1,1} = 299,30 \text{ KN} \geq N_{c,sd} = 153,045 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

Conclusion: la section choisie résiste.

b- Montant : 2L/80/80/8

Les montants (2) et (13) sont les plus sollicités à un effort de compression qui est égale à $N_{c,sd} = -118,654 \text{ KN}$, par rapport aux autres barres des montants.

- Pour la section brute :

Donc on doit les vérifier vis-à-vis du flambement : $N_{c,sd} \leq N_{c,Rd}$

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

Calcul de l'élançement réduit :

✚ Calcul de l'élançement réduit :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93,9\varepsilon} \quad \text{avec : } \lambda = \frac{l}{i}$$

$l = 0,8 l_0$ (pour montant et diagonale) $l_0 = 2,28 \text{ m}$

$$\lambda = \frac{1}{i(x=y)} = \frac{182}{2,43} = 74,89 \mapsto \bar{\lambda} = \frac{74,89}{93,9} = 0,8$$

$\bar{\lambda} = 0,8 > 0,2$ le risque de flambement à considérer.

✚ Facteur d'imperfection $\alpha = 0,49$ (tableau 55.3) (CCM 97)

$$\Phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \Phi = 0,96$$

$$\chi = 0,67$$

$$N_{c, rd} = \frac{0,67 \times 1 \times 12,3 \times 23,4}{1,1} = 253 \text{ KN} \geq N_{c, sd} = 118 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

Conclusion: la section choisie résiste.

- Pour la section nette :

4 boulons de $\varnothing 20$ au droit des trous de fixation.

$$A_{net} = A - 4 \times \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) = 9,16 \text{ cm}^2$$

$$N_{c, rd} = \frac{\chi \times \beta A \times A \times f_y}{\gamma m_1}$$

$$N_{c, rd} = 130,55 \text{ KN} \geq N_{c, sd} = 118,654 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

Conclusion: la section choisie résiste.

VII.2.2.4 Les éléments tendus :

a- Membrane inférieure : IPE160

Les membrures inférieure (5) et (10) sont les plus sollicitées à un effort de traction $N_{t, sd} = 194,112 \text{ KN}$ par rapport aux autres barres des membrures inférieures.

Donc on les vérifie de cette condition : $N_{t, sd} \leq N_{t, Rd}$

$$N_{t, rd} = \frac{A \times F_Y}{\gamma M_0} = \frac{20,1 \times 23,5}{1,1} = 429,77 \text{ KN}$$

$$N_{t, rd} = 429,77 \text{ KN} \geq N_{t, sd} = 194,112 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

Conclusion: la section choisie résiste.

b- Diagonale : 2L 80/80/8

Les diagonales (d_1) et (d_{18}) sont les plus sollicitées à un effort de traction $N_{t, sd} = 184,982 \text{ KN}$ par rapport aux autres barres de diagonale.

Donc on doit les vérifier vis à vis: $N_{t, sd} \leq N_{t, Rd}$

- Pour la section brute : $A = 12,3 \text{ cm}^2$

$$N_{t,rd} = \frac{A \times F_Y}{\gamma M_0} = \frac{12,3 \times 23,5}{1,1} = 262,77 \text{ KN}$$

$$N_{t,rd} = 262,77 \text{ KN} \geq N_{t,sd} = 184,982 \text{ KN}$$

C.V

Conclusion: la section choisie résiste.

- Pour la section nette :

4 boulons de $\varnothing 20$ au droit des trous de fixation

$$A_{net} = A - 4 \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) = 9,16 \text{ cm}^2$$

$$N_{t,rd} = 195,69 \text{ KN} \geq N_{t,sd} = 184,982 \text{ KN}$$

C.V

Conclusion: la section choisie résiste.

VII.2.2.5 Calcul de la flèche :

On vérifie par la formule suivant : $\delta_{max} < \delta_{adm}$

$$\delta_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{4320}{200} = 21,6 \text{ cm}$$

δ_{max} (calculé par logiciel SAP2000)

nœuds	1	2	3	4	5	6	7
δ_{max}	0,021	1,777	2,342	3,518	4,927	5,110	6,852

8	9	10	11	12	13	14	15
6,434	6,852	5,110	4,927	3,518	2,342	1,777	0,021

Tableau VII.5 : Résultats de flèche de la ferme.

La plus grande flèche se trouve au niveau des nœuds 7 et 9 d'où $\delta_{max} = 6,852 \text{ cm}$

$$\delta_{max} = 6,852 \text{ cm} < \delta_{adm} = 21,6 \text{ cm}$$

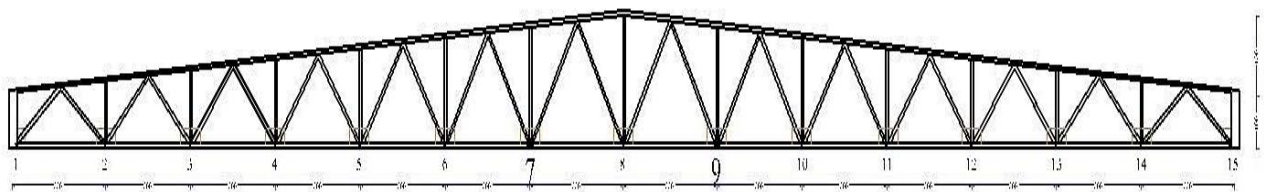
C.V

Figure VII.2 : Schéma statique représente les nœuds de la flèche maximale.

VII.3 CALCUL DES CONTREVENTEMENTS :

VII.3.1 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, effets de séismes, chocs etc.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », contreventement « en ciseaux », en façade « palée de stabilité » et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

VII.3.2 Dimensionnement des éléments de contreventement :

VII.3.2.1 Contreventement verticaux : (Palée de stabilité) :

Les barres des contreventement verticaux sont sollicitées par un effort de traction $N_{t,sd}$, donc :

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd} \rightarrow (5.13 \text{ page 61 CCM 97})$$

$$N_{t,sd} = 118,56 \text{ KN sous la combinaison } 1,35 G + 1,5Q \text{ selon logiciel SAP2000.}$$

Avec : $N_{t,Rd}$: effort de traction résistant .

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

$$N_{t,sd} \leq \frac{A \times f_y}{\delta_{M0}} \rightarrow A_{\min} \geq \frac{N_{sd} \times \delta_{M0}}{f_y} = \frac{118560 \times 1,1}{235.10^2}$$

$$\rightarrow A_{\min} \geq 5,55 \text{ cm}^2$$

Choix des profils, une double cornière à ailes égales : **L70.70.7** $\rightarrow S = 9,40 \text{ cm}^2$.

*Résistance ultime :

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{\text{net}} \times f_u}{\delta_{M0}} = \frac{0,9 \times 8,14 \times 36}{1,25} = 211 \text{ KN}$$

*Résistance plastique de la section nette :

$$N_{\text{net},Rd} = \frac{A_{\text{net}} \times f_y}{\delta_{M0}} = \frac{8,14 \times 23,5}{1,1} = 173,9 \text{ KN.}$$

$$(A_{\text{net}} = 8,14 \text{ cm}^2).$$

*Résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\delta_{M0}} = \frac{9,40 \times 23,5}{1,1} = 200,82 \text{ KN.}$$

❖ Vérification :

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

Avec :

$$N_{t,Rd} = \min (N_{u,Rd} ; N_{net,Rd} ; N_{pl,Rd}) = 173,9 \text{ KN} .$$

$$\rightarrow 118.56 \text{ KN} \leq 173,9 \text{ KN} . \quad \text{C.V} \quad \rightarrow \text{L70.70.7} : \text{ le bon choix.}$$

VII.3.2.2 Contreventement horizontal : (poutre au vent)

Après un calcul automatique ; on utilisant SAP2000 ; on a obtenu les résultats des sollicitations ; on a trouvé que le cas le plus défavorables des montants avec :

$$N_p = -35,47 \text{ KN} ; \text{ et les diagonales : } N_p = 151,70 \text{ KN}.$$

✓ Section de la diagonale :

$$A = \frac{N_p}{f_y} = \frac{151,70}{23,5} = 6,45 \text{ cm}^2$$

Soit : L70.70.7 (A = 9,40 cm²) ; (i_x = i_y = 2,12 cm).

➤ Vérification des contraintes :

$$\sigma = \frac{N_p}{A} = \frac{151,70}{9,40} = 16,13 \text{ KN/cm}^2 \leq 23,5 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{C.V}$$

→ La diagonale de section **L70.70.7** est suffisant.

✓ Les montants de la poutre au vent : (pannes IPE160)

On doit vérifier les pannes à la flexion déviée. (Déjà vérifier au chapitre IV).

VIII.1 DEFINITION :

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

VIII.2 LES PRINCIPAUX MODES D'ASSEMBLAGE :

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

VIII.3 CLASSIFICATION DES ASSEMBLAGES :

Les assemblages peuvent être classés en fonction de :

- Leur rigidité
- Leur résistance

VIII.4 LES CLASSES DES BOULONS :

Valeurs de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau VIII.1: Classes des boulons

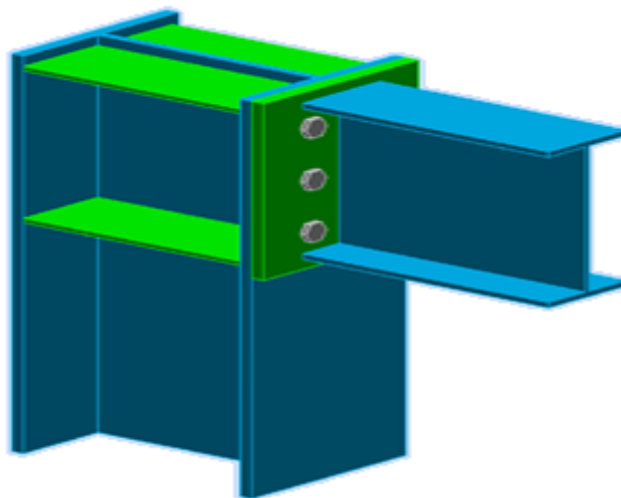
VIII.5 CALCUL DES ASSEMBLAGES :**VIII.5.1 Assemblage poteau- poutre :**

Figure VIII.1 : 3D d'assemblage poteau - poutre (HEA360 – IPE360)

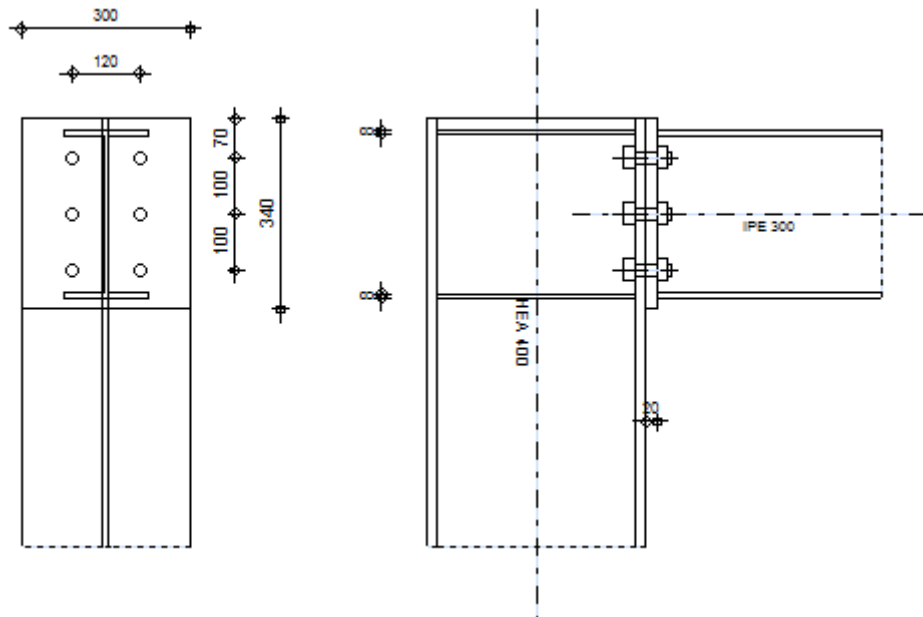


Figure VIII.2 : Détail d'assemblage poteau - poutre (HEA360 – IPE360)

VIII.5.1.1 Efforts sollicitant :

$$M_{sd} = 102,43 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 76,29 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 88,66 \text{ KN.}$$

VIII.5.1.2 Soudure de la platine :

a. Cordonne de soudure :

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

$$t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm}$$

$$t_{\text{poutre (IPE 360)}} = 12,7 \text{ mm}$$

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

$$a_{\text{max}} = 0,7 t_{\text{min}} = 8,9 \text{ mm}$$

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

$$5 \text{ mm} \leq a \leq 8,9 \text{ mm} \rightarrow a = 7 \text{ mm}$$

b. Soudure de la semelle tendue :

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

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{102,43 \times 10^3}{300} + 76,29$$

$$N_d = 417,72 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times a \sqrt{2} \times l \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0,7 \times 7 \sqrt{2} \times 300 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} \rightarrow R_s = 444,13 \text{ KN}$$

$$R_w = \frac{0,5 \times f_{ue} \times a \times l}{\gamma_{m_1}} = \frac{0,5 \times 510 \times 7 \times 300 \times 10^{-3}}{1,1} \rightarrow R_w = 486,82 \text{ KN}$$

f_{ue} : résistance de métal de la soudure.

$$N_d = 417,72 \text{ KN} \leq R_s = 444,13 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

c. Soudure de l'âme :

$$V_{sd} \leq R_s$$

$$R_s = \frac{0,7 \times a \sqrt{2} \times l \times f_y}{\gamma_{m_1}} = \frac{0,7 \times 7 \sqrt{2} \times 669,2 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1}$$

Avec : $l = 2 \times h_i = 669,2 \text{ mm}$ (IPE360 $\rightarrow h_i = 334,6 \text{ mm}$)

$$R_s = 1089,77 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 88,66 \text{ KN} \leq R_s = 1089,77 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

VIII.5.1.3 Disposition constructive :

a. Le choix de diamètre du boulon :

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

On à l'épaisseur de la platine $t=20\text{mm}$, alors on prend 2 files de 3 boulons de diamètre Ø20 classe 8.8

b. Pince longitudinale :

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

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

$$t = 12,7 \text{ mm}$$

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

Alors on prend : $e_1 = 70\text{mm}$

c. Pince transversale :

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

$$33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 152,4 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 90 \text{ mm}$$

d. Calcul des boulons sollicités en traction :

$$M_{sd} \leq M_r$$

$$T_r = 08 \times f_{ub} \times a_s = 0,8 \times 800 \times 245 \times 10^{-3}$$

$$T_r = 156,8 \text{ KN}$$

$$M_r = 2 T_r \times (70 + 170 + 270) \times 10^{-3}$$

$$M_r = 2 \times 156,8 \times 0,51$$

$$M_r = 159,94 \text{ KN.m} > 120,43 \text{ KN.m}$$

C.V

e. Calcul des boulons sollicitent au cisaillement :

$$V_d \leq \frac{V_r}{\gamma m_1}$$

$$V_r = 0,4 \times f_{ub} \times a_s$$

$$V_r = 0,4 \times 800 \times 10^{-3} \times 245$$

$$V_r = 78,4 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{6} = 14,77 \text{ KN}$$

$$V_d = 14,77 \text{ KN} < \frac{V_r}{\gamma m_1} = 71,27 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

f. Vérification de la pression diamétrale :

$$V_d \leq \frac{L_r}{\gamma m_1}$$

$$\frac{L_r}{1,1} = 2,4 \times f_u \times d_0 \times t = \frac{2,4}{1,1} \times 360 \times 22 \times 10,7 \times 10^{-3} = 184,90 \text{ KN}$$

$$V_d = 14,77 \text{ KN} < \frac{L_r}{1,1} = 184,90 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

VIII.5.2 Assemblage membrure supérieur-poteaux :**VIII.5.2.1 Efforts sollicitant :**

$$M_{sd} = 5,11 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 101,50 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 98,49 \text{ KN}$$

VIII.5.2.2 Soudure de la platine :**a. Cordonne de soudure :**

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

$$t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm}$$

$$t_{\text{poutre(IPE160)}} = 7,4 \text{ mm}$$

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

$$\rightarrow a_{\text{max}} = 0,7 t_{\text{min}} = 5,18 \text{ mm}$$

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

$$5 \text{ mm} \leq a \leq 5,18 \text{ mm} \quad \rightarrow a = 5 \text{ mm}$$

b. Soudure de la semelle tendue :

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

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{5,11 \times 10^3}{160} + 101,50 \rightarrow N_d = 133,43 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times a \sqrt{2} \times l \times f_y}{\gamma m_1} = \frac{0,7 \times 5 \sqrt{2} \times 164 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1}$$

$$R_s = 173,42 \text{ KN}$$

$$R_w = \frac{0,5 \times f_{ue} \times a \times l}{\gamma m_1} = \frac{0,5 \times 510 \times 5 \times 164 \times 10^{-3}}{1,1}$$

$$R_w = 190,09 \text{ KN}$$

$$N_d = 133,43 \text{ KN} \leq R_s = 173,42 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

c. Soudure de l'âme :

$$V_{sd} \leq R_s$$

$$R_s = \frac{0,7 \times a \sqrt{2} \times l \times f_y}{\gamma m_1} = \frac{0,7 \times 5 \sqrt{2} \times 290,4 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1}$$

$$R_s = 307,08 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 98,49 \text{ KN} \leq R_s = 307,08 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

VIII.5.2.3 dispositions constructives :

a. Le choix de diamètre du boulon:

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

On a l'épaisseur de la platine $t=20\text{mm}$, alors on prend 2 files de 2 boulons de diamètre $\varnothing 20$ classe 6.8

b. Pince longitudinale :

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

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

$$t = 7,4 \text{ mm}$$

$$26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 88,8 \text{ mm}$$

Alors on prend : $e_1 = 55 \text{ mm}$

c. Pince transversale :

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

$$33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 88,8 \text{ mm}$$

$$\rightarrow e_2 = 35 \text{ mm}$$

d. Calcul des boulons sollicités en traction :

$$M_{sd} \leq M_r$$

$$T_r = 0,8 \times f_{ub} \times a_s = 0,8 \times 600 \times 245 \times 10^{-3}$$

$$T_r = 117,6 \text{ KN}$$

$$M_r = 2 T_r \times (55 + 135) \times 10^{-3}$$

$$M_r = 44,70 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 44,70 \text{ KN.m} > 5,11 \text{ KN.m} \quad \text{C.V}$$

e. Calcul des boulons sollicitent au cisaillement :

$$V_d \leq \frac{V_r}{\gamma_{m_1}}$$

$$V_r = 0,4 \times f_{ub} \times a_s$$

$$V_r = 0,4 \times 600 \times 10^{-3} \times 245$$

$$V_r = 58,80 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{4} = 24,62 \text{ KN}$$

$$V_d = 24,62 \text{ KN} < \frac{V_r}{\gamma_{m_1}} = 53,45 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

f. Vérification de la pression diamétrale :

$$V_d \leq \frac{L_r}{\gamma_{m_1}}$$

$$\frac{L_r}{1,1} = 2,4 \times f_u \times d_0 \times t = \frac{2,4}{1,1} \times 360 \times 22 \times 7,4 \times 10^{-3} = 127,78 \text{ KN}$$

$$V_d = 24,62 \text{ KN} < \frac{L_r}{1,1} = 127,78 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

VIII.5.3 Assemblage (barre de ferme) :

VIII.5.3.1 Efforts sollicitant :

$$M_{sd} = 6,92 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 85,83 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 102,40 \text{ KN}$$

VIII.5.3.2 La soudure :

a. Cordonne de soudure :

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

$$t_{\max} = 10 \text{ mm}$$

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

$$a_{\min} = 4 \text{ mm} \quad \text{pour} \quad t_{\max} \leq 17 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = 0,7t_{\min} = 5,6 \text{ mm}$$

$$4 \text{ mm} \leq a \leq 5,6 \text{ mm} \quad \rightarrow a = 5 \text{ mm}$$

b. Soudure de gousset :

$$\alpha = 55^\circ$$

$$N_d = N_{sd} \times \sin 55$$

$$N_d = 85,83 \times \sin 55$$

$$N_d = 70,30 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times s \times l \times f_y}{\gamma_{m_1}} = \frac{0,7 \times 5\sqrt{2} \times 480 \times 2 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1}$$

$$R_s = 1015,14 \text{ KN}$$

$$N_d = 70,30 \text{ KN} < R_s = 1015,14 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

VIII.5.3.3 Disposition constructive :**a. Le choix de diamètre du boulon :**

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

Après plusieurs simulations on opte pour un assemblage formé de 2 files de 1 boulon H.R 6.8 de diamètre Ø20.

b. Pince longitudinale :

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

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

$$t = 8 \text{ mm}$$

$$26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 96 \text{ mm}$$

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

c. Pince transversale :

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

$$33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 96 \text{ mm}$$

$$\rightarrow e_2 = 40 \text{ mm}$$

d. Calcul des boulons sollicitent au cisaillement :

$$V_d \leq \frac{V_r}{\gamma_{m_1}}$$

$$V_r = 0,4 \times f_{ub} \times a_s$$

$$V_r = 0,4 \times 600 \times 10^{-3} \times 245$$

$$V_r = 58,60 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{2} = 51,2 \text{ KN}$$

$$V_d = 51,2 \text{ KN} < \frac{V_r}{\gamma_{m_1}} = 53,45 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

e. Vérification de la pression diamétrale :

$$V_d \leq \frac{L_r}{\gamma_{m_1}}$$

$$\frac{L_r}{1,1} = 2,4 \times f_u \times d \times t = \frac{2,4}{1,1} \times 360 \times 22 \times 8 \times 10^{-3} = 138,24 \text{ KN}$$

$$V_d = 51,2 \text{ KN} < \frac{L_r}{1,1} = 138,24 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

VIII.5.4 Assemblage (Membrure sup- Membrure sup) :

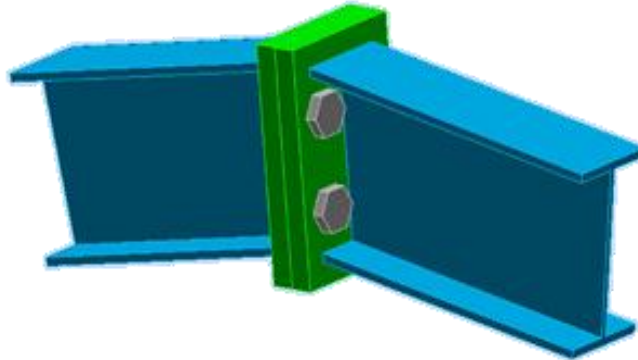


Figure VIII.3 : 3D d'assemblage membrure sup – membrure sup (IPE160-IPE160)

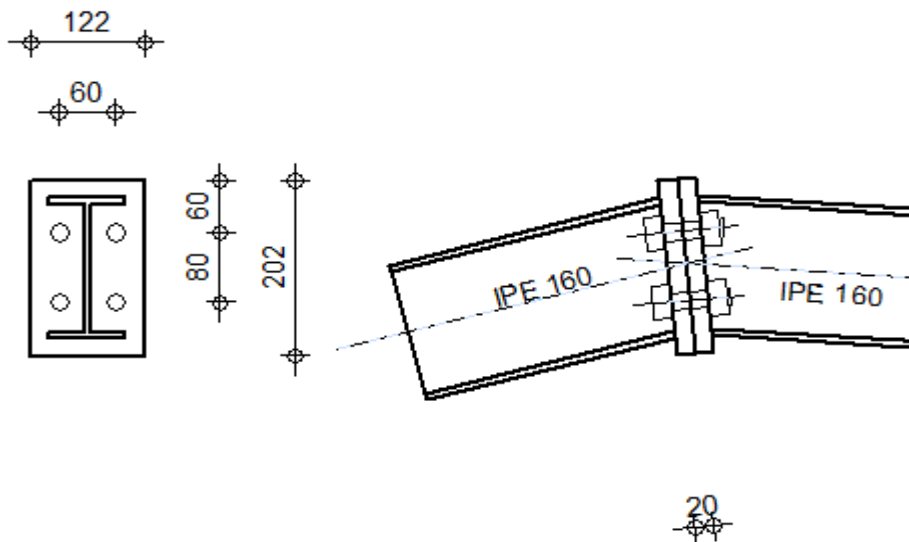


Figure VIII.4 : Détail d'assemblage membrure sup – membrure sup (IPE160-IPE160)

VIII.5.4.1 Efforts sollicitant :

$$M_{sd} = 10,72 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 71,67 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 102,50 \text{ KN}$$

VIII.5.4.2 Soudure de la platine :**a. Cordonne de soudure :**

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

$$t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm}$$

$$t_{\text{poutre(IPE160)}} = 7,4 \text{ mm}$$

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

$$\rightarrow a_{\text{max}} = 0,7 t_{\text{min}} = 5,18 \text{ mm}$$

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

$$5 \text{ mm} \leq a \leq 5,18 \text{ mm} \quad \rightarrow a = 5 \text{ mm}$$

b. Soudure de la semelle tendue :

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

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{10,72 \times 10^3}{160} + 71,67$$

$$N_d = 101,17 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times a\sqrt{2} \times l \times f_y}{\gamma m_1} = \frac{0,7 \times 5\sqrt{2} \times 164 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1}$$

$$R_s = 173,42 \text{ KN}$$

$$R_w = \frac{0,5 \times f_{ue} \times a \times l}{\gamma m_1} = \frac{0,5 \times 510 \times 5 \times 164 \times 10^{-3}}{1,1}$$

$$R_w = 190,09 \text{ KN}$$

$$N_d = 138,60 \text{ KN} \leq R_s = 173,42 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

c. Soudure de l'âme :

$$V_{sd} \leq R_s$$

$$R_s = \frac{0,7 \times a\sqrt{2} \times l \times f_y}{\gamma m_1} = \frac{0,7 \times 5\sqrt{2} \times 290,4 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1}$$

$$R_s = 307,08 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 102,50 \text{ KN} \leq R_s = 307,08 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

VIII.5.4.3 Disposition constructive :**a. Le choix de diamètre du boulon :**

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

On à l'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$, alors on prend 2 files de 2 boulons de diamètre $\varnothing 20$ classe 6.8

b. Pince longitudinale :

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

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

$$t = 7,4 \text{ mm}$$

$$26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 88,8 \text{ mm}$$

Alors on prend : $e_1 = 60 \text{ mm}$

c. Pince transversale :

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

$$33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 88,8 \text{ mm}$$

$$\rightarrow e_2 = 35 \text{ mm}$$

d. Calcul des boulons sollicités en traction :

$$M_{sd} \leq M_r$$

$$T_r = 0,8 \times f_{ub} \times a_s = 0,8 \times 600 \times 245 \times 10^{-3}$$

$$T_r = 117,60 \text{ KN}$$

$$M_r = 2 T_r \times (55 + 135) \times 10^{-3}$$

$$M_r = 44,70 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 44,70 \text{ KN.m} > 10,72 \text{ KN.m} \quad \text{C.V}$$

e. Calcul des boulons sollicitent au cisaillement:

$$V_d \leq \frac{V_r}{\gamma m_1}$$

$$V_r = 0,4 \times f_{ub} \times a_s$$

$$V_r = 0,4 \times 600 \times 10^{-3} \times 245$$

$$V_r = 58,80 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{4} = 25,62 \text{ KN}$$

$$V_d = 25,62 \text{ KN} < \frac{V_r}{\gamma m_1} = 53,45 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

f. Vérification de la pression diamétrale :

$$V_d \leq \frac{Lr}{\gamma m_1}$$

$$\frac{Lr}{1,1} = 2,4 \times f_u \times d \times t = \frac{2,4}{1,1} \times 360 \times 22 \times 7,4 \times 10^{-3} = 127,78 \text{ KN}$$

$$V_d = 25,62 \text{ KN} < \frac{Lr}{1,1} = 127,78 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

VIII.5.5 Le pied de Poteau :

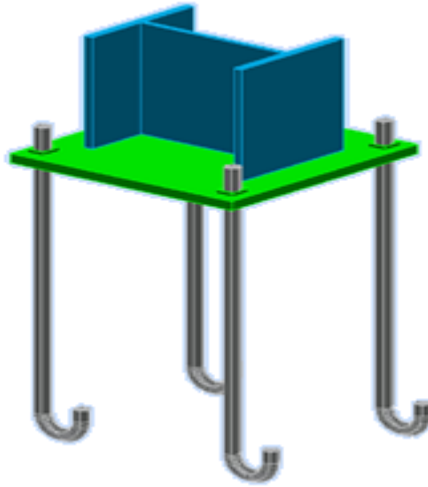


Figure VIII.5 : 3D de la jonction poteau-fondation

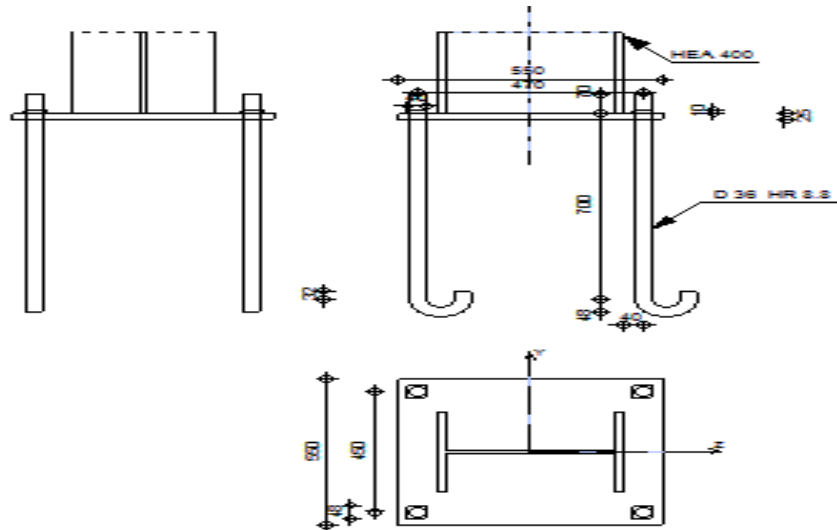


Figure VIII.6 : Détail de la jonction poteau-fondation

VIII.5.5.1 Efforts sollicitant :

$$N_{sd} = 256,30 \text{ KN} ; M_{sd} = 7,33 \text{ KN.m}$$

VIII.5.5.2 Dimensionnement de la plaque d'appui :

a. Cordon de soudure :

$$\text{Semelle: HEA360 : } a_s = 0,7 t_f \rightarrow a_s = 0,7 \times 17,5 = 12,25 \text{ mm}$$

$$\text{On prend: } a_s = 15 \text{ mm}$$

$$\text{Àme: HEA360 : } a_s = 0,7 t_w \rightarrow a_s = 0,7 \times 10 = 7 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } a_a = 10 \text{ mm}$$

b. Surface de la plaque :

$$a \geq h_a + 2a_s$$

$$a \geq 350 + 2 \times 15$$

$$a \geq 380 \text{ mm}$$

On prend: $a = 550 \text{ mm}$

$$b \geq h_s + 2a_s$$

$$b \geq 300 + 2 \times 15$$

$$b \geq 330$$

On prend : $b = 550 \text{ mm}$

c. L'épaisseur de la plaque :

$$t \geq u \times \sqrt{\frac{3\sigma}{\sigma_e}} \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} u = 80 \text{ mm} \\ \sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{256,30 \times 10^2}{550^2} = 845 \times 10^{-2} \text{ daN/mm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } t \geq u \sqrt{\frac{3 \times 0,0845}{24}} = 8,22 \text{ mm}$$

L'épaisseur est faible donc on prend : $t = 25 \text{ mm}$

VIII.5.5.3 Vérification de la tige d'encrage :

L'effort admissible par tige est donné par la formule suivant :

$$N_a = 0,1 \times \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \times \frac{\varnothing}{\left(1 + \frac{\varnothing}{d_1}\right)^2} \times (l_1 + 6,4r + 3,5l_2) \geq \frac{N}{4}$$

$$\text{Avec : } g_c = 350 \text{ kg/m}^3$$

$$r = 3\varnothing$$

$$l_1 = 20\varnothing$$

$$l_2 = 2\varnothing$$

d_1 : la distance la plus petite de l'axe de la tige à une autre tige de scellement :

$$d_1 = 50 \text{ mm}$$

$$N_a = 0,1 \times \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \times \frac{\varnothing}{\left(1 + \frac{\varnothing}{50}\right)^2} \times (20\varnothing + 19,2\varnothing + 7\varnothing) \geq \frac{25630}{4}$$

$$13,37\varnothing^2 - 256,3\varnothing - 6407,5 \geq 0$$

$$\varnothing = 33,48 \text{ mm}$$

On choisit la tige de $\varnothing 36$

VIII.5.5.4 Condition d'équilibre de BAEL :

$$\frac{N}{4} \leq F_A = \pi \times T_{su} \times \varnothing \times l_1$$

$$T_{su} = 0,6 \varphi s^2 f_{tj} \quad \left\{ \begin{array}{l} \varphi s: \text{coefficient de scellement droit pour le rond lisse } \varphi s = 1 \\ f_{tj} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{MPa} \end{array} \right.$$

$$T_{su} = 0,6 \times 1^2 \times 2,1$$

$$T_{su} = 1,26 \text{ MPa}$$

$$F_A = 3,14 \times 1,26 \times 36 \times 20 \times 36$$

$$F_A = 10254,98 \text{ daN}$$

$$\frac{N}{4} = 6407,5 \text{ daN} < F_A = 10254,98 \text{ daN} \quad \text{C.V}$$

IX.1. INTRODUCTION :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

D'après le RPA99 version 2003, les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

- ✓ $G + Q + E$
- ✓ $0,8G \pm E$

Le choix du type de fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigide).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie (ferraillage)

Mais on se limitera dans notre projet sur le choix du type de la fondation essentiellement à la contrainte admissible du sol et sa nature, la capacité portante du sol est de **2,5 bars**.

On choisit des semelles isolées comme type de fondation utilisé dans notre projet.

Chaque semelle est soumise à :

- un effort normal
- un moment de flexion

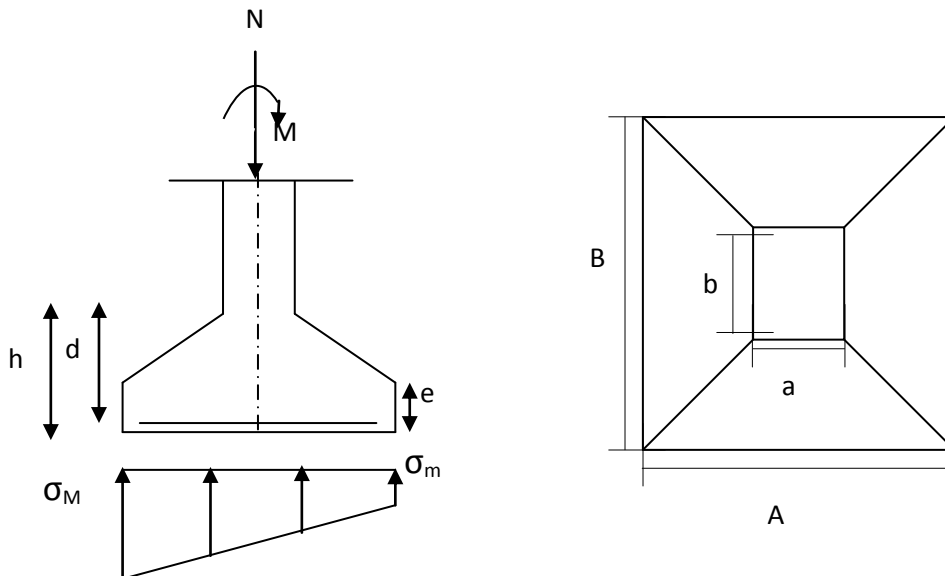


Figure IX.1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations

IX.2 SEMELLE CENTRALE :**IX.2.1 Charges à prendre en considération :**

Selon logiciel SAP 2000, on obtient :

Efforts	ELU	ELS
N_{sd}	256,30 KN	173,32 KN
M_{sd}	7,33 KN.m	5,80 KN.m

Tableau IX.1 : Les efforts sollicitant M et N de la semelle centrale

$$\delta_{sol} = 2,5 \text{ bar} = 250 \text{ KN/m}^2.$$

IX.2.2 Dimensionnement des semelles :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = B \times \frac{a}{b} \\ B = A \times \frac{b}{a} \end{cases}$$

$$\text{On a : } a = b = 55 \text{ cm}$$

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}}$$

$$A \times B \geq \frac{173.32}{250} \rightarrow A \times B = 0,69 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow A = B = \sqrt{0,69}$$

$$A = B = 0,83 \text{ m}$$

$$\text{Donc on prend : } A = B = 1 \text{ m}$$

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A-a \rightarrow \frac{1-0,55}{4} \leq d \leq 1-0,55$$

$$\rightarrow 0,112 \leq d \leq 0,45$$

$$\text{On a : } d_{\min} = 40 \text{ cm} \rightarrow d = 45 \text{ cm}$$

$$\rightarrow h = d + 5 \rightarrow h = 50 \text{ cm}$$

IX.2.3 Vérification des contraintes :

$$\sigma_{sol} = \frac{Ns}{S} + \frac{Ms}{I/V} = \frac{173.32}{1^2} + \frac{5.80}{1/12} \times 0,5$$

$$\sigma_{sol} = 208,12 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$

C.V

IX.2.4 Vérification de la stabilité au renversement :

$$e_0 = \frac{Msd}{Nsd} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_0 = \frac{5.80}{173.32} \leq \frac{1}{4}$$

$$e_0 = 0,033 \text{ m} \leq 0,25 \text{ m} \quad \text{C.V}$$

IX.2.5 Calcul de ferrillages :**IX.2.5.1 Ferrillage dans le sens A et B :**ELU :

$$A_{au} = \frac{N_{sdu}' \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec : } \begin{cases} \sigma_{stu} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,82 \text{ MPA} \\ N_{sdu}' = N_{sdu} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 264 \text{ KN} \end{cases}$$

$$A_{au} = \frac{0,264 \times (1-0,55)}{8 \times 0,45 \times 347,82} = 0,94 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$A_{as} = \frac{N_{sds}' \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec : } \begin{cases} \sigma_{sts} = 201,6 \text{ MPA} \\ N_{sds}' = N_{sds} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 190,48 \text{ KN} \end{cases}$$

$$A_{as} = \frac{0,190 \times 0,45}{8 \times 0,45 \times 201,6} = 1,17 \text{ cm}^2$$

Vue que la semelle de fondation est une semelle massive le ferrillage calculé reste toujours très faible et inférieur au ferrillage minimal donc on adopte un ferrillage minimum selon RPA 99/version 2003 (Ø12) avec un espacement (min 15 cm , max 25 cm)

IX.2.5.2 Calcul nombre de barre :

Le choix d'espacement est 20 cm

$$n_a = n_b = \frac{A - 2 \text{ enrobage}}{\text{espacement}} + 1 = 6(\text{Ø}12)$$

IX.2.5.3 Détermination de la hauteur du patin "e "

$$e \geq \max (6 \text{ Ø} + 6 \text{ cm} , 15 \text{ cm} , 12 \text{ Ø} + 6 \text{ cm})$$

$$e \geq \max (13,2 ; 15 ; 20,4) \quad \Rightarrow \quad \text{On prend : } e = 21 \text{ cm}$$

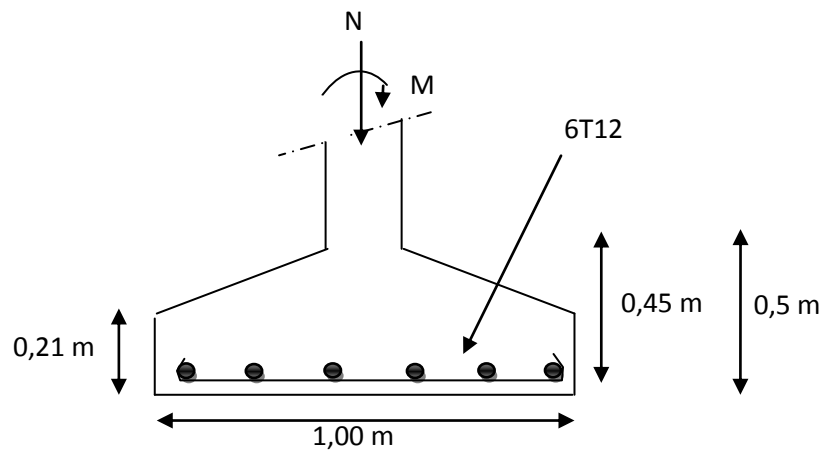


Figure IX.2 : Ferrailage de la semelle centrale.

IX.3 SEMELLE D'ANGLE :

IX.3.1 Charges à prendre en considération :

Selon logiciel SAP 2000

Efforts	ELU	ELS
N_{sd}	168,86 KN	102,72 KN
M_{sd}	6,33 KN.m	4,23 KN.m

Tableau IX.2 : Les efforts sollicitant M et N de la semelle d'angle

$$\delta_{sol} = 2,5 \text{ bar} = 250 \text{ KN/m}^2$$

IX.3.2 Dimensionnement des semelles :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = B \times \frac{a}{b} \\ B = A \times \frac{b}{a} \end{cases}$$

On a : $a = b = 55 \text{ cm}$

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

$$A \times B \geq \frac{102,72}{250} \rightarrow A \times B = 0,41 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow A = B = \sqrt{0,41}$$

$$A = B = 0,64 \text{ m}$$

Donc on prend : $A = B = 0,8 \text{ m}$

$$h = d + 5$$

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A-a \quad \rightarrow \quad \frac{0,8-0,55}{4} \leq d \leq 0,8-0,55$$

$$0,06 \leq d \leq 0,25$$

$$\text{On a: } d_{\min} = 40 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad d = 40 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \quad h = d + 5$$

$$\rightarrow \quad h = 45 \text{ cm}$$

IX.3.3 Vérification des contraintes :

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{Ns}{S} + \frac{Ms}{I/V} = \frac{102,72}{0,8^2} + \frac{4,23}{1/12} \times 0,4$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 180,80 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 250 \text{ KN/m}^2 \quad \text{C.V}$$

IX.3.4 Vérification de la stabilité au renversement :

$$e_0 = \frac{M_{\text{Sd}}}{N_{\text{Sd}}} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_0 = \frac{4,23}{102,72} \leq \frac{0,8}{4}$$

$$e_0 = 0,04 \text{ m} \leq 0,2 \text{ m} \quad \text{C.V}$$

IX.3.5 Calcul de ferrillages :

IX.3.5.1 Ferrillage dans le sens A et B :

ELU :

$$A_{\text{au}} = \frac{N_{\text{sdu}}' \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{\text{st}}} \quad \text{avec : } \begin{cases} \sigma_{\text{stu}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,82 \text{ MPA} \\ N_{\text{sdu}}' = N_{\text{sdu}} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 194,18 \text{ KN} \end{cases}$$

$$A_{\text{au}} = \frac{0,194 \times (0,8-0,55)}{8 \times 0,4 \times 347,82} = 0,43 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$A_{\text{as}} = \frac{N_{\text{sds}}' \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{\text{st}}} \quad \text{avec : } \begin{cases} \sigma_{\text{sts}} = 201,6 \text{ MPA} \\ N_{\text{sds}}' = N_{\text{sds}} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 118,12 \text{ KN} \end{cases}$$

$$A_{\text{as}} = \frac{0,118 \times 0,25}{8 \times 0,4 \times 201,6} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Vue que la semelle de fondation est une semelle massive le ferrillage calculé reste toujours très faible et inférieur au ferrillage minimal donc on adopte un ferrillage minimum selon RPA 99/version 2003 ($\emptyset 12$) avec un espacement (min 15cm, max 25 cm).

IX.3.5.2 Calcul nombre de barre :

Le choix d'espacement est 16 cm.

$$n_a = n_b = \frac{A - 2 \text{ enrobage}}{\text{espacement}} + 1 = 6(\text{Ø}12)$$

IX.3.5.3 Détermination de la hauteur du patin "e "

$$e \geq \max (6 \text{ Ø} + 6 \text{ cm} , 15 \text{ cm} , 12 \text{ Ø} + 6 \text{ cm})$$

$$e \geq \max (13,2 ; 15 ; 20,4) \Rightarrow \text{On prend : } e = 21 \text{ cm}$$

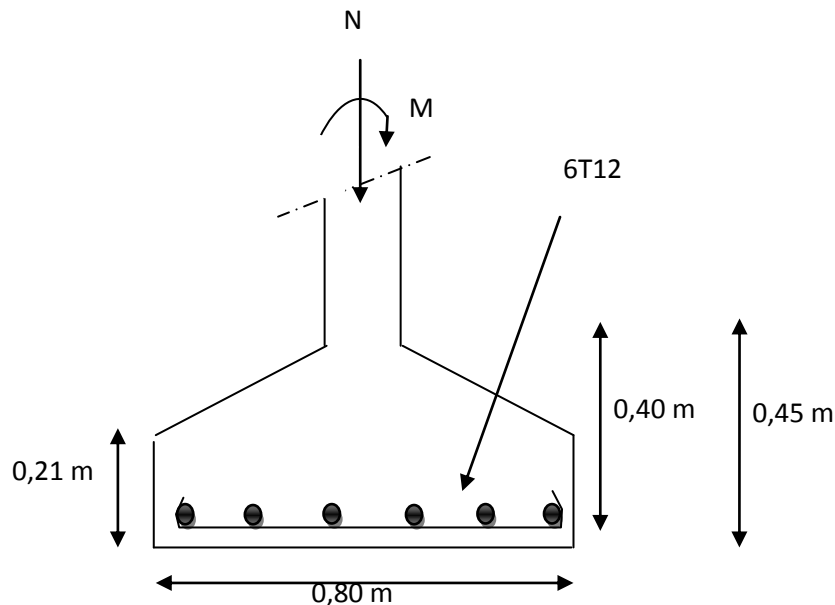


Figure IX.3 : Ferrailage de la semelle d'angle.

IX.4 ETUDE DES LONGRINES :**IX.4.1 Dimensionnement des longrines :**

Longrines sont des éléments d'infrastructure; qui ont pour rôle de relier les semelles. Elles sont sollicitées par un effort de traction.

Selon le RPA 99 version 2003 les dimensionnements minimaux sont de $(25 \times 30) \text{ cm}^2$. On prend des longrines de dimensions $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

IX.4.2 Calcul de ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec : α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérés, pour le sol S_3 : $\alpha = 15$.

$$\underline{\text{ELU}} : F = \frac{256,30}{15} = 17,08 \text{ KN}$$

$$\underline{\text{ELS}} : F = \frac{173,32}{15} = 11,55 \text{ KN}$$

$$\text{On à : } F_{\max} = \max[17,08 ; 11,55 ; 20] = 20 \text{ KN}$$

$$A_{\text{stu}} = \frac{20}{347,2} = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{sts}} = \frac{20}{201,47} = 0,99 \text{ cm}^2$$

Le R.P.A exige une section minimale : $A_{\min} = 0,6\% B$

$$A_{\min} = 0,6\%(30 \times 35) = 6,3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 8T12 = 9,05 \text{ cm}^2$$

IX.4.3 Condition de fragilité :

On prend la section minimale :

$$A_{\text{st}_{\min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{st}_{\min}} = 0,23 \times 30 \times 35 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\text{st}_{\min}} = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{st}} > A_{\text{st}_{\min}} \quad \text{C.V}$$

IX.4.4 Calcul des armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \emptyset_{\min} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\emptyset_t = \min \left(\frac{35}{35} ; 1 ; \frac{30}{10} \right)$$

$$\emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

IX.4.5 Calcul de l'espacement des cadres :

Le R.P.A exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$St \leq (20\text{cm}; 15\emptyset_t) \rightarrow St \leq (20\text{cm}; 12\text{cm})$$

On prend un espacement de : 10 cm.

CONCLUSION

Arrivant à la fin de ce modeste travail, qui nous a donné une occasion pour appliquer et approfondir toutes nos connaissances acquises durant le cursus de formation de master.

Cette expérience nous a permis aussi de mieux comprendre le domaine de la construction en charpente métallique, elle nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine. Des idées ont été développés grâce à la lecture des différentes références bibliographiques et surtout à l'aide de l'équipe des professeurs de la charpente métallique de notre département.

La conception d'une structure métallique repose sur le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tel que les surcharges d'exploitation, la température, la neige, le vent et le séisme. Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion ou partie sensible de la construction. La précision, la rigueur dans les calculs, vérification d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction sont requises.

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans un domaine très vaste. Nous avons acquis des connaissances en matière de dimensionnement et de calculs qui vont nous permettre d'entrer dans la vie professionnelle.

Annexe A

Chapitre III : Etude Climatique

A.1 Effet de la neige :

A.1 Coefficient de forme – toiture à deux versants

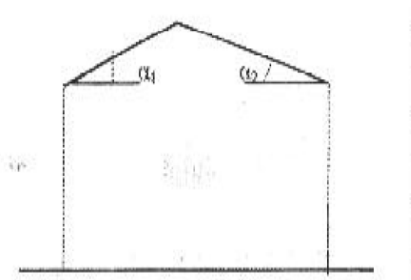


Figure 6.2 : Coefficient de forme - Toitures à deux versants

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0 \leq \alpha \leq 15^\circ$	$15 < \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60$
coefficient μ_1	0.8	0.8	$0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0
coefficient μ_2	0.8	$0.8 + 0.6 \left(\frac{\alpha - 15}{30} \right)$	$1.1 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau 6.2 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants

A.2 Effet du vent :

A.2.1 Valeur de $C_T(z)$

Site	$C_T(z)$
site plat ($\Phi < 0,05$, voir § 4.3.4)	1
site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir	1,3
site aux alentours des plateaux	1,15
site aux alentours des collines	1,15
site montagneux	1,5

Tableau 2.5 : Valeurs de $C_T(z)$

A.2.2 Valeur de la pression dynamique de référence

Zone	q_{ref} (N/m ²)	q_{temp} (N/m ²)
I	375	270
II	470	340
III	575	415

Tableau 2.3 : Valeurs de la pression dynamique de référence

A.2.3 Définition de catégorie de terrain

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0,17	0,01	2	0,11
II Régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0,19	0,05	4	0,26
III Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	0,22	0,3	8	0,37
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,24	1	16	0,46

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

A.2.4 Valeurs de C_d pour les structures métallique

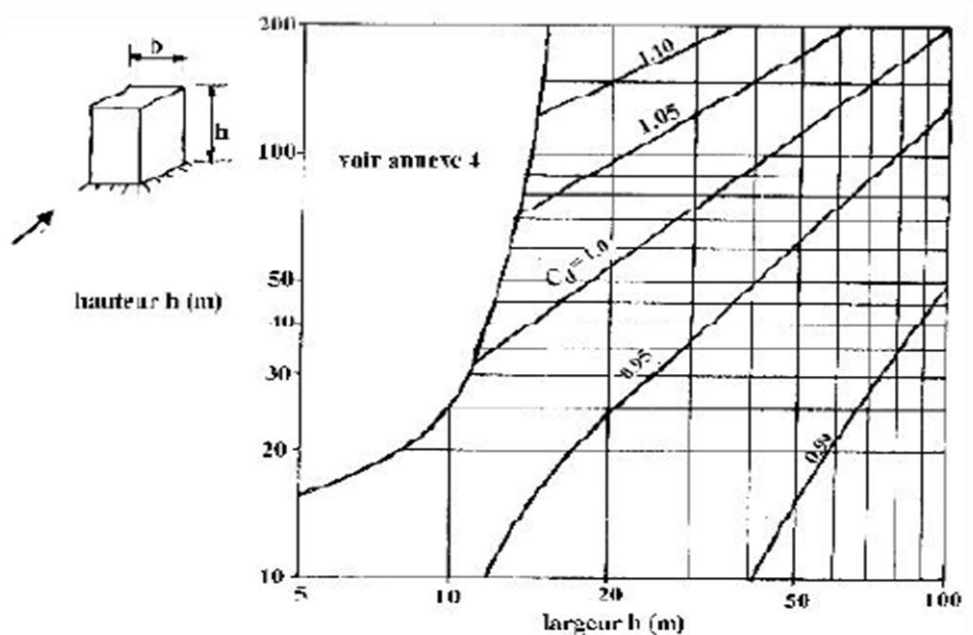


Figure 3.2 : Valeurs de C_d pour les structures métalliques

A.3 Force de frottement :

A.3.1 Aire de frottement S_{fr}

Type de paroi	Schéma	S_{fr} ou $S_{fr,j}$ (en m^2)
Paroi verticale		$S_{fr,d} = d \times h_j$ $S_{fr} = d \times h$
Toiture plate ou couverture		$S_{fr} = d \times b$
Toiture à deux versants Vent parallèle aux génératrices		$S_{fr} = (\text{longueur ABC du développé}) \times d$
Toiture à versants multiples-Toiture en sheds Vent parallèle aux génératrices		$S_{fr} = (\text{somme des longueurs des développés de la toiture}) \times d$
Toiture à versants multiples - Toiture en sheds Vent perpendiculaire aux génératrices		$S_{fr} = (\text{longueur AB}) \times d$ AB est la longueur projetée en plan de la toiture sans considérer le premier et le dernier versant
Toiture en forme de voûte Vent parallèle aux génératrices		$S_{fr} = (\text{longueur de l'arc AB}) \times d$

Tableau 2.2. : Aire de frottement S_{fr}

A.3.2 Valeurs des coefficients de frottements C_{fr}

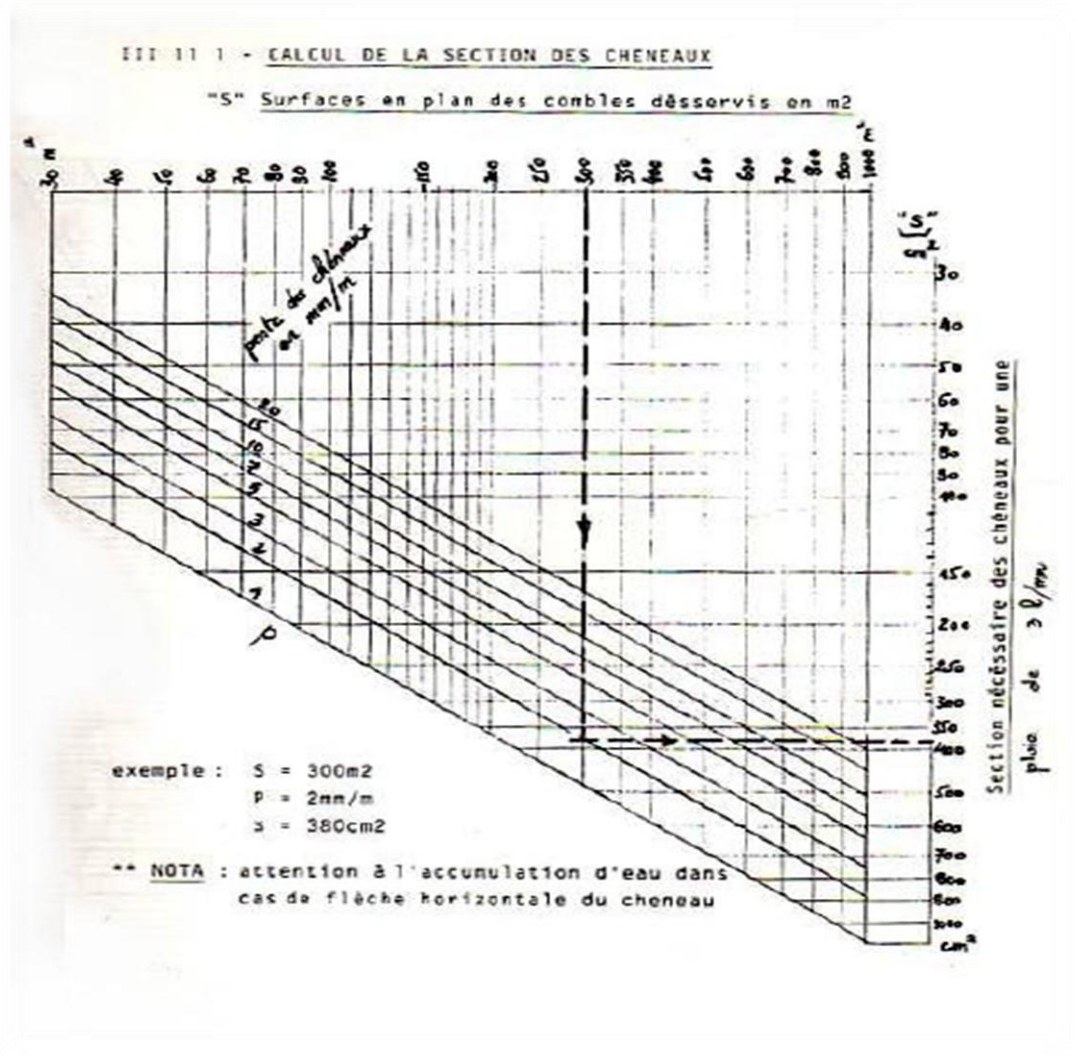
Etat de surface	Coefficient de frottement
Lisse (acier, béton lisse, ondulations parallèles au vent, paroi enduite, etc.)	0,01
Rugueux (béton rugueux, paroi non enduite, etc.)	0,02
Très rugueux (ondulations perpendiculaires au vent, nervures, plissements, etc.)	0,04

Tableau 2.1. : Valeurs des coefficients de frottement

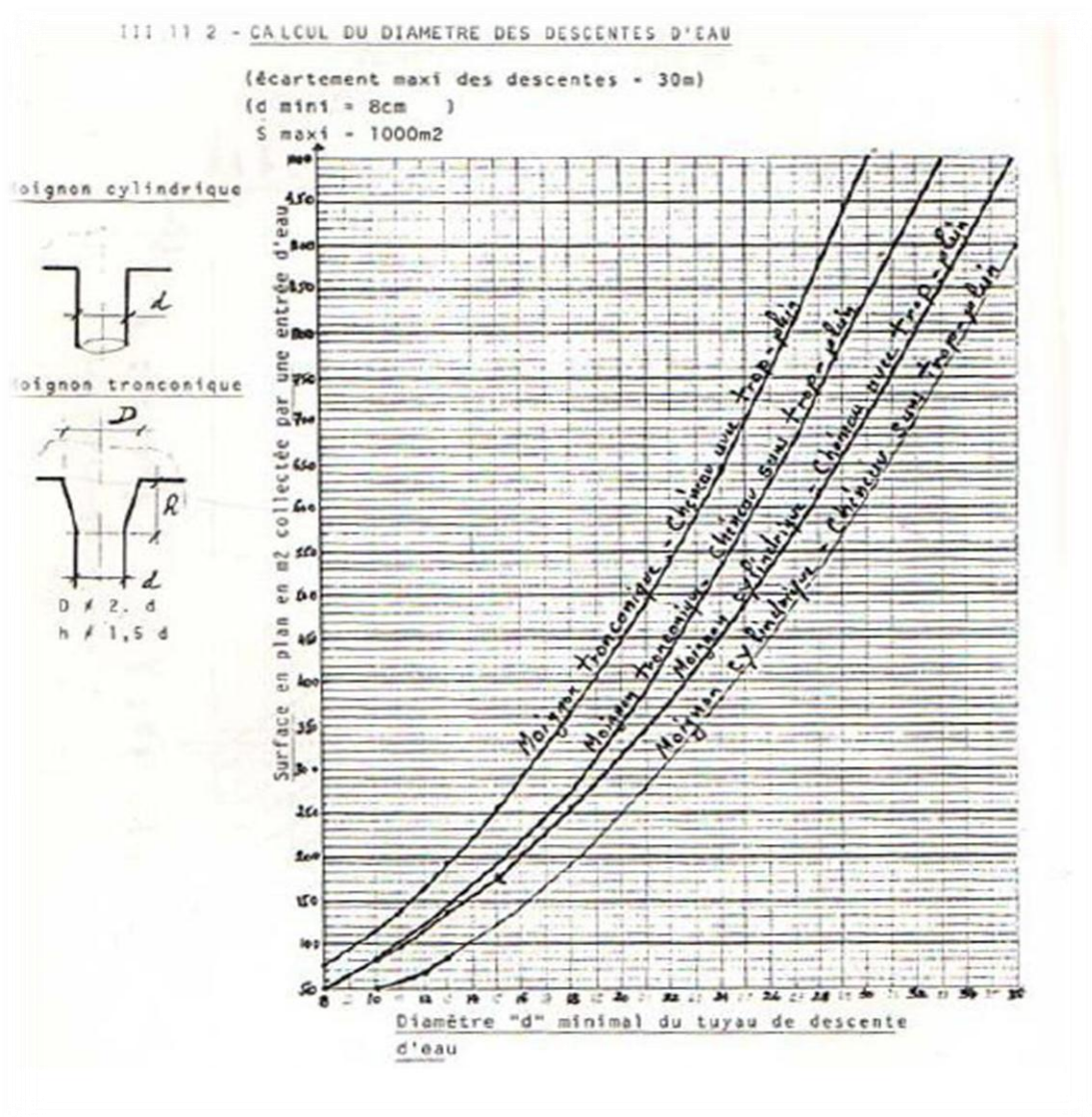
Annexe B

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

B.1 Calcul de la section des chéneaux



B.2 Calcul du diamètre des descentes d'eau



Annexe C

Chapitre VI : Étude sismique

C.1 Coefficient d'accélération de ZONE A

Tableau 4.1. : Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

C.2 Pourcentage d'amortissement (ξ)

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

C.3 Coefficient de comportement global (R)

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
B	Acier	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
C	Maçonnerie	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

C.4 Valeurs de T_1 et T_2

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T_1 (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T_2 (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

C.5 Valeur du coefficient C_T

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Annexe D

Chapitre VIII : Étude des assemblages

	M 12	M 16	M 20	M 24	M 27
Diamètre tige d (mm)	12	16	20	24	27
Diamètre Trou d (mm)	14	18	22	26	30
Section Tige A (mm ²)	113	201	314	452	573
Section Résistance A _s	84	157	245	353	459

Caractéristique des boulons

Boulons	Valeurs usuelles (mm)			Valeurs minimales (mm)		
	P ₁ , P ₂	e ₁	e ₂	P ₁ , P ₂	e ₁	e ₂
M 12	40	25	20	35	20	15
M 16	50	35	25	40	25	20
M 20	60	40	30	45	30	25
M 24	70	50	40	55	35	30
M 27	80	55	45	65	40	35

Tableau : entraxe des boulons et pinces

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Belazougui.M, Alger (Algérie), (2008), « Calcul pratique des structures métalliques ».

Charges permanentes et charges d'exploitation. « D.T.R-B.C-2.2 ».

Lahlou Dahmani. (2009), « Calcul des éléments résistants d'une construction métallique ».

Manfred A.H, Michel. C (1995) « CHARPENTES METALLIQUES : Conception et dimensionnement des halles et bâtiments.» Vol.11, Presses polytechniques et universitaires romandes (EPFL).

Morel. J (1975) « Conception et calcul des structures métalliques. », Ed., Eyrolles.

Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

Règlement neige et vent « RNV99 » (D.T.R. C 2- 4.7) MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

Règles parasismiques algériennes « RPA 99 version 2003 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie)

Fodil, Med. djelal bedjaoui, Med. Yassine : étude d'une piscine semi-olympique à GHAZAOUT (TLEMCEN). DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL, FACULTE DE TECHNOLOGIE, UNIVERSITE A.BELKAID, TLEMCEN (Algérie).

Boutasta.a, Bourdim.med : etude et dimensionnement d'un bâtiment industriel à ARZEW (PROJET GNL3ZA DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL, FACULTE DE TECHNOLOGIE, UNIVERSITE A.BELKAID, TLEMCEN (Algérie).

*Introduction
générale*

Chapitre I
Généralités sur la
charpente métallique

Chapitre II
Présentation du
projet

Chapitre III
Etude climatique

Chapitre IV
Etude des éléments
secondaires

Chapitre V
Étude des escaliers
et du plancher

Chapitre VI
Etude sísmique

Chapitre VII
Etude des éléments
structuraux

Chapitre VIII
Etude des
assemblages

Chapitre IX
Etude des
fondations

Annexes

Conclusion

Annexes

Dessin