



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieure
et de la Recherche scientifique

Université Abderrahmane Mira – Bejaia

Faculté de la Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

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

Option : Matériaux et Structures

Thème :

*Etude d'une salle omnisport à toiture
en charpente métallique*

Réalisé par :

AOUNIT Dahmane

HANI Lyes

Promoteur:

M^r: Z. LARABAT

Jury:

M^r : BECHEUR

M^r : BANOUNE

Promotion : 2011/2012

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener a terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur M^rLARABAT.Z.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mon très cher père, ma très chère mère.

Mes frères et sœurs (Slimane et Bilal, Henifa et Souhila)

Ma grand-mère, mon grand-père, mes oncles et tentes.

Mes cousins et cousines.

Mon binôme et sa famille.

Et tous ce qui me sont chères.

A.DAHMANE

Je dédie ce modeste travail à :

Mon très cher père, ma très chère mère.

Mon frère et mes sœurs (Sofiane, Souad et Lydia)

Ma grand-mère, mon grand-père, mes oncles et tentes

Mes cousins et cousines.

Mon binôme et sa famille.

Et tous ce qui me sont chères

H.LYES

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I - Introduction	1
II - Etude du sol	1
III – Situation du projet.....	1
IV- Caractéristique.....	1
IV.1 – Architecture.....	1
IV. 2 – Géométrie.....	1
IV.3 - Ossature et la stabilité de la structure.....	1
V - La toiture.....	1
VI - Matériaux utilisés.....	1
VI.1 - L'acier.....	1
VI.1.1 - Propriétés de l'acier.....	2
VI.2 – Couverture.....	2
VI.3 - Le béton.....	3
VI.3.1 - Composition du béton.....	3
VI.3.2 - Caractéristiques physiques et mécaniques du béton.....	4
VI.3.3 - Déformation du béton.....	5
VI.3.4- Les hypothèses fondamentales de calcul aux états limites.....	5
VI.3.4.1- Hypothèses à l'ELU.....	5
VI.3.4.2- Hypothèses à l'ELS.....	6
VII - Règlements utilisés.....	6

CHAPITRE II : ETUDES CLIMATIQUE

I.1-Effet du vent.....	8
I.2-les données relatives au site.....	8
I.3-Coefficient dynamique	9
I.4 -Calcul de la pression.....	10
I.5 -Détermination de la pression dynamique.....	10
I.6- Coefficient de rugosité (C_r).....	10
I.7-Calcul du coefficient d'exposition (C_e).....	11
I.8- Valeur des pressions dynamiques (q_{dyn}).....	11
I.8.1- Direction de vent V1 et V2 : (façade principale et secondaire).....	12
I.8.2-Direction de vent V3 et V4 : (façade latérale droite et gauche).....	18
I.9-Actions d'ensemble sur la structure	25
I.9.1-Vent sur la façade principale et secondaire (sens V1 et V2)	25
I.9.2-Vent sur la façade latérale gauche et droite (sens V3 et V4)	27
II-Action de la neige	29
II.1-Base de calcul	29
II.2-Neige sur la toiture	29
II.3-Effet de la température	30

CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

I - Calcul des pannes.....	31
I.1- Définition.....	31

I.2 - Détermination des charges et surcharges.....	31
I.3 - Combinaisons de charge les plus défavorables.....	33
I.4 - Combinaisons d'actions.....	34
I.5 - Pré dimensionnement.....	34
I.6 - Dimensionnement des pannes.....	35
I.6.1 - Les combinaisons de calcul.....	35
I.6.2 - Détermination des sollicitations.....	36
I.6.3-Vérification de la résistance des pannes.....	37
I.6.4-Vérification à l'ELS.....	40
II - Calcul de l'échantignolle.....	41
II.1 – Introduction.....	41
II.2 - Détermination des sollicitations.....	42
III - Calcul des fermes.....	44
III.1 – Introduction.....	44
III.2 - Détermination des forces revenantes à la ferme.....	45
III.2.1 - Calcul des charges revenant a chaque nœud.....	45
III.3 - Calcul des forces selon les combinaisons de charges.....	47
III.4 - Pré dimensionnement des éléments.....	48
III.4.1 - Membrure supérieure.....	49
III.4.2- Membrure inférieure.....	49
III.4.3 – Diagonale.....	49
III.4.4 - Les montants.....	49
III.5 - Vérification des éléments comprimés au flambement.....	50
III.5.1 - Membrures supérieures.....	50
III.5.2 - Membrure inférieures.....	51
III.5.3 – Diagonale.....	52
III.5.4 - Les montants.....	54
IV - Pré dimensionnement des éléments en béton.....	56
IV.1 - Les poutres de chainages.....	56
IV.2 - Les poteaux.....	57
IV.3 - Descente de charge.....	58
IV.3.1 - Poteau 80*50.....	58
IV.3.2 - Poteau 40*40.....	59
IV.4 - Vérification du poteau 80*50.....	59
IV.4.1 - Vérification à la compression simple.....	59
IV.4.2 - Vérification au flambement.....	59
IV.5 - Vérification du poteau 40*40.....	60
IV.5.1 - Vérification à la compression simple.....	61
IV.5.2 - Vérification au flambement.....	61

CHAPITRE IV : ETUDES DES CONTREVENTEMENTS

I – Introduction.....	62
II - Calcul de la poutre au vent en pignon.....	62
II.1 - Evaluation des efforts horizontaux.....	62
II.1.1 - Les forces horizontales dues au vent.....	62
II.2 - Détermination des sollicitations max.....	64
II.3 - Vérification les éléments de la poutre au vent.....	65
II.3.1 – Diagonales.....	65
II.3.2 – Montants.....	65
II.3.3 – Membrures.....	68

CHAPITRE V : VERIFICATION DES ELEMENTS DE LA TOITURE

I – Introduction.....	70
II - Vérification des éléments de la ferme.....	70
II.1 – A la traction.....	70
II.2 - Au flambement	70
II.3 - La condition de résistance.....	70
III - Vérification des diagonales des contreventements.....	73
III.1 - Vérification à la traction.....	73
III.2 - Vérification au flambement.....	73
IV- Vérification des montants de rive	75
IV.1 – Les sollicitations.....	75
IV.2 - Vérification à l’effort tranchant.....	76
IV.3 - Vérification à l'effort normal.....	76
IV.4 - Vérification aux instabilités.....	77

CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE

I – Introduction.....	79
II - Analyse de la structure.....	79
II.1 - Type d’analyse.....	79
II.2 - Méthodes de calcul.....	79
II.2.1 - La méthode statique équivalente.....	79
II.2.2 - Principe de la méthode dynamique spectrale.....	83
III.3 - Analyse des résultats.....	87
III.3.1 - Les combinaisons de calcul.....	87
III.3.2 - Vérification de la résultante des forces sismiques.....	88
III.3.3 - Vérification des déplacements.....	88
III.4 - Effet de deuxième ordre.....	90

CHAPITRE VII : CALCUL DES ASSEMBLAGES

I – introduction.....	92
II - Assemblage des éléments de la ferme.....	92
II.1 - Pré dimensionnement du gousset.....	92
II.1.1 - Pré dimensionnement de la gorge.....	93
III - Assemblage poteau – ferme	94
III.1 - Disposition des boulons.....	94
III.2 - Vérification à l'assemblage trop long.....	97
IV - Assemblage des éléments de contreventements.....	97
IV.1 - Contreventement horizontal.....	97
IV.1.1 - Assemblage de la diagonale sur le gousset.....	97
IV.1.2 - Assemblage du gousset sur la membrure de la ferme.....	100
V-Assemblage du couvre joint.....	101
V.1-Assemblage du couvre joint dans la membrure inférieure.....	101
V.2-Assemblage du couvre joint dans la membrure supérieure.....	105
VI - Assemblage de la ferme sur le poteau en béton.....	108
VI.1 - Dimensionnement des tiges d'ancrages.....	109
VI.2 - Vérification de la tige d’ancrage.....	110
VI.3 - Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	111
VI.3.1 - Les contraintes dans le béton.....	112
VI.3.2 - Les contraintes dans l’acier.....	112
VI.4 - Dimensionnement de l’épaisseur de la platine.....	113

VI.4.1 - Vérification de la section 1-1.....	113
VI.4.2 - Vérification da la section 2-2.....	113
VI.4.3 - Vérification de la section 3-3.....	114

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'OSSATURE

I - Etude des poteaux	115
I.1 - Les recommandations du RPA 99 V2003.....	115
I.2 - Ferrailage des poteaux	116
I.3 - Vérifications	118
II - Etudes des poutres de chaînage	122
II.1 - Recommandation du RPA99.....	122
II.2 - Ferrailage des poutres de chaînages	123
II.3 - Vérifications	124

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

I – Introduction.....	128
II - Calcul des fondations.....	128
II.1 - Semelle type 1.....	128
II.1.1 - Détermination des sollicitations.....	128
II.1.2 - Pré dimensionnement de la semelle.....	128
II.1.3 - Dimensionnement de la semelle.....	130
II.1.4 - Vérification des contraintes.....	131
II.1.5 - Vérification de la stabilité au renversement.....	134
II.1.6 - Détermination des armatures de la semelle.....	134
II.2 - Semelle type 2.....	139
II.2.1 - Détermination des sollicitations.....	139
II.2.2 - Pré dimensionnement de la semelle.....	139
II.2.3 - Dimensionnement de la semelle.....	140
II.2.4 - Vérification des contraintes.....	142
II.2.5 - Vérification de la stabilité au renversement.....	144
II.2.6 - Détermination des armatures de la semelle.....	145
III - Calcul des longrines.....	150
III.1 – Introduction.....	150
III.2 - Pré dimensionnement.....	150
III.3 – Ferrailage.....	150

CHAPITRE X : VERIFICATION DE LA STABILITE D'ENSEMBLE

I – Introduction.....	153
II - Détermination des moments renversants	153
II.1 - Cas de vent.....	153
II.2 - Cas de séisme.....	157
III - Vérification au renversement de la structure.....	158

CONCLUSION GENERALE

Annexes

Bibliographie

Liste des figures

TABLE DES FIGURES :

I.1 : Panneau sandwich.....	3
I.2 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	4
I.3 : Diagramme des 3 pivots	6
II.1- Vent sur façade principale et secondaire de la salle.....	8
II.2- Vent sur la façade gauche et droite de la salle.....	8
II.3- Vent sur plan de la paroi verticale direction V1	12
II.4- Vue en élévation du paroi verticale direction V1.....	13
II.5- Légende pour les parois verticales.....	13
II.6- Légende pour la toiture.....	14
II.7- Vue en plan de la paroi verticale direction V3.....	19
II.8- Vue en élévation du paroi verticale direction V3.....	19
II.9- Légende pour les parois verticales.....	20
II.10-Representation des pentes.....	20
II.11- Légende pour les toitures à deux versants.....	21
II.12- Pression sur les zones A B C D E.....	25
II.13- Pression sur les zones F G H D E.....	26
II.14- Surpression sur les zones A B C D E.....	26
II.15- Surpression sur les zones DFGHE	26
II.16- Pression sur les zones A B C D E.....	27
II.17- Pression sur les zones G H I D E	27
II.18- Pression sur les zones F H I D E	27
II.19- Surpression sur les zones A B C D E.....	28
II.20- Surpression sur les zones G H I D E	28
II.21- Surpression sur les zones F H I D E	28
II.22- Représentation du versant de la toiture	29
II.23-Chargement de la neige sur la toiture.....	30
III.1- Disposition de la panne sur la toiture	31
III.2- Pente de calcul.....	31
III.3- Schéma statique sous charge d'entretien.....	32
III.4- Moment due à la charge d'entretien.....	32
III.5- Echantignole.....	41
III.6- Réactions sous le vent	41
III.7-Dimensions de l'échantignole.....	43
III.8- Schéma statique de la ferme.....	45
III.9- Surface afférente des nœuds.....	46
III.10-Doubles cornières.....	49
III.11- Dimensions du poteau.....	57
III.12- Surface afférente d'un poteau.....	58
IV.1- Poutre au vent en pignon.....	62
IV.2- Force horizontale sur le nœud (11m).....	63
IV.3- Force horizontale sur le poteau (11,64).....	63
VI.1- Mode de déformation (1).....	86
VI.2 : Mode de déformation (2).....	86
VI.3 : Mode de déformation (3).....	87
VII.1- Longueurs des soudeurs.....	93
VII.2- Distribution des efforts.....	95

Liste des figures

VII.3- Assemblage diagonale – gousset.....	98
VII.4- Disposition des boulons.....	99
VII.5- Assemblage gousset – membrure.....	100
VII.6- Disposition des boulons du couvre joint inférieur.....	103
VII.7- Assemblage du couvre joint inférieur.....	105
VII.8- Disposition des boulons du couvre joint supérieur.....	106
VII.9- assemblage du couvre joint supérieur.....	108
VII.10- Tige d’encrage du pied du poteau.....	109
VII.11- Dispositions constructives.....	110
VII.12- Vérification dans la section 1-1.....	113
VII.13- Vérification de la section 2-2.....	113
VII.14- Vérification de la section 3-3.....	114
VIII.1- Section d’un poteau.....	119
VIII.2- Schéma de ferrailage des poteaux.....	121
VIII.3- Schéma de ferrailage des poutres de chaînage.....	127
IX.1- Dimension de la semelle.....	129
IX.2- Schéma de ferrailage de la semelle type 1.....	139
IX.3- Dimensions de la semelle.....	140
IX.4- Ferrailage de la semelle type 2.....	149
IX.5- Schéma de ferrailage des longrines.....	151
X.1- Résultantes des forces horizontale et verticale sur façade principale et secondaire avec Dépression intérieure	154
X.2- Résultantes des forces horizontales et verticales sur façade principale et secondaire avec surpression intérieure.....	155
X.3- Résultantes des forces horizontale et vertical sur façade latéral gauche et droite avec dépression intérieure.....	156
X.4- Résultantes des forces horizontales et verticales sur façade latérale gauche et droite avec surpression intérieure.....	157

Liste des tableaux

LISTE DES TABLEAUX :

I.1- Valeurs nominales de f_y et de f_u	2
II.1- les valeurs de C_d pour les parois	9
II.2- les valeurs de C_d pour la toiture.....	11
II.3- les valeurs de C_r	11
II.4- Les valeurs de C_e	12
II.5- les valeurs de la pression dynamique.....	13
II.6- Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi verticale.....	14
II.7- Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.....	16
II.8- valeur de la pression correspondant a chaque zones de paroi verticale avec $C_{pi}=-0.15$	16
II.9- valeur de la pression correspondant a chaque zones de la toiture avec $C_{pi}=-0.15$	17
II.10- valeur de la pression correspondant a chaque zones de paroi verticale avec $C_{pi}=+0.8$	17
II.11- valeur de la pression correspondant a chaque zones de la toiture avec $C_{pi}=+0.8$	18
II.12- Valeur de la force de frottement.....	20
II.13- Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi verticale.....	21
II.14- Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.....	22
II.15- valeur de la pression correspondant a chaque zones de paroi verticale avec $C_{pi}=-0.3$	23
II.16- valeur de la pression correspondant a chaque zones de la toiture avec $C_{pi}=-0.3$	24
II.17- valeur de la pression correspondant a chaque zones de paroi verticale avec $C_{pi}=+0.8$	24
II.18- valeur de la pression correspondant a chaque zones de la toiture avec $C_{pi}=+0.8$	25
II.19- valeurs de la force de frottement.....	25
III.1- les efforts dans les éléments de la ferme.....	48
IV.1- les sollicitations des éléments de la poutre au vent.....	65
V.1- Les efforts dans les éléments de la ferme.....	70
V.2- Vérification des éléments de la ferme.....	73
V.3- Les efforts dans les éléments de contreventement.....	73
V.4- Sollicitation dans les montants de rives.....	76
VI.1- Pénalité de vérification	82
VI.2- pourcentage de participation de masse.....	85
VI.3- Combinaisons de calcul.....	88
VI.4- Vérification de l'effort tranchant à la base.....	88
VI.5- Déplacement max en situation durable.....	89
VI.6- Déplacement relatif des niveaux.....	90
VI.7- Effet P- Δ suivant X-X.....	91
VI.8- Effet P- Δ suivant Y-Y.....	91
VII.1- Efforts dans les éléments de la ferme.....	92
VII.2- Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	92
VII.3- Dimension des cordons de soudure.....	94
VII.4- Les sollicitations les plus défavorables.....	109
VIII.1- Armatures longitudinales et maximales selon le RPA dans les poteaux.....	116
VIII.2- Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	117
VIII.3- Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	117
VIII.4- Vérification des contraintes dans le béton.....	120
VIII.5- Vérification des contraintes tangentielles.....	120
VIII.6- Les armatures longitudinales dans les poutres.....	123
VIII.7- Vérification des contraintes tangentielles.....	124
VIII.8- Vérification au cisaillement.....	125

Liste des tableaux

IX.1- Les sollicitations à la base des poteaux.....	128
IX.2- Les sollicitations à la base de la semelle.....	131
IX.3- Vérification des contraintes dans le sol.....	132
IX.4- Les sollicitations à la base.....	133
IX.5- Vérification des contraintes dans le sol.....	133
IX.6- Les armatures des semelles.....	138
IX.7- Les sollicitations à la base des poteaux.....	139
IX.8- Les sollicitations à la base de la semelle.....	142
IX.9- Vérification des contraintes dans le sol.....	142
IX.10- Les sollicitations à la base de la semelle.....	143
IX.11- Vérification des contraintes dans le sol.....	144
IX.12- Les armatures des semelles.....	149
X.1- Vent sur façade principale et secondaire avec $C_{pi}=-0,15$	153
X.2- Vent sur façade principale et secondaire avec $C_{pi}=0,8$	154
X.3- Vent sur façade latérale gauche et droite avec $C_{pi}=-0,3$	155
X.4- Vent sur façade latérale gauche et droite $C_{pi}=0,8$	156
X.5- Réaction à la base due aux effets sismiques.....	157
X.6- Vérification au renversement de la structure.....	158

NOTATION

A	Aire de la section brute.
A_{net}	Aire de la section nette.
A_{eff}	Aire de la section efficace.
A_v	Aire de cisaillement.
H	Hauteur de la section transversale.
b	Largueur des semelles.
r	Rayon du congé de raccordement.
t_f	Epaisseur des semelles.
t_w	Epaisseur de l'âme.
$I_{y,z}$	Moment d'inertie.
$i_{y,z}$	Rayon de giration de la section.
I_w	Facteur de gauchissement.
I_t	Moment d'inertie de torsion.
$W_{ply,z}$	Module plastique de la section.
$W_{ely,z}$	Module élastique de la section.
W_{eff}	Module élastique efficace de la section.
N_{pl}	Effort normal résistant plastique.
N_u	Effort normal ultime de la section nette.
N_{net}	Effort normal résistant de la section nette.
$M_{ply,z}$	Moment résistant plastique de la section.
$M_{ely,z}$	Moment résistant élastique de la section.
$M_{eff,z}$	Moment résistant de la section efficace.
M_{cr}	Moment critique de déversement.
$\lambda_{y,z}$	Elancement géométrique pour le mode de flambement.
$\lambda_{y,z}$	Elancement réduit pour le mode de flambement.
λ_{cr}	Elancement critique d'Euler.
$\chi_{y,z}$	Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.
ψ_s	Coefficient de scellement relatif a une armature (psi).
τ	Contrainte tangente (tau).
τ_u	Contrainte tangente conventionnelle.
τ_s	Contrainte d'adhérence.
Φ	Diamètre d'une armature transversale.
N	Coefficient de poissant (nu).
μ_{ser}	Moment ultime à L'ELS (mu).
μ_{bu}	Moment réduit à L'ELU.
α	Facteur d'imperfection pour le flambement.
λ_{LT}	Elancement réduit pour le déversement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
α_{LT}	Facteur d'imperfection pour le déversement.
$\beta_{My,z}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
β_{MLT}	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
f_y	Résistance limite d'élasticité.

f_u	Résistance limite de rupture.
V_u	Effort tranchant de calcul ultime.
a et b	Largeur de poteaux.
A et B	Largeur des semelles.
G	Action permanente.
Q	Action d'exploitation.
e	L'excentricité de l'effort normal.
h	Hauteur de la poutre et la semelle.
S_t	Espacement des armatures transversales.
l_f	Longueur de flambement.

*Introduction
Générale*

Introduction générale

Le domaine de construction est très vaste, il est envisagé en plusieurs manières de conception et d'exécution, il diffère selon les matériaux constitutifs et les types des structures, mais le but de ces études reste le même qui est de concevoir des bâtiments capables de résister aux efforts qui sont leur appliqués, et aux multiples phénomènes naturels (séisme, vent extrême ...etc.).

La structure assure principalement le cheminement des efforts extérieurs appliqués jusqu'aux fondations. La connaissance de ce cheminement est essentielle quant à l'étude d'éléments constitutifs de la structure ainsi que de leurs liaisons.

L'introduction de nouveaux matériaux tels que le verre et l'acier et de nouvelles techniques de construction font des bâtiments un chantier en évolution croissante et rapide.

Pour ces nouvelles techniques de construction, l'acier est le matériau le plus utilisé et cela pour ses nombreux avantages à savoir : la fiabilité, la capacité portante, la rapidité d'exécution et ces propriétés mécaniques qui nous permettent de concevoir des poutres de très grande portée.

Les ossatures et les toitures en charpente métalliques sont généralement souples et constituées de barres élancées ou d'éléments minces. Ces caractéristiques spécifiques sont à garder présents à l'esprit lors des études, les problèmes de flexibilité, voilement, déversement de poutres fléchies et flambement d'éléments comprimés étant déterminants dans la justification et le dimensionnement des structures métalliques.

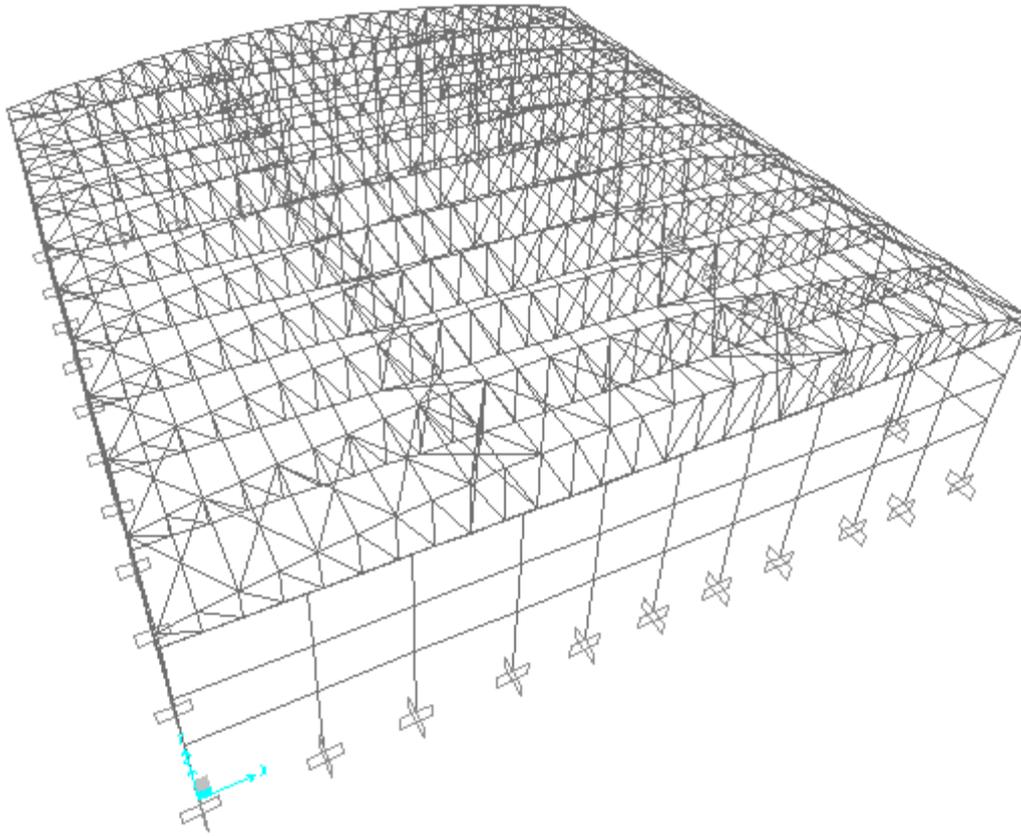


Fig.5 : La vue en 3D de la salle tirée du logiciel Sap2000.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I. Introduction :

Notre projet consiste à étudier une salle omnisport de forme rectangulaire avec ossature en béton armé et la toiture en charpente métallique de groupe d'usage (1B) selon le règlement (RPA99 V2003).

II. Etude de sol :

Les études sur le sol à donner :

-La contrainte admissible est : $\sigma_{adm} = 1,5bars$

-Profondeur d'ancrage est : 2.00 m

III. Situation du projet :

Le présent projet sera implanté à AKBOU (W) de Bejaia. La zone d'implantation est classée selon le RPA99/version2003 comme zone IIa (moyenne sismicité).

IV. Caractéristiques :**1.1 -Architecture :****1.2 -Géométrie :**

- Longueur totale en plan : 44.6 m
- Largeur totale en plan : 43.55 m
- Longueur totale de la couverture : 44.6
- Largeur totale de la couverture : 43.55 m
- La hauteur totale : 13.9 m

1.3 -Ossature et la stabilité de la structure :

La conception de l'ossature sera en portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide dont les portiques en béton armé renforcés par des poutres de chinages car cette conception représente un aspect bénéfique vis-à-vis de l'économie, l'isolation phonique et thermique.

V. Toiture :

On va opter pour une toiture en charpente métallique, car on a besoin d'espace à l'intérieur de la salle, dont les principaux paramètres sont :

- Elimination des poteaux intérieurs.
- La toiture est légère.
- Facilité de montage.

VI. Matériaux utilisés :**VI.1 -L'acier :**

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone ne dépassant pas généralement 1%.

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

- Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers.
- Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium,...etc. qui ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, corrosion...). On parle dans ce cas d'aciers alliés.

VI.1.1-Propriété de l'acier :

A. Résistance :

Les nuances d'aciers et leurs résistances limites sont données par les Eurocode (02et03). Pour notre ouvrage on a choisie S235.

B. Ductilité :

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $f_u / f_y > 1,2$
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20 \epsilon_y$)
- A la rupture l'allongement sur une longueur de $5.65\sqrt{A_0}$, soit supérieur à 15% avec A_0 section transversale initiale.

C. Propriété mécanique :

- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg} / \text{m}^3$.
- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité transversal : $G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \approx 0,4 * E_a$
- Coefficient de Poisson : $\mu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 * 10^{-6}$

VI.2-Couverture :

La couverture sera réalisée par des panneaux sandwich, appelé aussi panneaux double peau monoblocs, ils sont constitués :

- De deux tôles de parement intérieur et extérieur.
- D'une âme en mousse isolante.
- De profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réaliser des assemblages aisés.

Les panneaux sandwichs nous offre plusieurs avantages on site :

- Le par vapeur
- L'isolation et l'étanchéité
- Une bonne capacité portante
- Un gain de temps appréciable au montage.

Mais, leur point faible se situe dans l'étanchéité des joints.

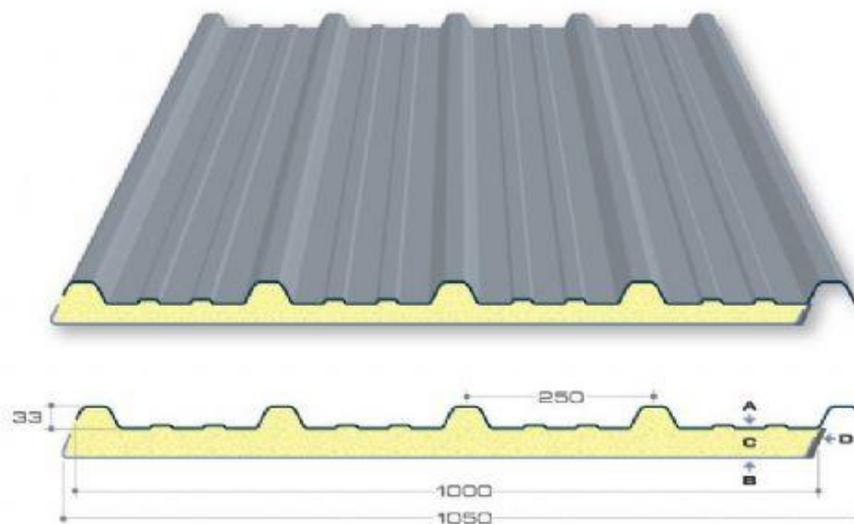


Fig. I.1 : Panneau sandwich.

VI.3-le béton :

Le béton est un matériau de construction, constitué artificiellement d'un mélange de matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier, pierres cassées,...) avec un liant (ciment) et de l'eau, et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. Il est économique et résiste bien à la compression.

VI.3.1 Composition de béton :

- Les propriétés physique et mécanique du béton dépendent de sa composition et des facteurs extérieurs, tel que la température, l'humidité, etc. Il est compose :
- Liant hydraulique : ciment
- Granulats : gravier, sable
- L'eau : mouillage des granulats et hydratation du liant.
- adjuvant : améliorer la qualité du béton.

VI.3.2- Caractéristiques mécaniques du béton :

- **Résistances caractéristique à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge de (28j) qu'est nommée (f_{c28}).

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} && \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{MPa} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} && \text{pour } f_{c28} > 40 \text{MPa} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} j < 28 \text{ jours} \\ \text{BAEL91 (A.2.1.11)} \end{array}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{pour } j \geq 28 \text{ jours}$$

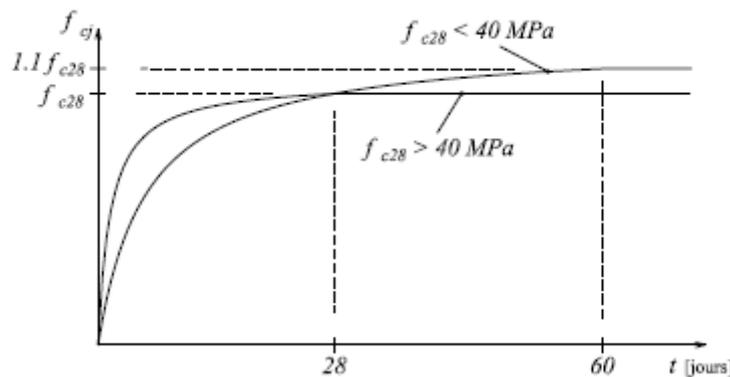


Fig. I.2 Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

- **résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée (f_{tj}), est définie par la relation :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1.2).}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{MPa}$.

- **Contrainte ultime de cisaillement (de béton) :**

BAEL91 (article

A.5.1.211)

$$\tau_{Adm} = \left\{ \begin{array}{l} \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{MPa}) \quad \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{MPa}) \quad \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{array} \right.$$

- **Module déformation longitudinale du béton :**

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} , Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24heures, le module instantané est pris égal.

$$E_{ij}=11000*(f_{cj})^{1/3}. \quad \text{BAEL91.}$$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton, le module instantané est pris égal à trois le module différé.

$$E_{ij}=3*E_{vj} \quad \text{BAEL91.}$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a : $E_{ij} = 11000*(f_{c28})^{1/3}$.

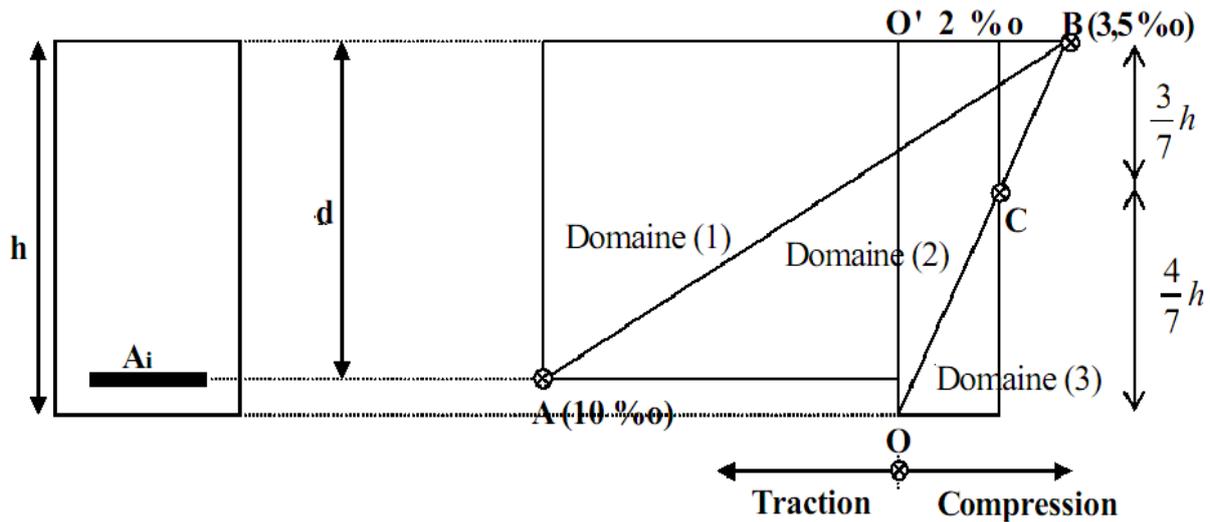
$$E_{vj}= (1/3)* E_{ij}.$$

VI.3.4 Hypothèses de calcul aux états limites :

VI.3.4.1 Hypothèses à l'ELU :

1. Conservation des sections planes (diagramme linéaire de déformations).
2. Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
3. La résistance du béton à la traction est négligée.
4. Le raccourcissement ultime du béton (ε_{bc}) est limité à (3.5‰) en flexion et à (2‰) en compression simple (centré).
5. L'allongement ultime des aciers (ε_p) est limité à (10‰).
6. Le diagramme de déformation d'une section à l'état limite ultime de résistance représenté par une droite doit obligatoirement passé par l'un des pivots A, B et C : c'est la règle des 3 pivots.

Cette règle se fixe comme objectif pour utiliser au mieux le béton et l'acier.



- ✓ Le pivot (A) si $y \leq 0.2593d$
- ✓ Le pivot (B) si $0.2593d \leq y \leq h$
- ✓ Le pivot (C) si $y > h$

VI.3.4.2-Hypothèse à l'ELS :

1. Conservation des sections planes.
2. Les contraintes sont proportionnelles aux déformations

c.à.d. $\sigma_{bc} = \varepsilon_{bc} E_{bc}$ pour le béton

$\sigma_s = \varepsilon_s E_s$ Pour l'acier

3. La résistance à la traction du béton est négligée.
4. Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligée.
5. Par convention, le coefficient d'équivalence acier-béton $n = \frac{E_s}{E_{bc}} = 15$

VII- Règlements utilisés :

- **RNV A99** : l'étude climatique se fait suivant le règlement neige et vent Algérien 1999.
- **CCM97, Eurocode 3** : l'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se font conformément aux CCM97 et Eurocode 3.
- **RPA 99 V2003** : l'étude sismique se fait suivant le règlement parasismique Algérien RPA2003 V2003.

- **DTR B.C.2.2** : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **B.A.E.L91** : béton arme aux états limites.

Chapitre II

Etude climatique

I-1 Effet de vent :

Scientifiquement Le vent est un phénomène naturel qui résulte du mouvement de l'aire d'une zone de pression élevée à une zone de faible pression.

Il imprime sur les structures des actions extérieures (compressions et tractions) et intérieurs (surpressions et dépressions) agissant normalement aux parois considérées.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et son environnement.
- la forme géométrique et les ouvertures qui sont continue par la structure.

Selon le règlement 'neige et vent algérien (RNV99)', le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

Selon le sens du vent et l'état des ouvertures, huit cas sont envisagés et à prendre en compte :

- ✓ Vent sur la façade nord avec surpression intérieure.
- ✓ Vent sur la façade nord avec dépression intérieure.
- ✓ Vent sur la façade sud avec la surpression intérieure.
- ✓ Vent sur la façade sud avec la dépression intérieure.
- ✓ Vent sur la façade est avec la surpression intérieure.
- ✓ Vent sur la façade est avec la dépression intérieure.
- ✓ Vent sur la façade ouest avec la surpression intérieure.
- ✓ Vent sur la façade ouest avec la dépression intérieure.
- ✓ vent sur plan de la couverture.

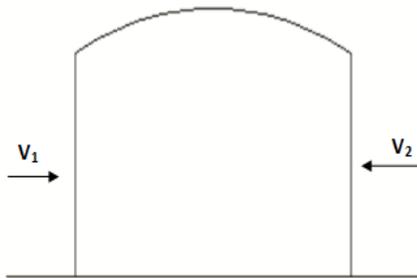


Figure. II.1 : Vent sur façade principale
e secondaire de la salle

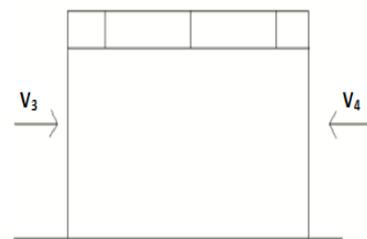


Figure. II-2 : Vent sur la façade
gauche et droite de la salle

I-2 Les données relatives au site :

- ◆ le site est plat :

Le coefficient topographique $C_t(z) = 1$. (chapitre.2-tableau2.5).

- ◆ le vent est classé dans la zone I :

La pression de référence $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ (chapitre.2-tableau2.3).

◆ Le terrain est de catégorie III :

Facteur de terrain $K_T = 0,22$ Paramètre de rugosité $Z_0 = 0,3 \text{ m}$

Hauteur minimale $Z_{min} = 8 \text{ m}$

Le coefficient $\varepsilon = 0,37$. (Chapitre 2-tableau 2.4).

I.3-Coefficient dynamique (C_d) :

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

Notre ouvrage est un bâtiment avec ossature en béton armée et la toiture en charpente métallique, la valeur du coefficient dynamique C_d est donné par la figure 3.1 pour les parois et figure 3.2 pour la toiture (chap. III RNV A99) en fonction de la structure et du sens du vent. Notre structure a une hauteur de 13.90m, et selon la direction du vent on tire les valeurs suivantes :

a) Les parois :

Direction du vent	h(m)	b(m)	C_d
V_1	13.9	44.6	0.89
V_2	13.9	44.6	0.89
V_3	13.9	43.55	0.89
V_4	13.9	43.55	0.89

Tab. II.1 Les valeurs de C_d pour les parois.

b) La toiture :

Direction du vent	h(m)	b(m)	C_d
V_1	13.9	44.6	0.90
V_2	13.9	44.6	0.90
V_3	13.9	43.55	0.90
V_4	13.9	43.55	0.90

Tab. II.2 : Les valeurs de C_d pour la toiture

On a bien vérifié la condition : $0.6 < C_d < 1.2$

On remarque que pour les deux directions le $C_d < 1,2$ donc la salle est considéré comme peu sensible aux excitations dynamiques.

I.4-Calcul de la pression :

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

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

I.5-Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître -couple en éléments de surface j horizontaux, selon la procédure 3.1.1(chp3), notre construction est sans planchers intermédiaire(salle omnisport) dont la hauteur est supérieur à 10 m (13.9 m) donc elle doit être considérée comme étant constituée de n éléments de surface, de hauteurs égales h_i , n est donnée par la formule suivante :

$$n = E [h/3] ; \text{ soit } [h_i = h/n]$$

h : la hauteur totale de la salle

E : la partie entière

Donc :

$$*n = E [13.9/3] = 4 \implies h_i = 13.9/4 = 3.475 \text{ m}$$

- la pression dynamique est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

C_e : le coefficient d'exposition au vent.

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

I.6-Coefficient de rugosité C_r :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r(z) = K_r \times \ln(z/z_0) \quad \text{pour } Z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_r \times \ln(Z_{\min}/z_0) \quad \text{pour } z \leq Z_{\min} \end{array} \right.$$

Avec :

Z_0 : le paramètre de rugosité.

Z_{min} : la hauteur minimale.

Dans notre cas :

$$Z = 13.9 > Z_{min}$$

Les valeurs des C_r sont résumées dans le tableau suivant :

Niveau	H (m)	Z (m)	C_r
1	3.475	1.737	0.722
2	3.475	5.212	0.722
3	3.475	8.687	0.74
4	3.475	12.162	0.814
toiture	H (toiture)	13.9	0.843

Tab. II.3: Les valeurs de C_r .

I.7-Calcul de coefficient d'exposition (C_e) :

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

Dans notre cas, la structure est peu sensible aux excitations car $C_d = 0.89 < 1.2$

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

Niveau	$C_T(z)$	$C_r(z)$	$C_T(z)^2$	$C_r(z)^2$	C_e
1	1	0.722	1	0.521	1.632
2	1	0.722	1	0.521	1.632
3	1	0.74	1	0.547	1.685
4	1	0.814	1	0.662	1.914
toiture	1	0.843	1	0.710	2.007

Tab. II.4 Les valeurs de C_e

I.8-Valeur des pressions dynamiques q_{dyn} :

- Selon la relation :

$$* q_{dyn(zj)} = q_{ref} \times C_e(zj)$$

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

Niveau	q_{ref} (N/m ²)	$C_e(zj)$	$q_{dyn}(zj)$ (N/m ²)
1	375	1.632	612
2	375	1.632	612
3	375	1.685	631.875
4	375	1.914	717.75
toiture	375	2.007	752.625

Tab. II.5 Les valeurs de la pression dynamique

I.8.1- Direction de vent V_1 et V_2 : (façade principale et secondaire) :**a) Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe} :**

Le coefficient de pression externe C_{pe} de constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m^2 et 10 m^2 , aux quelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe, 1}$ et $C_{pe, 10}$.

-dans le cas existant, la surface chargée égale à 474.99 m^2 supérieur à 10 m^2 donc :

$$* C_{pe} = C_{pe,10}$$

➤ Les parois verticales :

Il est recommandé de partager les parois comme l'indique la figure 5.1 de chapitre 5, et avant tout il faut déterminer (e) telle que :

$$e = \min (b, 2h).$$

h : hauteur totale de paroi : $h = 13.9 \text{ m}$

d : la dimension parallèle à la direction V_1 : $d = 43.55 \text{ m}$.

b : la dimension perpendiculaire à la direction V_1 : $b = 44.6 \text{ m}$

$$e = \min (44.6 \text{ m}, 27.8 \text{ m}) = 27.8 \text{ m}.$$

On a : $d > e \Rightarrow$ la paroi est divisée en 3 parties (A, B, C) selon le sens de b , plus E et D selon d pour chacune, comme ils indiquent les schémas suivantes :

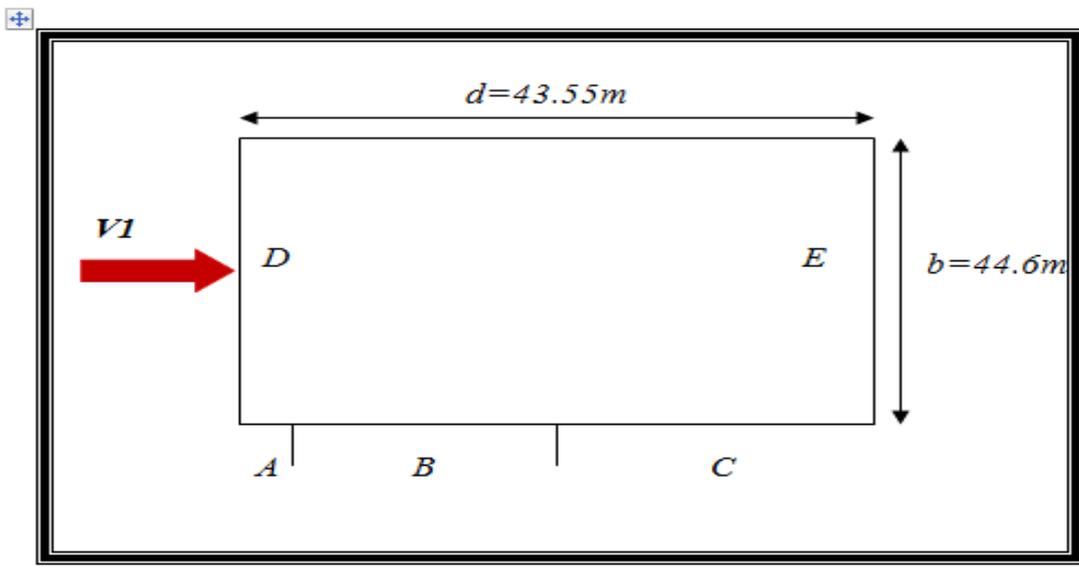


Fig. II .3 vue en plan du parois verticale direction V_1

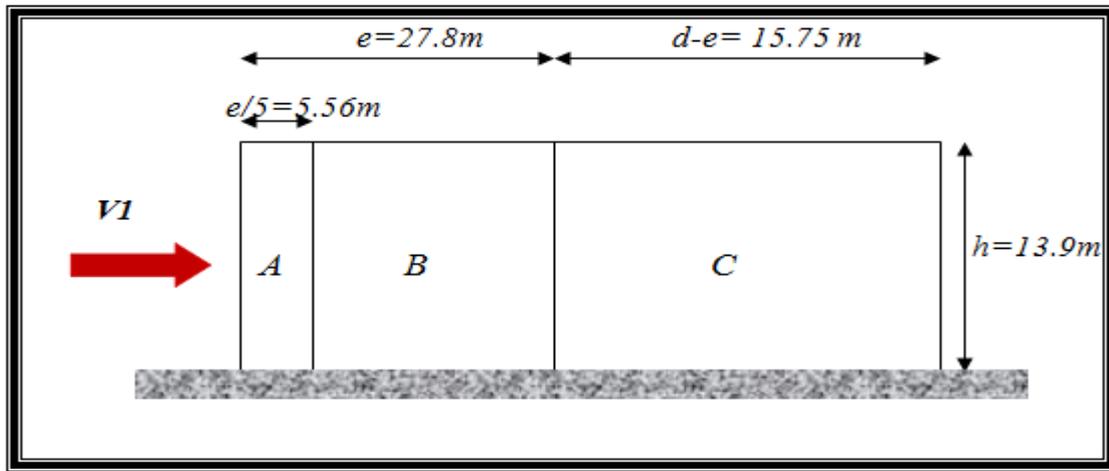


Fig. II.4 vue d'élévation du parois verticale direction V1

Et selon le tableau (5.1) RNV99, on trouve :

Zones	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tab. II.6: Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticale.

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

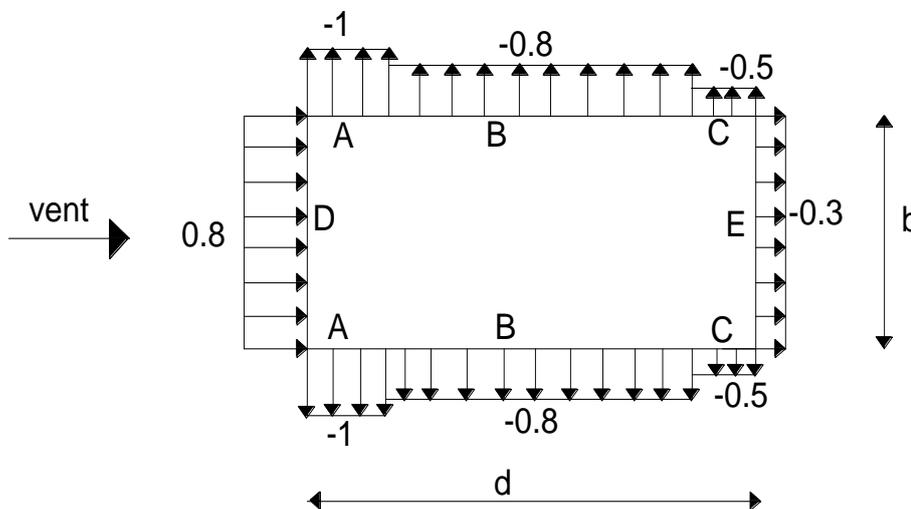


Fig. II.5 Légende pour les parois verticales.

➤ la toiture :

On est à faire à une toiture sous forme d'une voûte (en arc), pour déterminer les coefficients de pression on revient sur la figure 5.8.c du (Chap. 5) RNV A99.

Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci-dessous.

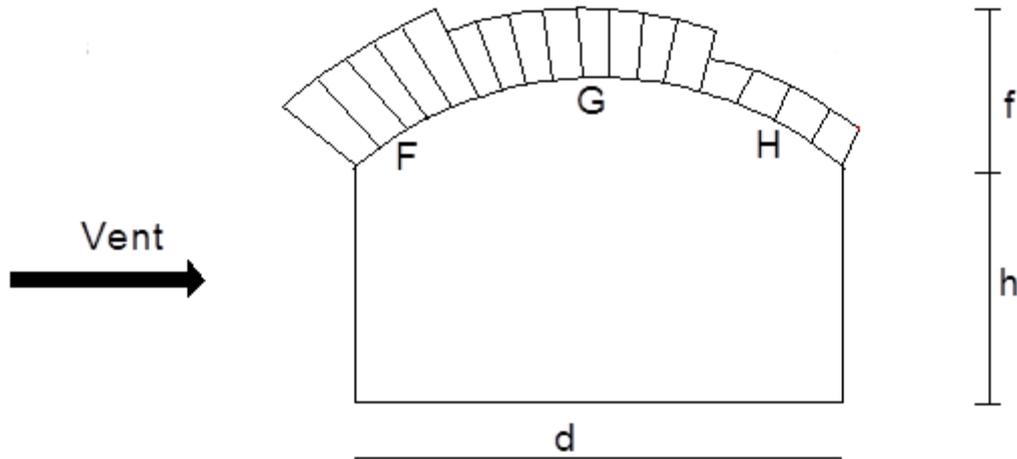


Fig.II.6 : Légende pour la toiture

h : hauteur de la paroi verticale ($h=10.65\text{m}$)

f : naissance de la voule ($f=3.25$)

d : la largeur de la salle (43.55m)

$h/d=0.244$

$f/d=0,074$

On a $0 < h/d < 0.5$ C_{pe} , s'obtient par l'interpolation linéaire.

Zones	F	G	H
C_{pe}	0.1	-0.8	-0.5

Tab. II.7 : Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture

b) Coefficient de pression intérieure :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieures (hall industriel par exemple) est donné par la figure 5.15 du RNV A99 en fonction de l'indice de perméabilité μ_p

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

On a un bâtiment sans cloisons intérieur, donc C_{pi} est compris entre (0.8) et (-0.5) (§ 2, 2,1 chap. 5 du RNV A99)

c) Calcul des surfaces :

- **Façade principale :**
 $S=72.95 \text{ m}^2$

- **façade secondaire :**

$$S=70.77 \text{ m}^2$$

- **Façade latérale gauche :**

$$S=41.23 \text{ m}^2$$

- **Façade latérale droite :**

$$S=41.23 \text{ m}^2$$

- **Les portes ouvertes :**

$$\mu_p = \frac{70.77 + 41.23 + 41.23}{72.95 + 70.77 + 41.23 + 41.23} = 0.677$$

$$C_{pi} = -0.15$$

Tableau de calcul des pressions :

Les pressions q_j sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$q_j = C_d \cdot W_j$$

$$W_j = q_{dyn}(z_j) [C_{pe} - C_{pi}]$$

➤ **Parois verticales :**

Dépression intérieur $C_{pi} = -0.15$

ZONE	C_D	Q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	W_j (N/m ²)	Q_j (N/m ²)
A	0.89	612	-1	-0.15	-0.85	-520.2	-462.978
	0.89	612	-1	-0.15	-0.85	-520.2	-462.978
	0.89	631.875	-1	-0.15	-0.85	-537.093	-478.012
	0.89	717.75	-1	-0.15	-0.85	-610.087	-542.977
B	0.89	612	-0.8	-0.15	-0.65	-397.8	-354.042
	0.89	612	-0.8	-0.15	-0.65	-397.8	-354.042
	0.89	631.875	-0.8	-0.15	-0.65	-410.718	-365.539
	0.89	717.75	-0.8	-0.15	-0.65	-466.537	-415.217
C	0.89	612	-0.5	-0.15	-0.35	-214.2	-190.638
	0.89	612	-0.5	-0.15	-0.35	-214.2	-190.638
	0.89	631.875	-0.5	-0.15	-0.35	-221.156	-196.288
	0.89	717.75	-0.5	-0.15	-0.35	-251.212	-223.578

D	0.89	612	0.8	-0.15	0.95	581.4	517.446
	0.89	612	0.8	-0.15	0.95	581.4	517.446
	0.89	631.875	0.8	-0.15	0.95	600.281	534.25
	0.89	717.75	0.8	-0.15	0.95	681.862	606.857
E	0.89	612	-0.3	-0.15	-0.15	-91.8	-81.702
	0.89	612	-0.3	-0.15	-0.15	-91.8	-81.702
	0.89	631.875	-0.3	-0.15	-0.15	-94.781	-84.355
	0.89	717.75	-0.3	-0.15	-0.15	-107.662	-95.819

Tab. II.8 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi}=-0.15$.

➤ **La toiture :**

- Dépression intérieur $C_{pi} = -0.15$.

Zones	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	W_j (N/m ²)	q_j (N/m)
F	0.90	752.625	+0.1	-0.15	+0.25	188.156	169.340
G	0.90	752.625	-0.8	-0.15	-0.65	-489.206	-440.285
H	0.90	752.625	-0.5	-0.15	-0.35	-263.418	-237.076

Tab. II.9 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=-0.15$.

- **Portes fermées**

$$\mu_p = 0 \quad C_{pi} = 0.8$$

➤ **Paroi verticale :**

Surpression intérieure avec $C_{pi} = 0.8$

ZONE	C_D	Q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	W_j (N/m ²)	Q_j (N/m ²)
A	0.89	612	-1	0.8	-1.8	-1101.6	-989.424
	0.89	612	-1	0.8	-1.8	-1101.6	-989.424
	0.89	631.875	-1	0.8	-1.8	-1137.37	-1012.26
	0.89	717.75	-1	0.8	-1.8	-1291.95	-1149.83
B	0.89	612	-0.8	0.8	-1.6	-979.2	-871.488
	0.89	612	-0.8	0.8	-1.6	-979.2	-871.488
	0.89	631.875	-0.8	0.8	-1.6	-1011	-899.79

	0.89	717.75	-0.8	0.8	-1.6	-1148.4	-1022.07
C	0.89	612	-0.5	0.8	-1.3	-795.6	-708.084
	0.89	612	-0.5	0.8	-1.3	-795.6	-708.084
	0.89	631.875	-0.5	0.8	-1.3	-821.437	-731.079
	0.89	717.75	-0.5	0.8	-1.3	-933.075	-830.436
D	0.89	612	0.8	0.8	0	0	0
	0.89	612	0.8	0.8	0	0	0
	0.89	631.875	0.8	0.8	0	0	0
	0.89	717.75	0.8	0.8	0	0	0
E	0.89	612	-0.3	0.8	-1.1	-673.2	-599.148
	0.89	612	-0.3	0.8	-1.1	-673.2	-599.148
	0.89	631.875	-0.3	0.8	-1.1	-695.062	-618.605
	0.89	717.75	-0.3	0.8	-1.1	-789.525	-702.677

Tab. II.10 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi}=+0.8$.

- La toiture :

Surpression intérieur avec $C_{pi} = 0.8$

Zones	C_d	$q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j (N/m^2)$	$q_j (N/m)$
F	0.90	752.625	+0.1	+0.8	-0.7	-526.837	-474.153
G	0.90	752.625	-0.8	+0.8	-1.6	-1204.2	-1083.78
H	0.90	752.625	-0.5	+0.8	-1.3	-978.412	-880.570

Tab. II.11 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=+0.8$.

d) Calcul de force de frottement :

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit le rapport $d/b \geq 3$ ou le rapport $d/h \geq 3$.

Avec : **d** est dimension de la construction parallèle au vent

b est la dimension de la construction perpendiculaire au vent

h est la hauteur de la construction

La force de frottement est donné par :

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

j : élément de surface parallèle à la direction du vent

z_j : hauteur du centre de l'élément j (m)

q_{dyn} : pression dynamique du vent (N/m²)

$S_{fr,j}$: aire de l'élément de surface j (m²)

- Paroi verticale :

$$S_{fr,j} = d \times h = 43.55 \times 10.65 = 463.807 \text{ m}^2$$

- Toiture (forme de voule) :

$$S_{fr,j} = (\text{longueur de l'arc}) \times d \text{ (tableau 2.2 .chap. II .RNVA99).}$$

$$= 44.027 \times 43.55 = 1917.37 \text{ m}^2$$

$C_{fr,j}$: coefficient de frottement pour l'élément de surface j (tableau 2.1 chap. II RNV A99)

$C_{fr,parois} = 0.01$ (ondulations parallèles au vent).

$C_{fr,toiture} = 0.01$ (ondulations parallèles au vent).

Le tableau suivant donne les valeurs de la force de frottement pour les parois et la toiture :

Direction de vent	Paroi (kN)			Toiture (kN)		
	d/b	d/h	F_{fr}	d/b	d/h	F_{fr}
V1	0.976	3.13	3,33	0.976	3.13	14,43

Tab. II.12 : Valeurs de la force de frottement.

Finalement, on fait la somme :

$$F_{fr} = 17759.57 \text{ N} = 17.76 \text{ KN}$$

I.8.2-Direction de vent V_3 et V_4 : (façade latérale droite et gauche) :

a) Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Dans ce cas, la surface chargée égale à 463.81m² supérieur à 10m² donc :

$$* C_{pe} = C_{pe,10}$$

➤ Les parois verticales :

Il est recommandé de partager les parois comme l'indique la figure 5.1 de chapitre 5, et avant tout il faut déterminer (e) telle que :

$$e = \min (b, 2h).$$

h : hauteur totale de paroi : h= 13.9 m

d : la dimension parallèle à la direction V_3 : d= 44.6m.

b : la dimension perpendiculaire à la direction V_3 : b= 43.55m

$e = \min (43.55m, 27.8m) = 27.8m.$

On a : $d > e \Rightarrow$ la paroi est divisée en 3 parties (A, B, C) selon le sens de b, plus E et D selon d pour chacune, comme ils indiquent les schémas suivantes :

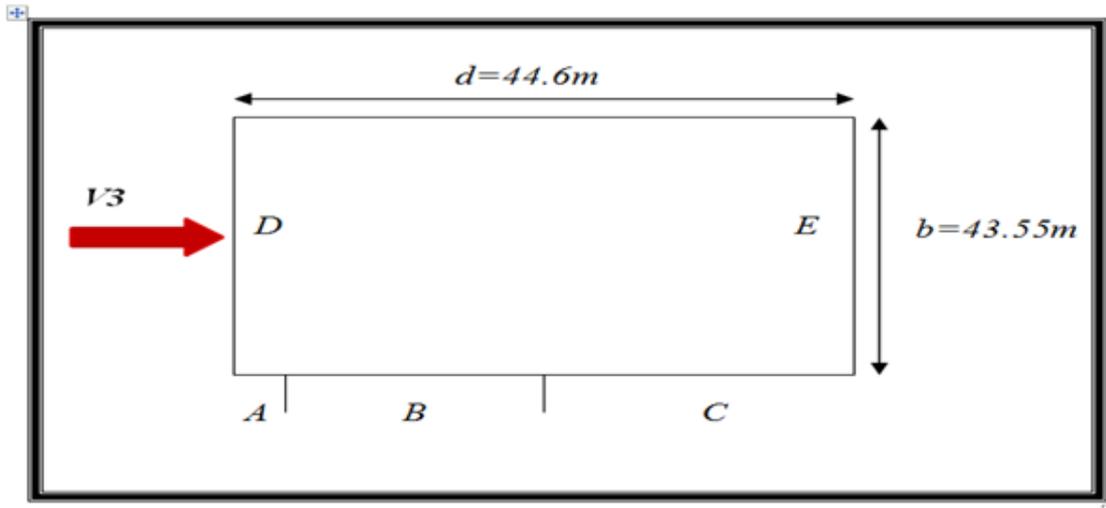


Fig.II.7 Vue en plan du paroi verticale direction V_3

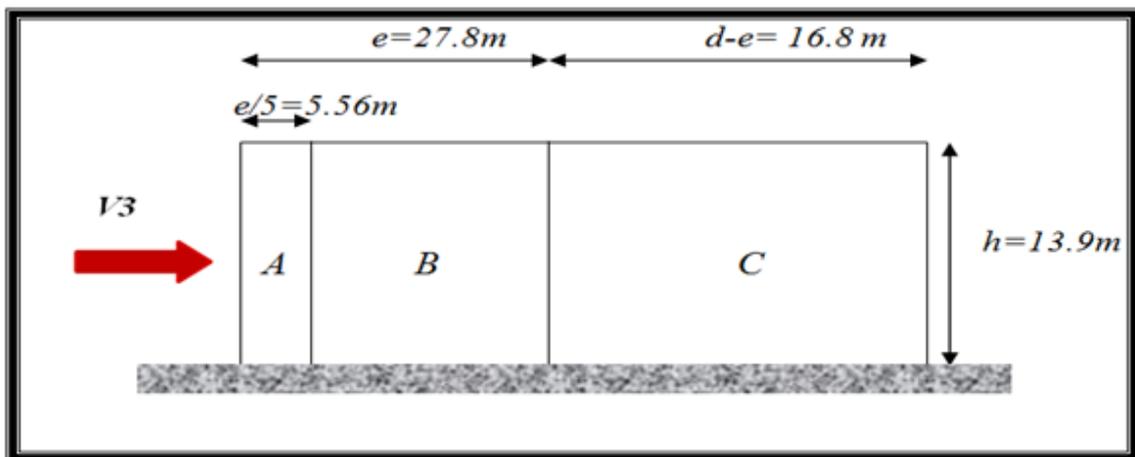


Fig.II.8 Vue d'élévation du paroi verticale direction V_3

Et selon le tableau (5.1), on trouve :

Zones	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tab. II.13: Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticale

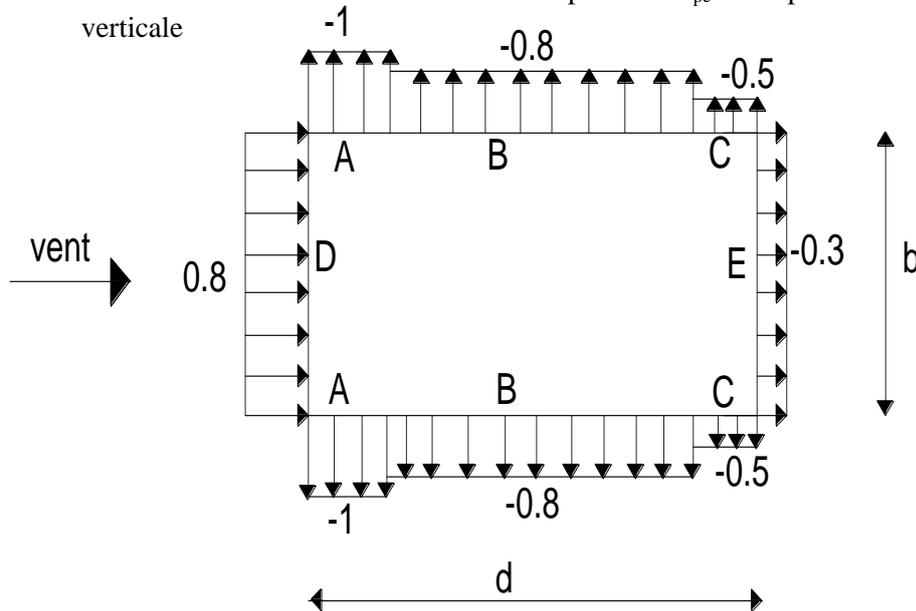


Fig. II.8 Légende pour les parois verticales

➤ **La toiture :**

Pour un vent parallèle au génératrice on adopte pour C_{pe} la valeur correspondant à une toiture à deux versants pour $\theta=90^\circ$, on prenant pour α (en degré) l'angle entre l'horizontale et la corde reliant la naissance de la voute et son sommet.

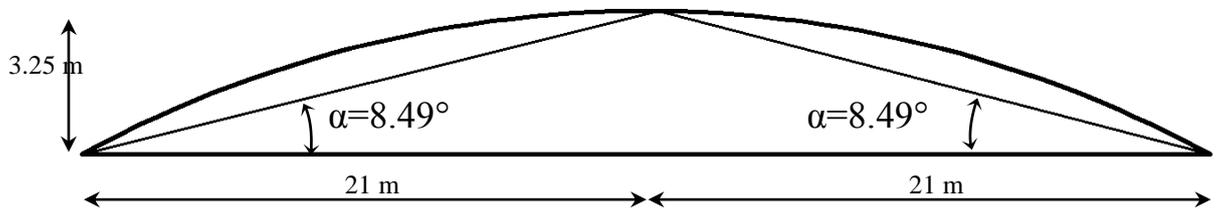


Fig. II.9 : représentation des pentes.

$$tg \alpha = 3.25 / 21.77 \rightarrow \alpha = 8.49^\circ$$

On a :

- b = 43.55 m
- h = 13.9 m
- e = min (b; 2h) = 27.8 m
- e/2 = 13.9 m
- e/4 = 6.95 m
- e/10 = 2.78 m

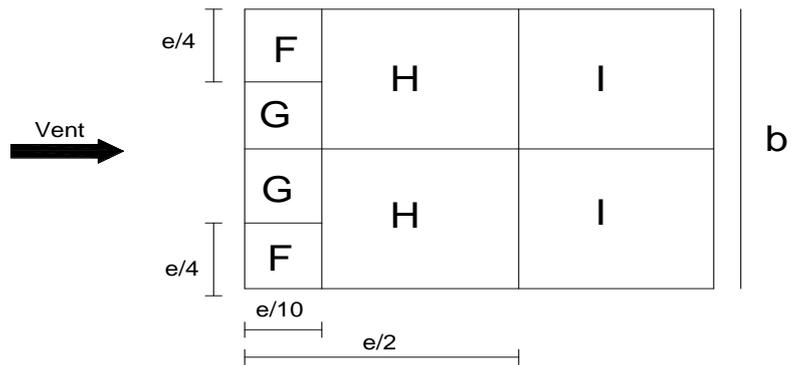


Fig. II.10 : Légende pour les toitures à deux versants.

La valeur de $\alpha = 8.49^\circ$ n'existe pas dans le tableau 5.4 RNVA99, les valeurs de C_{pe} s'obtiennent par interpolation linéaire entre les valeurs de $\alpha = 5^\circ$ et celles de $\alpha = 15^\circ$.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondants à ces zones sont données sur le tableau suivant :

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1.49	-1.53	-0.66	-0.5

Tab. II.14 : Les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.

b) Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

- Les portes ouvertes :

$$\mu_p = \frac{70.77 + 41.23 + 72.95}{72.95 + 70.77 + 41.23 + 41.23} = 0.817 \quad C_{pi} = -0.3$$

Tableau de calcul des pressions :

Les pressions q_j sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$q_j = C_d \cdot W_j$$

$$W_j = q_{dyn}(z_j) [C_{pe} - C_{pi}]$$

Les valeurs de Q_j sont résumées dans le tableau ci-dessous ;

➤ **Parois verticales :**Dépression intérieur $C_{pi} = -0.3$

ZONE	C_D	Q_{dyn} (N/m^2)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$	$Q_j(N/m^2)$
A	0.89	612	-1	-0.3	-0.7	-428.4	-381.276
	0.89	612	-1	-0.3	-0.7	-428.4	-381.276
	0.89	631.875	-1	-0.3	-0.7	-442.312	-393.658
	0.89	717.75	-1	-0.3	-0.7	-502.425	-447.158
B	0.89	612	-0.8	-0.3	-0.5	-306	-272.34
	0.89	612	-0.8	-0.3	-0.5	-306	-272.34
	0.89	631.875	-0.8	-0.3	-0.5	-315.937	-281.184
	0.89	717.75	-0.8	-0.3	-0.5	-358.875	-319.398
C	0.89	612	-0.5	-0.3	-0.2	-122.4	-108.936
	0.89	612	-0.5	-0.3	-0.2	-122.4	-108.936
	0.89	631.875	-0.5	-0.3	-0.2	-126.375	-112.473
	0.89	717.75	-0.5	-0.3	-0.2	-143.55	-127.759
D	0.89	612	0.8	-0.3	1.1	673.2	599.148
	0.89	612	0.8	-0.3	1.1	673.2	599.148
	0.89	631.875	0.8	-0.3	1.1	695.062	618.6
	0.89	717.75	0.8	-0.3	1.1	789.525	702.677
E	0.89	612	-0.3	-0.3	0	0	0
	0.89	612	-0.3	-0.3	0	0	0
	0.89	631.875	-0.3	-0.3	0	0	0
	0.89	717.75	-0.3	-0.3	0	0	0

Tab. II.15 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi}=-0.3$

➤ **La toiture :**

- Dépression intérieur $C_{pi} = -0.3$

Zones	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	W_j (N/m ²)	q_j (N/m)
F	0.90	752.625	-1.49	-0.3	-1.19	-895.623	-806.061
G	0.90	752.625	-1.53	-0.3	-1.23	-925.728	-833.155
H	0.90	752.625	-0.66	-0.3	-0.36	-270.945	-243.85
I	0.9	752.625	-0.5	-0.3	-0.2	-150.525	-135.472

Tab. II.16 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=-0.3$.

- **Portes fermées**

$\mu_p = 0$ $C_{pi} = 0.8$

➤ **Paroi verticale :**

Surpression intérieur avec $C_{pi} = +0.8$

ZONE	C_D	Q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	W_j (N/m ²)	Q_j (N/m ²)
A	0.89	612	-1	0.8	-1.8	-1101.6	-989.424
	0.89	612	-1	0.8	-1.8	-1101.6	-989.424
	0.89	631.875	-1	0.8	-1.8	-1137.37	-1012.26
	0.89	717.75	-1	0.8	-1.8	-1291.95	-1149.83
B	0.89	612	-0.8	0.8	-1.6	-979.2	-871.488
	0.89	612	-0.8	0.8	-1.6	-979.2	-871.488
	0.89	631.875	-0.8	0.8	-1.6	-1011	-899.79
	0.89	717.75	-0.8	0.8	-1.6	-1148.4	-1022.07
C	0.89	612	-0.5	0.8	-1.3	-795.6	-708.084
	0.89	612	-0.5	0.8	-1.3	-795.6	-708.084
	0.89	631.875	-0.5	0.8	-1.3	-821.437	-731.079
	0.89	717.75	-0.5	0.8	-1.3	-933.075	-830.436
	0.89	612	0.8	0.8	0	0	0
	0.89	612	0.8	0.8	0	0	0

D	0.89	631.875	0.8	0.8	0	0	0
	0.89	717.75	0.8	0.8	0	0	0
E	0.89	612	-0.3	0.8	-1.1	-673.2	-599.148
	0.89	612	-0.3	0.8	-1.1	-673.2	-599.148
	0.89	631.875	-0.3	0.8	-1.1	-695.062	-618.605
	0.89	717.75	-0.3	0.8	-1.1	-789.525	-702.677

Tab. II.17 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi}=+0.8$.

➤ **La toiture :**

- Surpression intérieure avec $C_{pi} = +0.8$

Zones	C_d	$q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j (N/m^2)$	$q_j (N/m)$
F	0.90	752.625	-1.49	+0.8	-2.29	-1723.511	-1551.16
G	0.90	752.625	-1.53	+0.8	-2.33	-1753.616	-1578.254
H	0.90	752.625	-0.66	+0.8	-1.46	-1098.832	-988.949
I	0.9	752.625	-0.5	+0.8	-1.3	-978.412	-880.571

Tab. II.18 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=+0.8$

c) Calcul de force de frottement :

La force de frottement est donné par :

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

j : élément de surface parallèle à la direction du vent

z_j : hauteur du centre de l'élément j (m)

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

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

- Paroi verticale :

$$S_{fr,j} = d \times h = 44.6 \times 10.65 = 474.99 \text{ m}^2$$

- Toiture (forme de voute) :

$$S_{fr,j} = (\text{longueur de l'arc AB}) \times d \text{ (tableau 2.2 .chap. II .RNVA99).}$$

$$= 44.027 \times 44.6 = 1963.6 \text{ m}^2$$

$C_{fr,j}$: coefficient de frottement pour l'élément de surface j (tableau 2.1 chap. II RNV A99)

$C_{fr,parois} = 0.01$ (ondulations parallèles au vent).

$C_{fr,toiture} = 0.04$ (ondulations perpendiculaires au vent).

$F_{fr,toiture} = 752.625 \times 0.04 \times 1963.6 = 59.11$ KN.

$F_{fr,paroi} = 717.75 * 0.01 * 474.99 = 3.41$ KN

Le tableau suivant donne les valeurs de la force de frottement pour les parois et la toiture :

Direction de vent	paroi			toiture		
	d/b	d/h	F_{fr} (KN)	d/b	d/h	F_{fr} (KN)
V1	1.024	4.18	3.41	1.024	3.2	59.11

Tab. II.19 : Valeurs de la force de frottement.

Finalement, on fait la somme :

$$F_{fr} = 62.52 \text{ KN.}$$

I.9-Actions d'ensemble sur la structure :

I.9.1-Vent sur la façade principale et secondaire (sens V1 et V2) :

a) Dépression intérieure $C_{pi} = -0.15$:

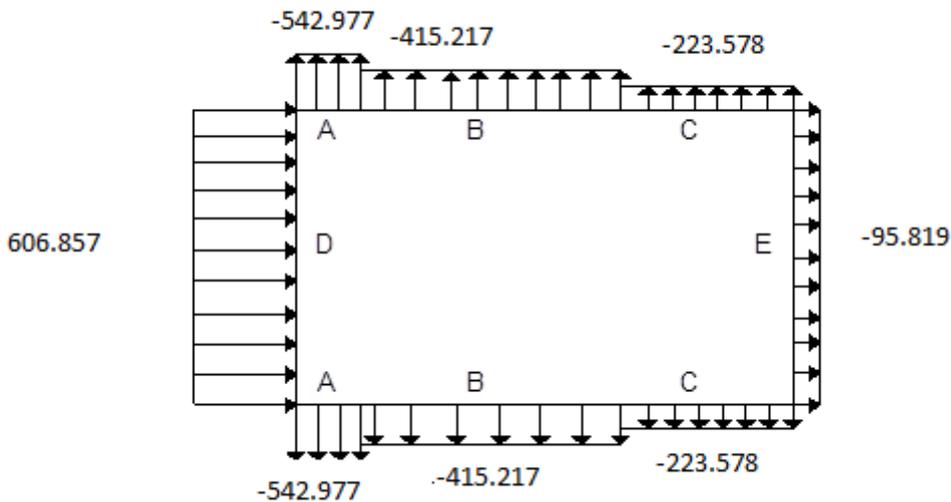


Fig. II.11 : Pression sur les zones A B C D E

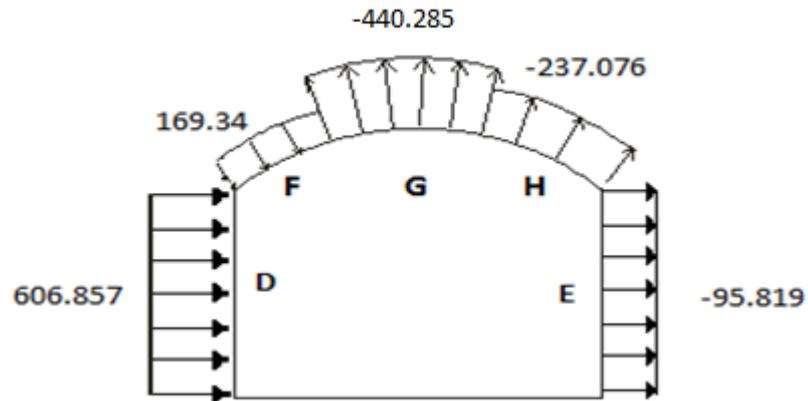


Fig. II.12 : Pression sur les zones F G H D E

b) Surpression intérieure Cpi=0.8 :

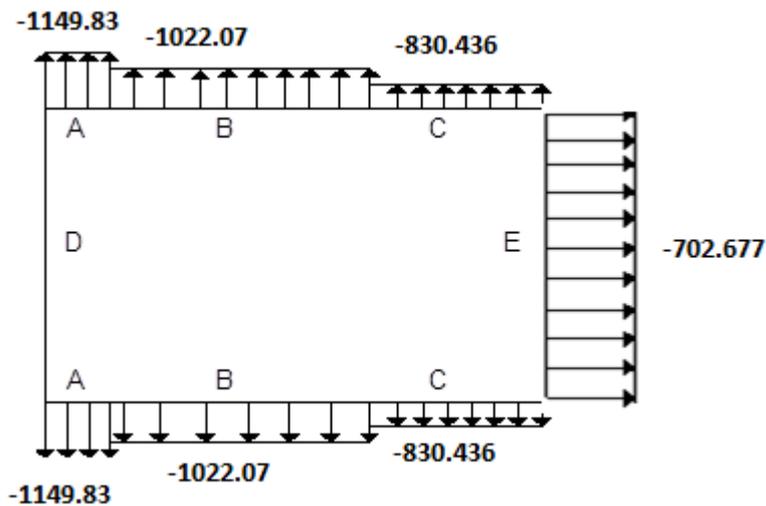


Fig. II.13 : Surpression sur les zones A B C D E

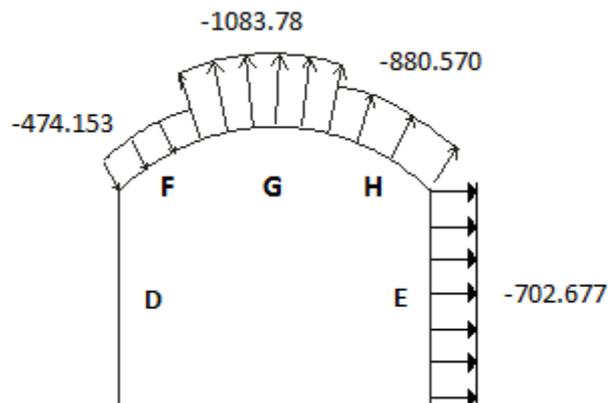


Fig. II.14 : Surpression sur les zones D F G H E

I.9.2-Vent sur la façade latérale gauche et droite (sens V3 et V4) :

a) Dépression intérieure $C_{pi}=-0.3$:

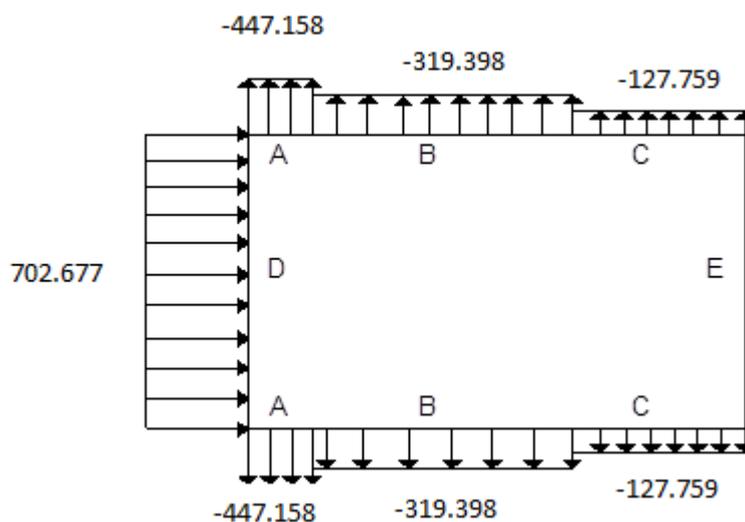


Fig. II.15 : Pression sur les zones A B C D E

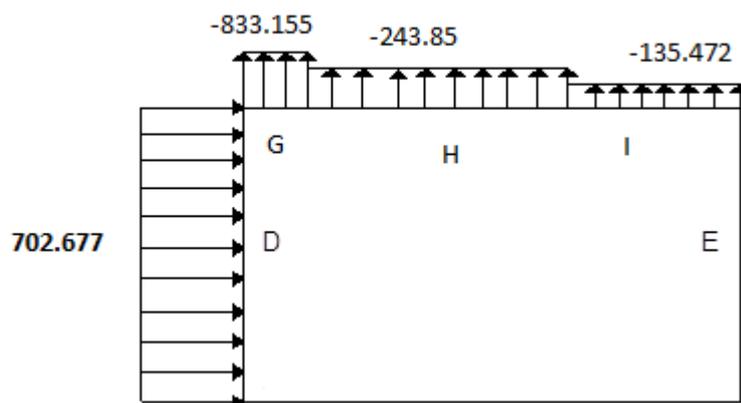


Fig. II.16 : Pression sur les zones G H I D E

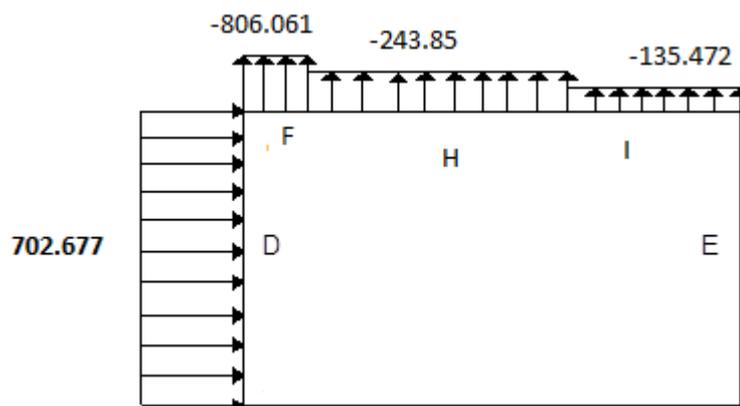


Fig. II.17 : Pression sur les zones F H I D E

b) Surpression intérieure $C_{pi}=0.8$:

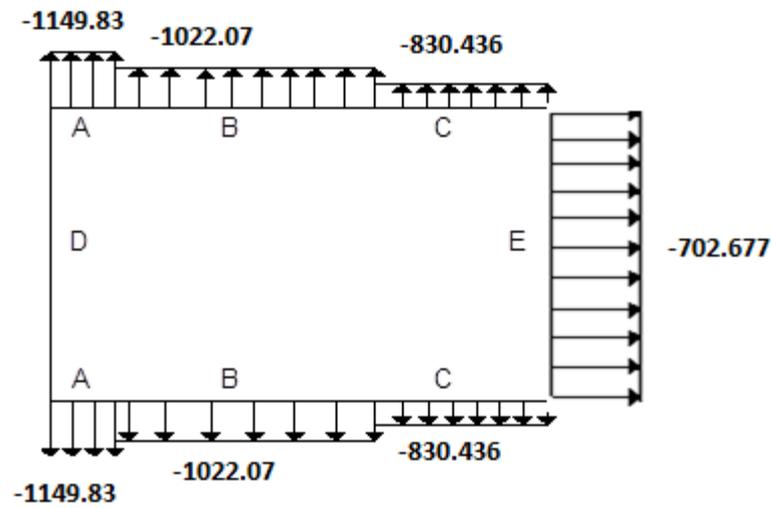


Fig. II.18 : Surpression sur les zones A B C D E

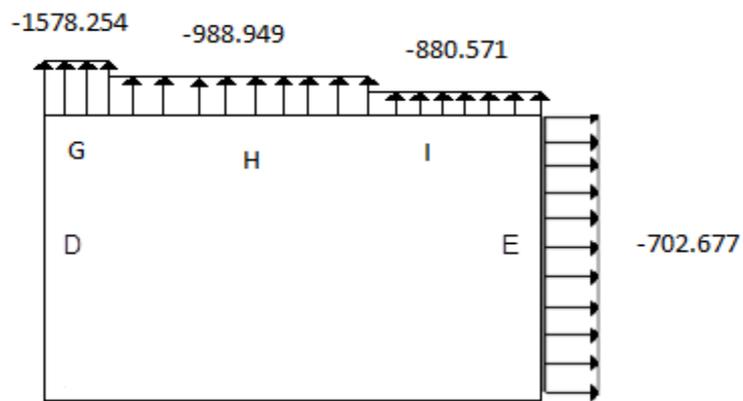


Fig. II.19 : Surpression sur les zones G H I D E

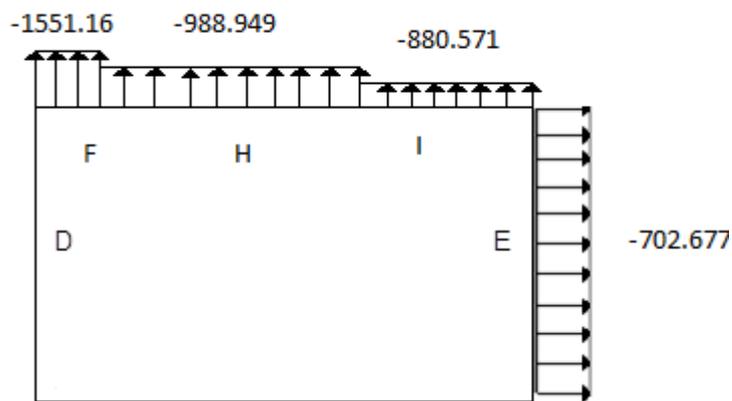


Fig. II.20 : Surpression sur les zones F H I D E

II-Action de la neige :

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en compte sur la vérification des éléments de la salle omnisport.

II.1-Base de calcul :

❖ La charge de la neige

La valeur de la charge de neige S sur la toiture est donnée par cette formule :

$$S = \mu \times S_k \quad (\text{KN/m}^2) \quad (3.3.1 \text{ P13 RNVA99})$$

S_k (en KN/m^2): est la charge de neige sur le sol, donnée par le règlement RNVA 99 dans le paragraphe 4, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

μ : coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donné au paragraphe 6 RNVA99.

❖ Calcul de S_k

Le coefficient S_k dépend de la zone géographique et l'altitude de site.

Notre site est classé en zone A (Bejaïa), selon la classification de la RNV99.

S_k est donné par la formule :

$$S_k = \frac{0.07 \times H + 15}{100}$$

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

$$H = 173\text{m}$$

Donc :

$$S_k = \frac{0.07 \times 173 + 15}{100} = 0.271 \quad \text{KN/m}^2$$

II.2-Neige sur la toiture :

Dans notre projet la toiture a une forme d'une voute qui à la même pente pour les deux côtés, le calcul des coefficients de forme se fait comme suite :

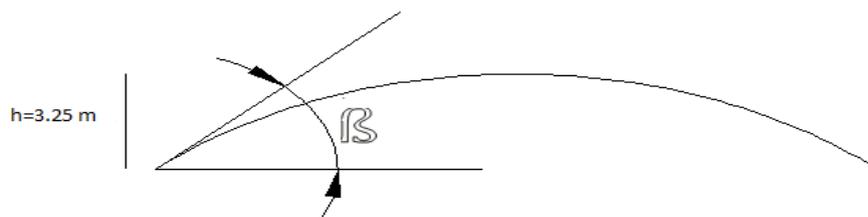


Fig. II.21 : Représentation du versant de la toiture.

On a $\beta = 8.49^\circ < 60^\circ$

$$\mu_1 = 0.8$$

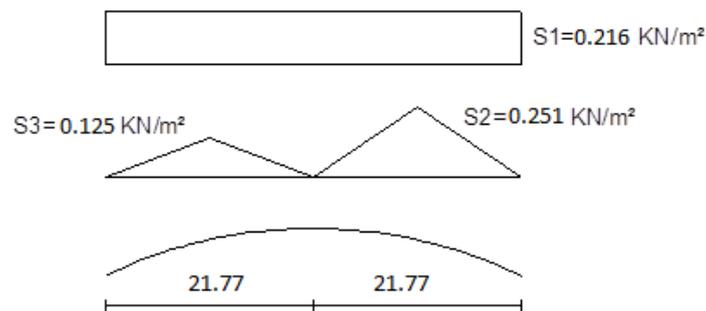
$$\mu_2 = 0.2 + 10 \cdot h / l$$

h : est la naissance de voute ($h=3.25\text{m}$)

l : est la longueur total de la toiture ($l=44.6\text{m}$)

$$\mu_2 = 0.2 + 10 \cdot 3.25 / 44.6 = 0.928$$

$$\mu_3 = 0,5 \quad \mu_2 = 0.464$$



Donc:

$$S_1 = \mu_1 \cdot S_K = 0,216 \text{ KN/m}^2.$$

$$S_2 = \mu_2 \cdot S_K = 0,252 \text{ KN/m}^2.$$

$$S_3 = \mu_3 \cdot S_K = 0,125 \text{ KN/m}^2.$$

La charge de la neige à retenir est : **$S = 0,252 \text{ kN/m}^2$**

Fig. II.22 : Chargement de la neige sur la toiture.

II.3-Effet de la température :

On doit tenir compte des effets de la dilatation thermique chaque fois qu'ils risquent d'engendrer des efforts parasites dans les éléments de la charpente métallique et de produire des désordres au niveau des appuis, ainsi que les éléments exposés à l'air libre (variation plus élevée du gradient thermique).

Selon l'article 2.2.3.1 du CCM97 la variation de la température des constructions située à l'air libre au nord de l'Algérie (climat tempéré), une variation uniforme de température qui est de 35°C à -15°C .

La température de montage est prise égale à 20°C .

Donc le gradient de température est :

$$\Delta T_1 = 35 - 20 = 15^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_2 = 15 + 20 = 35^\circ\text{C}$$

$$\Delta T = \max(\Delta T_1, \Delta T_2) = 35^\circ\text{C}.$$

Chapitre III

Pré

dimensionnement

des éléments

I-Calcul des pannes :**I.1-Définition :**

Les pannes sont disposées parallèlement au faîtage et reçoivent des charges réparties donnant lieu à une flexion déviée; les pannes sont disposé sur chaque versant de la toiture(ou ferme), elles sont espacées de 1.5 mètre et chaque panne repose sur deux appuis pour une distance plus défavorable de 4.75 mètres.

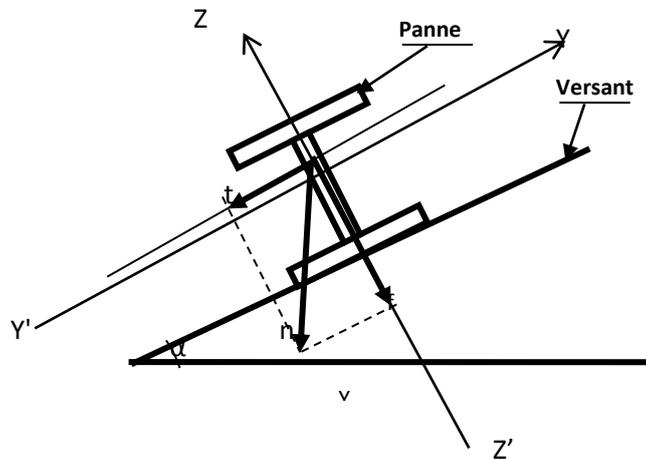


Fig. III.1 : Disposition de la panne sur la toiture.

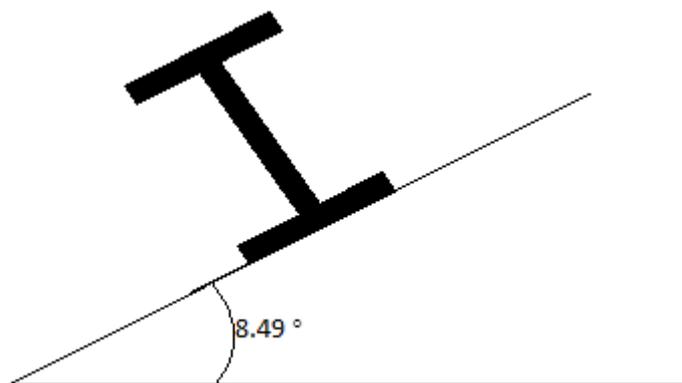


Fig.III.2 : La pente de calcul.

I.2- Détermination des charges et surcharges :**a) Les charges permanentes :**

- Poids propre de la couverture (panneau sandwich).....17,9 kg /m²
- Poids propre d'accessoires d'attache4 kg / m²
- Poids propre des pannes.....12 kg / m

$$G = \left[(P_{couverture} + P_{accessoire}) \times \left(\frac{e}{\cos \alpha} \right) \right] + P_{panne}$$

e : espacement entre les pannes est : e = 1.50m

$$G = \left[(17,9 + 4) \times \left(\frac{1.5}{\cos 8.49} \right) \right] + 12 = 45.21 Kg / ml$$

G = 0,452 kN /ml

b) Surcharge d’entretien P :

Dans le cas des toitures inaccessible on considère uniquement dans les calculs une charge d’entretien qui est égale au poids d’un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente a deux charges concentrées de 100 kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

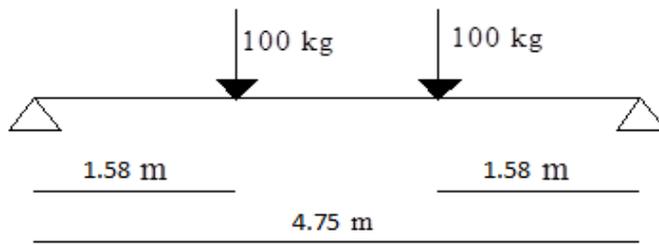


Fig.III.3 : Schéma statique sous charge d’entretien.

$$M_{max} = 100 \times 1.58 = 158 \text{ kg.m}$$

La charge uniformément répartie (P) due à la surcharge d’entretien est obtenue en égalisant les deux moments max dues à P aux charges ponctuelles P_{eq} .

$$M_{max} = P \times \frac{l}{3} = P_{eq} \times \frac{l^2}{8}$$

$$P_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{4.75}$$

$$P_{eq} = 56,14 \text{ kg / ml}$$

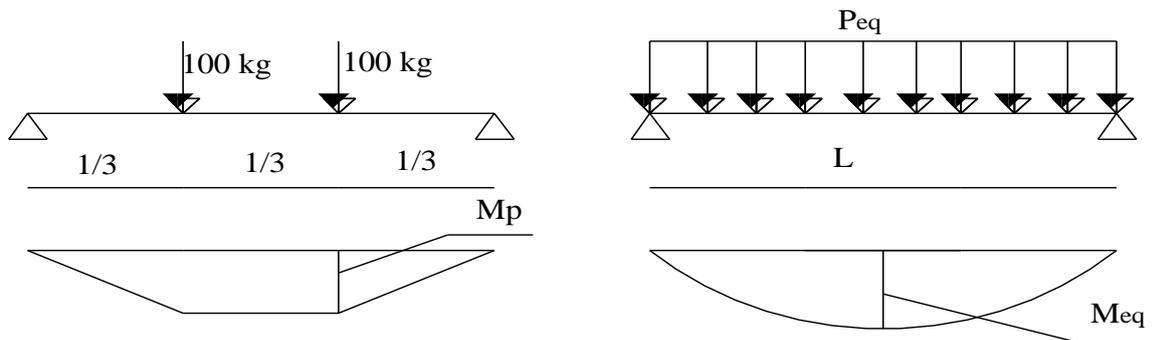


Fig.III.4 : Moment due à la charge d’entretien.

c) Surcharge climatique due au vent :

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur la façade latérale gauche et latérale droite avec $C_{pi} = +0,8$ chargée en zone F et G.

$$V = -1,578 \text{ KN/m}^2$$

$$V = -1,578 \times 1.5 = -2,367 \text{ KN / ml}$$

d) Surcharge climatique de la neige :

$$S = 0,252 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0,252 \times 1.5 = 0,378 \text{ KN/ml}$$

I.3- Combinaisons de charge les plus défavorables :

- **Les charges et surcharges appliquées :**

$$G = 0,452 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0,561 \text{ KN/ml}$$

$$V = -2,367 \text{ KN/ml}$$

$$S = 0,378 \text{ KN/ml}$$

- **Decomposition de charges:**

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

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0,452 \cos 8.49 = 0,449 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{zz} = Q \cos \alpha = 0,561 \cos 8.49 = 0,554 \text{ KN/ml}$$

$$V_{zz} = -2.367 \text{ KN/ml}$$

$$S_{zz} = S \cos \alpha = 0,378 \cos 8.49 = 0,373 \text{ KN/ml}$$

- **Suivant l'axe Y-Y**

$$G_{yy} = G \cdot \sin \alpha = 0,452 \sin 8.49 = 0,067 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{yy} = Q \cdot \sin \alpha = 0,561 \sin 8.49 = 0,082 \text{ KN/ml}$$

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

$$S_{yy} = S \cdot \sin \alpha = 0,378 \sin 8.49 = 0,055 \text{ KN/ml}$$

I.4- Combinaisons d'actions :

Remarque : les charges d'entretien ne se combinent pas avec les charges climatiques (vent et neige) d'après le DTR.

- **ELU**

- **Axe Z-Z:**

$$G_{\min} + 1,5.V = 0,449 - 1,5 \times 2,367 = -3.1 \text{ KN/ml}$$

$$1,35.G_{z,\max} + 1,5.S_z = 1,35 \times 0,449 + 1,5 \times 0,373 = 1,165 \text{ KN/ml}$$

$$1,35.G_{z,\max} + 1,5.Q_z = 1,35 \times 0,449 + 1,5 \times 0,554 = 1,437 \text{ KN/ml}$$

- **Axe Y-Y :**

$$1,35.G_{y,\max} + 1,5.S_y = 1,35 \times 0,067 + 1,5 \times 0,055 = 0,172 \text{ KN/ml}$$

$$1,35.G_{y,\max} + 1,5.Q_y = 1,35 \times 0,067 + 1,5 \times 0,082 = 0,213 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

- **Axe Z-Z**

$$G_z + V = 0,449 - 2.367 = -1.918 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + S_z = 0,449 + 0.373 = 0.822 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + Q_z = 0,449 + 0,554 = 1.003 \text{ KN/ml}$$

Axe Y-Y

$$G_y + S_y = 0,067 + 0,055 = 0,122 \text{ KN/ml}$$

$$G_y + Q_y = 0,067 + 0,082 = 0,149 \text{ KN/ml}$$

I.5- Pré dimensionnement :

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

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{475}{200} = 2.375 \text{ cm}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$I_y \geq \frac{5}{2.375 \times 384} \frac{q_s \times l^4}{E} = \frac{5 \times 1.918 \times 475^4 \times 10^{-1}}{2.375 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 254.9 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit **IPE 120**.

Ses caractéristiques sont :

$$\begin{cases} I_y = 317.8 \text{ cm}^4 \\ I_z \geq 27.67 \text{ cm}^4 \\ A = 13,2 \text{ cm}^2 \\ H = 12 \text{ cm} \\ G = 10.4 \text{ Kg / ml} \end{cases}$$

Le poids propre réel G :

$$G = \left[(P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoires}}) \times \left(\frac{e}{\cos \alpha} \right) \right] + P_{\text{panne}}$$

$$G = \left[(17,9 + 4) \times \left(\frac{1.5}{\cos 8.49} \right) \right] + 10,4 = 43.7 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0,437 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0,437 \cos 8.49 = 0,432 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0,437 \sin 8.49 = 0,064 \text{ KN/ml}$$

I.6- Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de la flèche.
- Condition de résistance.

I.6.1- Les combinaisons de calcul :

$$(1) \begin{cases} q_z = 1,35G_z + 1,5Q_z \\ q_y = 1,35G_y + 1,5Q_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,35 \times 0,432 + 1,5 \times 0,554 = 1,414 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,064 + 1,5 \times 0,082 = 0,209 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z = 1,35G_z + 1,5V \\ q_y = 1,35G_y + 1,5V \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,35 \times 0,432 - 1,5 \times 2.367 = -2.967 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,064 + 1,5 \times 0 = 0,086 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_z = 1,35G_z + 1,5S_z \\ q_y = 1,35G_y + 1,5S_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,35 \times 0,432 + 1,5 \times 0,373 = 1,142 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,064 + 1,5 \times 0,055 = 0,168 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

I.6.2- Détermination des sollicitations :• **Moments :**➤ **Sous le vent :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{2,967 \times 4,75^2}{8} = 8,367 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,086 \times 4,75^2}{8} = 0,242 \text{ KN.m}$$

➤ **Sous charge d'exploitation :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,414 \times 4,75^2}{8} = 3,987 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,209 \times 4,75^2}{8} = 0,589 \text{ KN.m}$$

➤ **Sous charge de la neige :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,142 \times 4,75^2}{8} = 3,22 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,168 \times 4,75^2}{8} = 0,473 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant :**➤ **Effort tranchant due au vent :**

$$V_v = \frac{ql}{2} = \frac{-2,967 \times 4,75}{2} = -7,046 \text{ KN}$$

➤ **Effort tranchant due à la neige :**

$$V_s = \frac{ql}{2} = \frac{1,142 \times 4,75}{2} = 2,712 \text{ KN}$$

➤ **Effort tranchant due au poids propre**

$$V_G = \frac{ql}{2} = \frac{0,437 \times 4,75}{2} = 1,037 \text{ KN}$$

➤ **Effort tranchant due aux charges d'exploitations :** $V_Q = 1 \cdot \cos 8,49 = 0,98 \text{ KN}$

1^{er} combinaison :

$$V_z = V_G + 1,5V_v = 1,037 + 1,5(-7,046) = -9,532 \text{ KN}$$

2^{eme} combinaison :

$$V_z = 1,35V_G + 1,5V_Q = 1,35 \times 1,037 + 1,5 \times 0,98 = 2,869 \text{ KN}$$

3^{eme} combinaison :

$$V_z = 1,35V_G + 1,5V_S = 1,35 \times 1,037 + 1,5 \times 2,712 = 5,467 \text{ KN}$$

I.6.3- Vérification de la résistance des pannes :**a) Vérification a l'effort tranchant :**

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

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.6 (7)}$$

Avec :

V_{plz} : Effort tranchant résistant de la section.

A_{vz} : Aire de cisaillement.

$$A_{vz} = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2 \times r) \times tf$$

$$A_{vz} = 13,2 - 2 \times 6,4 \times 0,63 + (0,44 + 2 \times 0,7) \times 0,63 = 6,29 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = \frac{6,29 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 77,58 \text{ KN}$$

- Sous le vent :

$$V_z = 9,532 \text{ KN} < V_{plz} = 77,58 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

- Sous la charge verticale :

$$V_z = 2,869 \text{ KN} < V_{plz} = 77,58 \text{ kN} \quad \text{Vérifiée.}$$

- Sous la neige :

$$V_z = 5,467 \text{ KN} < V_{plz} = 77,58 \text{ kN} \quad \text{Vérifiée.}$$

b) Vérification au déversement :

La vérification à faire est : $M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$ EC3 Art 5.5.2 (7)

$\beta_w = 1 \Rightarrow$ section de classe 1

χ_{lt} : coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda_{LT}}$.

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

M_{cr} : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\} \text{ EC3 Annexe F.1.2 (7)}$$

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$C_1 = 1,132$, $C_2 = 0,459$, $C_3 = 0,525$; EC3 Tab F.1.2

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple , $K_w=1$;

EC3 Tab F.1.2

$L=475$ cm ;

$Z_g = Z_a - Z_s$

$\left\{ \begin{array}{l} Z_a = -6\text{cm} \text{ sous le vent.} \\ Z_a = 6\text{cm} \text{ sous la charge verticale.} \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} Z_s = 0 \text{ section doublement symétrique EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 \text{ section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{array} \right.$

$Z_g = Z_a - Z_s = -6$ cm sous le vent

$Z_g = Z_a - Z_s = 6$ cm sous la charge verticale

$I_t = 1.74$ cm⁴ , $I_w = 890$ cm⁶

➤ **Sous le vent :**

$$\triangleright M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 27,67}{(1 \times 4,75)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0,089}{27,67} + \frac{(4,75)^2 \times 0,4 \times 1,74}{3,14^2 \times 27,67} + (0,459 \times (-0,06) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,06) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 7,92 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1,60,73 \cdot 10^{-6} \cdot 235}{7,92 \cdot 10^{-3}}} = 1,34$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 1,34 > 0,4$ Donc il y a risque de diversement

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

On calcul χ_{LT} à l'aide du tableau 5.5.2 de L'EC03 par interpolation entre :

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1,3 \text{ et } \overline{\lambda}_{LT} = 1,4$$

$$f(x) = \chi_{LT} = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \cdot (x - x_0)$$

$$\chi_{LT} = 0,4703 + \frac{(0,4179 - 0,4703)}{1,4 - 1,3} \cdot (1,34 - 1,3) = 0,4493$$

$$M_{sdy} = 8,367 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} \leq 0,4493 \cdot \frac{60,73 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 5,829 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 8,367 \text{ KN.m} > 5,829 \text{ KN.m} \quad \text{Non vérifiée}$$

Le diversement n'est pas vérifié donc on augmente la section à **IPE 140**

Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit :

a) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{plz} = \frac{7,64 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 94,23 \text{ KN}$$

➤ Sous le vent :

$$V_Z = 9,355 \text{ KN} < V_{plz} = 94,23 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

➤ Sous la charge verticale :

$$V_Z = 2,95 \text{ KN} < V_{plz} = 94,23 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

➤ Sous charge de la neige :

$$V_Z = 5.665 \text{ KN} < V_{plz} = 94.23 \text{ KN}$$

Vérifiée

b) Vérification au déversement :➤ **Sous le vent :**

$$M_{sdy} = 8.274 \text{ KN.m}$$

$$M_{cr} = 12.479 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 8.274 \text{ KN.m} < M_r = 8.99 \text{ KN.m}$$

Vérifiée

➤ **Sous charge verticale :**

$$M_{sdy} = 4.078 \text{ KN.m}$$

$$M_{cr} = 9.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 4.078 \text{ KN.m} < M_r = 10.42 \text{ KN.m}$$

Vérifiée

a) Condition de résistance :

La condition à vérifier est :

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

EC03Art 5.4.8.1(11)

Avec :

Section en I ou H :

$$\alpha = 2 \quad , \quad \beta = 1.$$

➤ **Sous le vent :**

$$\left(\frac{8.274}{20.759} \right)^2 + \left(\frac{0.259}{4.523} \right)^1 = 0,216 \leq 1$$

Vérifiée.

➤ **Sous charge verticale :**

$$\left(\frac{4.078}{20.759} \right)^2 + \left(\frac{0.603}{4.523} \right)^1 = 0,171 \leq 1$$

Vérifiée.

I.6.4- Vérification à L'ELS :**a) Combinaisons de calcul :**

$$(1) \begin{cases} q_z = G_z + Q_z \\ q_y = G_y + Q_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,456 + 0,554 = 1,01 \text{ KN} \\ q_y = 0,068 + 0,082 = 0,15 \text{ KN} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z = G_z + V_z \\ q_y = G_y + V_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,456 + (-2,367) = -1,911 \text{ KN} \\ q_y = 0,068 + 0 = 0,068 \text{ KN} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_z = G_z + S_z \\ q_y = G_y + S_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,456 + 0,373 = 0,829 \text{ KN} \\ q_y = 0,068 + 0,055 = 0,123 \text{ KN} \end{cases}$$

b) Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{EI} \leq \frac{L}{200}$$

- Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{1,911 \cdot (4,75)^4}{541,2,2,1} = 1,1 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 2,375 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

- Suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0,15 \cdot (4,75)^4}{44,92,2,1} = 1,05 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 2,375 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

Donc on choisit pour toutes les pannes un **IPE140**.

II- Calcul de l'échantignolle :

II.1- Introduction :

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

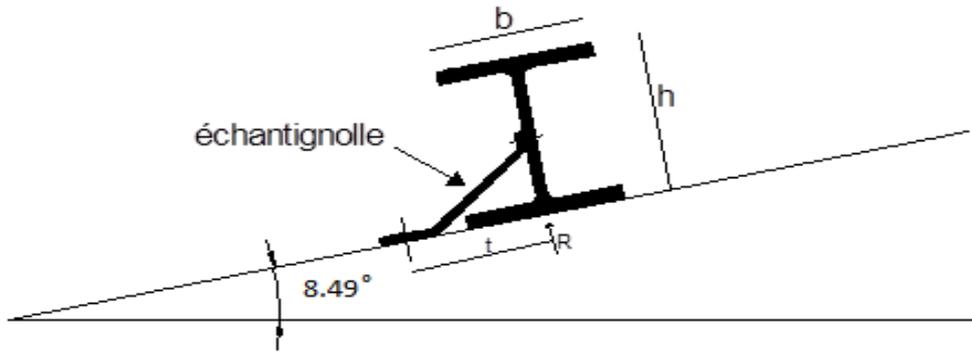


Fig. III.5 : Echantignolle.

L'excentrement (t) est limité par la condition suivante :

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

Pour un IPE140 $\Rightarrow \begin{cases} b = 7,3cm \\ h = 14cm \end{cases}$

$$7,3 \leq t \leq 10,95cm$$

Soit $t = 10cm$.

II.2- Détermination des sollicitations :

a) Calcul des réactions :

- **Sous le vent :**
- l'échantignolle reprend 02 pannes

$$R_v = 2.R = 2 \cdot \frac{q.l}{2} = 2 \cdot \frac{(-2,367) \cdot 6}{2} = -14,202KN$$

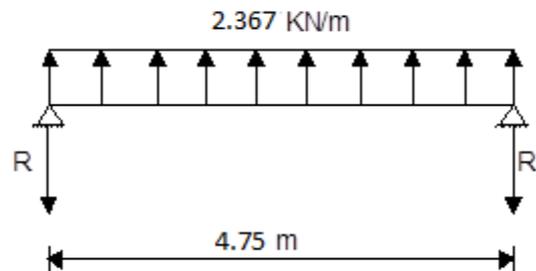


Fig. III.6 : Réactions sous le vent

Sous le poids propre :

$$R_{ZG} = 2 \cdot \frac{q.l}{2} = 0,456 \cdot 4,75 = 2,166KN$$

$$R_{YG} = \frac{5.q.l}{4} = \frac{5,0068 \cdot 2,375}{4} = 0,201KN$$

$$V_Z = R_{ZG} + 1,5R_V = 2.166 - 1,5.14,202$$

$$\Rightarrow V_Z = -19.137KN$$

$$V_Y = R_{YG} = 0,201KN$$

$$\Rightarrow V_Y = 0,201KN$$

➤ **Sous la neige :**

$$R_{ZS} = \frac{5.S_z.l}{4} = \frac{5.0,373.2,375}{4} = 1,107KN$$

$$R_{YS} = \frac{5.S_y.l}{4} = \frac{5.0,055.2,375}{4} = 0,163KN$$

$$R_{ZG} = 2.166KN$$

$$R_{YG} = 0,255KN$$

$$V_Z = 1,35R_{ZG} + 1,5R_{ZS} = 1,35.2,166 + 1,5.1,107$$

$$\Rightarrow V_Z = 4.584KN$$

$$V_Y = 1,35R_{YG} + 1,5R_{YS} = 1,35.0,201 + 1,5.0,163$$

$$\Rightarrow V_Y = 0.515KN$$

➤ **Sous chargement vertical :**

$$R_{ZQ} = q \cdot \cos \alpha = 1 \cdot \cos 8.49$$

$$R_{ZQ} = 0,98KN$$

$$R_{YQ} = q \cdot \sin \alpha = 1 \cdot \sin 8.49$$

$$R_{YQ} = 0,147KN$$

$$V_Z = 1,35R_{ZG} + 1,5R_{ZQ} = 1,35.2.166 + 1,5.0,98$$

$$\Rightarrow V_Z = 4.394KN$$

$$V_Y = 1,35R_{YG} + 1,5R_{YQ} = 1,35.0.201 + 1,5.0,147$$

$$\Rightarrow V_Y = 0,491KN$$

b) Moment de renversement :

➤ **Dû au vent :**

$$M_R = V_Z.t + V_Y.(h/2)$$

$$M_R = -19,137.0,1 + 0,201.0,07$$

$$\Rightarrow M_R = -1.927KN.m$$

➤ **Dû à la neige :**

$$M_R = 4.584.0,1 + 0.588.0,07$$

$$\Rightarrow M_R = 0,499 \text{ KN.m}$$

➤ **Dû à la charge verticale :**

$$M_R = 4.394.0,1 + 0.564.0,07$$

$$\Rightarrow M_R = 0,478 \text{ KN.m}$$

c) Epaisseur de l'échantignolle :

Le moment de renversement le plus défavorable est celui dû au vent :

$$M_R = 1.927 \text{ KN.m}$$

$$\sigma \leq \frac{M_R}{W_{el}} \quad \Rightarrow \quad W_{el} \geq \frac{M_R}{\sigma} \quad \Rightarrow \quad W_{el} \geq \frac{1.927.10^5}{235.10^2} = 8,2 \text{ cm}^2$$

On a : $W_{el} = \frac{a.e^2}{6}$ section rectangulaire

$$\text{Donc } e \geq \sqrt{\frac{6.W_{el}}{a}} \quad \Rightarrow \quad e \geq \sqrt{\frac{6.8,2}{20}} = 1.568 \text{ cm}$$

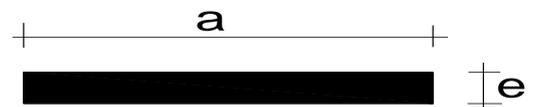


Fig.III.7 Dimensions de l'échantignolle

On prend : **e = 2 cm.**

III-Calcul des fermes:

III.1- Introduction :

Les fermes jouent un rôle de poutre (poutres maitresses) d'une toiture en charpente métallique, constituées par des barres assemblées entre elles formant des triangles, composées de :

- d'une membrure supérieure (arbalétrier).
- d'une membrure inférieure (entrait).
- d'une âme treillis constituées d'élément verticaux (montant) et oblique (diagonales) elles sont généralement articulées à leurs appuis.

-Hypothèse de calcul:

- Les barres sont considérées comme rigides et indéformables. l'allongement ou le raccourcissement des barres, pris individuellement, sont faibles. Leurs cumuls exigent cependant de vérifier la déformation globale de la flèche.

- les barres sont considérées comme articulées, sans frottement, aux nœuds. les assemblages aux nœuds se font par boulons, rivets ou soudures sur goussets. Les axes neutres des barres sont supposés concourants aux nœuds ou elles convergent.
- Le poids propre des barres est négligé vis-à-vis des charges extérieures.
- La ferme est considérée comme reposante sur deux appuis.
- Les forces extérieures sont supposées être situées dans le plan du système est appliquées aux nœuds, ce qui conduit à des efforts normaux, exclusivement, dans les barres (compression, traction).

L'étude se fait selon la combinaison la plus défavorable des deux combinaisons suivantes:

- Cas de soulèvement : $G+1,5W$
- Cas de la neige seule: $1,35G+1,5S$

Le schéma statique de la ferme à étudier:

La ferme a une longueur de 42m avec des forces concentrées verticales dues à la charge transmise par la toiture et avec l'intermédiaire des pannes. Le schéma statique sera comme le suivant:

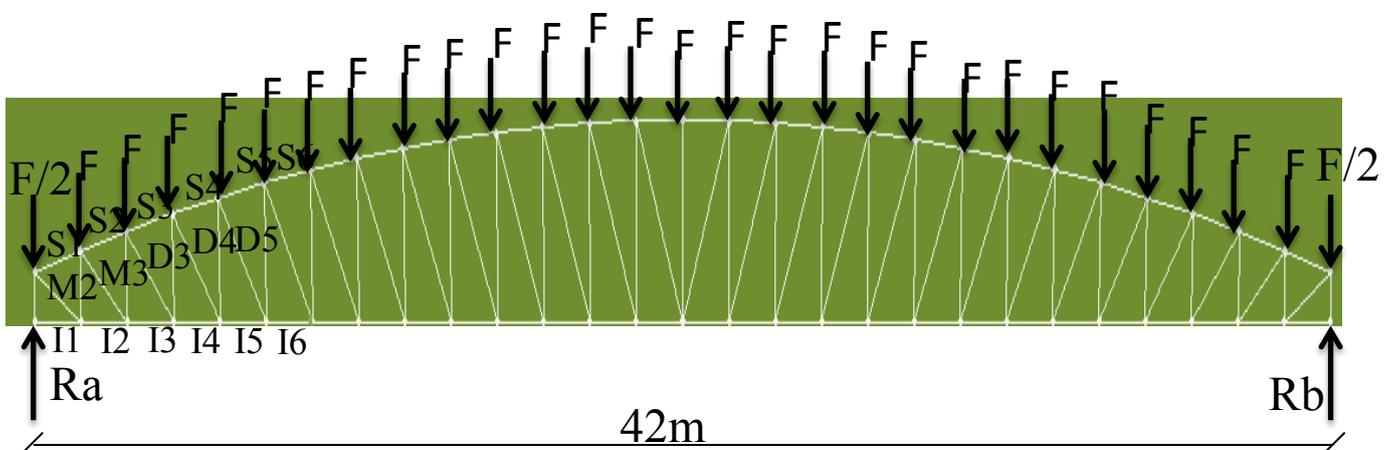


Fig.III.8 : Schéma statique de la ferme

III.2-Détermination des forces revenantes à la ferme :

On a des fermes sous forme d'un arc de 43.5 m de longueur supportent 14 pannes par versant. L'entre axes horizontal des pannes est de 1,5 m

L'entre axe des fermes est de 4.52m.

On dimensionne les barres de la ferme les plus sollicitées en compression et en traction. (Membrure supérieure, membrure inférieure, montants, et diagonales).

III.2.1- Calcul des charges revenant à chaque nœud :

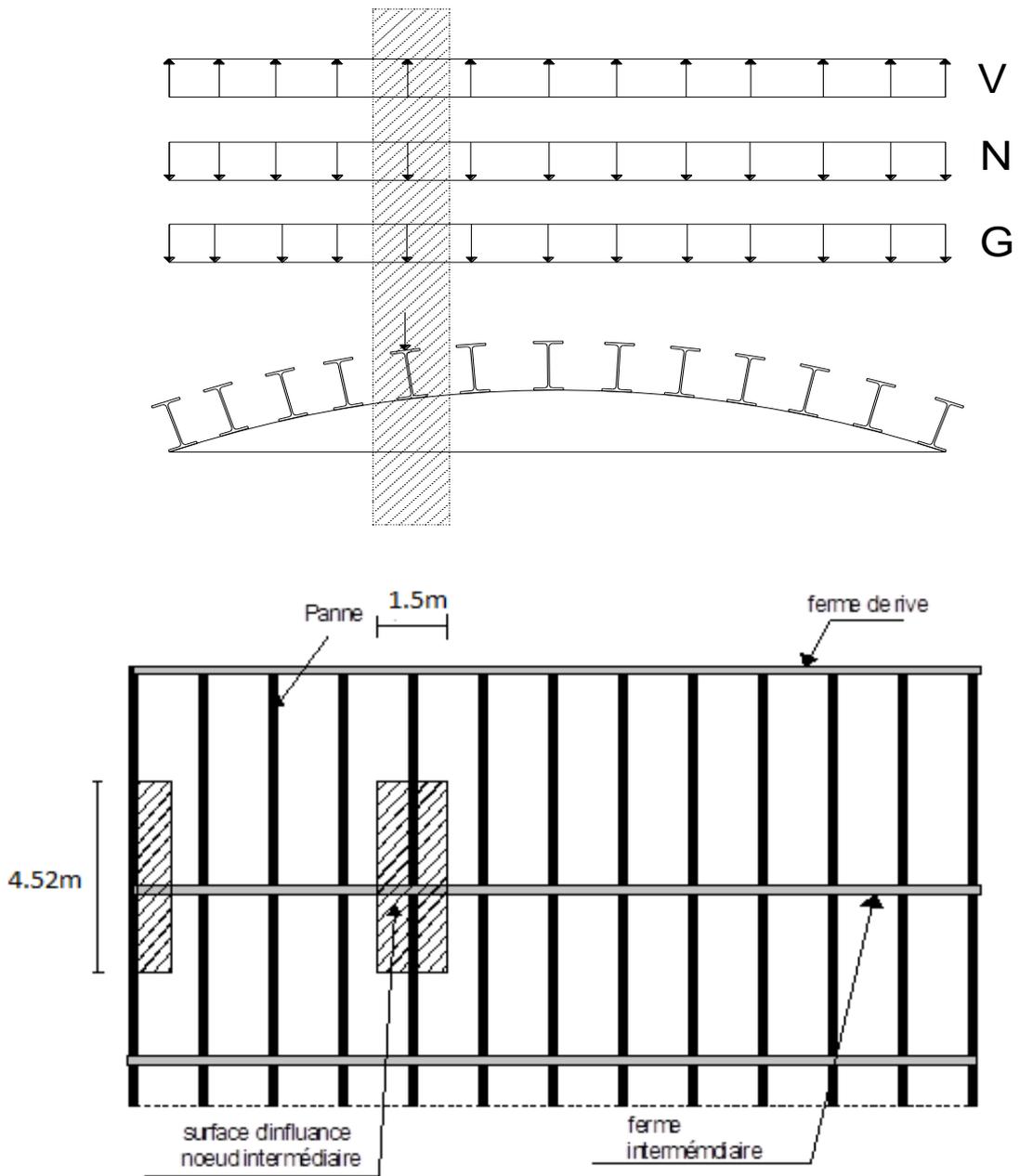


Fig.III.9 : Surface afférente des nœuds.

a) Nœud intermédiaire :

$$S = 1,5 \times 4,52 = 6,78 \text{m}^2$$

• Poids propre

- La couverture (les panneaux sandwich) + accessoires de pose..... $0,22 \times 6,78 = 1,49 \text{kN}$
- La panne (IPE 140)..... $0,129 \times 4,52 = 0,58 \text{kN}$

- Les contreventements (la moyenne des contreventements pour les halls est de 3 à 5 Kg/m²) *0,04×6.78=0,27kN
- Le poids propre de la ferme est pris en considération par le SAP2000
- TOTAL.....**2.34kN**

- **Surcharges climatiques**

- 1) **Surcharges du vent :**

La zone la plus chargée est H dont $C_{pi} = 0,8$

$$q_j = 1,578 \text{ kN/m}^2$$

$$V = q_j \times S = 1,578 \times 6.78 = 10.698 \text{ kN}$$

- 2) **Surcharges de la neige**

$$S_{\max} = 0,252 \text{ kN/m}^2$$

La surface revenant à chaque nœud est de $6,78 \text{ m}^2$

$$\text{Donc } S = 0,252 \times 6.78 = 1.708 \text{ kN}$$

- b) **Nœud de rive :**

$$S = 0.75 \times 4.52 = 3.39 \text{ m}^2$$

- **Poids propre**

- Couverture (les pan sandwich) + acc de pose0,22×3.39=0,74KN
- La panne (IPE 140).....0,129×4.52=0.58 KN
- Contreventements (la moyenne est 3 à 5 Kg/m²)0,04×3.39=0,13KN
- TOTAL..... **1.45KN**

- **Surcharges du vent**

$$V = q_j \times S = 1,578 \times 3.39 = 5.349 \text{ KN}$$

- **Surcharges de la neige**

$$S = 0,252 \times 3.39 = 0.854 \text{ KN}$$

III.3-Calcul des forces selon les combinaisons de charges :

- a) **Nœud intermédiaire :**

- **Soulèvement**
- $F = G + 1,5V = 2.34 + 1,5(-10,698) = -13,71 \text{ KN}$
- **Neige**

$$F = 1,35G + 1,5S = 1,35 \times 2.34 + 1,5 \times 1.708 = 5.72 \text{ KN}$$

b) Nœud de rive :**- Soulèvement**

$$F = G + 1,5V = 1,45 + 1,5(-5,349) = -6,57 \text{ KN}$$

- Neige

$$F = 1,35G + 1,5S = 1,35 \times (1,45) + 1,5 \times 0,854 = 3,24 \text{ KN}$$

La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec le logiciel ROBOT 2010.

On enregistre seulement les efforts max dans les différents éléments de la ferme :

ELEMENTS		Sous G+1,5V (KN)	Sous 1,35G+1,5S (KN)
Membrures supérieure	S ₅₄	-664.02	
		444.61	
Membrues inférieure	I ₈₉	348.28	
		-520.17	
Montants	M ₁₅	114	
		-78.43	
Diagonales	D ₁₁₈	270.48	-178.01

Tab.III.1 : Les efforts max dans les éléments de la ferme.

III.4 Pré dimensionnement des éléments :

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max}$$

$$\gamma_{m0} = 1,1$$

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

Les éléments sont dimensionnés à la base des efforts normaux N_{sd} qui les sollicitent. Et ils doivent vérifier la condition suivante:

III.4.1-Membrure supérieure :

$$N^{\max} = 664,02kN$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{N_{pl}}$$

$$\gamma_{m0} = 1,1$$

$$f_y = 235MPa$$

$$A \geq \frac{664,02 \cdot 1,1}{23,5} = 31,08cm^2$$

Soit 2L (100×100×10) de section $A_s = 38,4cm^2$

III.4.2- Membrure inférieure :

$$N^{\max} = 520,17kN$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{N_{pl}}$$

$$A \geq \frac{520,17 \cdot 1,1}{23,5} = 24,35cm^2$$

Soit 2L (90×90×9) de section $A_s = 31 cm^2$

III.4.3- Diagonale :

$$N^{\max} = 270,48kN$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{N_{pl}}$$

$$A \geq \frac{297,539}{23,5} = 12,66cm^2$$

Soit 2L (60×60×6) de section $A_s = 13,82 cm^2$

III.4.4- Les montants :

$$N^{\max} = 114$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{N_{pl}}$$

$$A \geq \frac{114 \cdot 1,1}{23,5} = 5,33cm^2$$

Soit 2L (50×50×5) de section $A_s = 9,6 \text{ cm}^2$

III.5-Vérification des éléments comprimés au flambement :

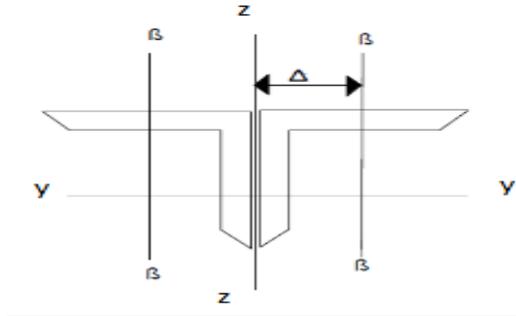


Fig.III.10 : doubles cornières

III.5.1- Membrures supérieure :

$N^{\max} = -664,02 \text{ kN}$ (-) pour la compression

$l_k = 151 \text{ cm}$

$2L(100 \times 100 \times 10) \Rightarrow A = 38,4 \text{ cm}^2$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

I_β : I_z d'une seule cornière.

A_c : aire d'une seule cornière.

$I_y = 2I_\alpha = 353,4 \text{ cm}^4$; I_α : I_y d'une seule cornière

$I_z = 2696,09 \text{ cm}^4$

Donné par ROBOT 2010

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{353,4}{38,4}} = 3,03 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{2696,09}{38,4}} = 8,379 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{151}{3,03} = 49,83$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{151}{8,379} = 18,02$$

$$\bar{\lambda} = [\beta_A \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}]^{0,5} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_A]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_A = 1 \quad \text{Section de classe 1}$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon$$

$$\varepsilon = [235 / f_y]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{49,83}{93,9} \right] = 0,53$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{18,02}{93,9} \right] = 0,19$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,53 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,19 < 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement selon l'axe Y.

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2 (7)}$$

courbe (c) $\rightarrow \alpha = 0,49$

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(0,53 - 0,2) + 0,53^2 \right] = 0,72$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{0,72 + \left[0,72^2 - 0,53^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,828$$

$$\chi_{\min} = 0,828$$

$$N_{crd} = \chi_{\min} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

$$N_{crd} = 0,828 \cdot 1,38 \cdot 4 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 679,26 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 664,02 \text{ kN} < N_{crd} = 679,26 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

III.5.2- Membrures inférieures :

$$N^{\max} = -520,17 \text{ KN}$$

$$l_k = 150 \text{ cm}$$

$$2L(90 \times 90 \times 9) \Rightarrow A = 31 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 231,6 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 1996,25 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{231,6}{31}} = 2,73 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{1996,25}{31}} = 8,02 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{150}{2,73} = 54,94$$

$$\lambda_z = \frac{150}{8,02} = 18,7$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{54,94}{93,9} \right] = 0,58$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{18,7}{93,9} \right] = 0,199$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,58 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,199 < 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement selon l'axe Y

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(0,58 - 0,2) + 0,58^2 \right] = 0,76$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,76 + \left[0,76^2 - 0,58^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,8$$

$$\chi_{\min} = 0,8$$

$$N_{crd} = 0,8 \cdot 1,31 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 529,81 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 520,17 \text{ kN} < N_{crd} = 529,81 \text{ kN}$$

vérifiée

III.5.3- La diagonale :

$$N^{\max} = -178,01 \text{ kN}$$

$$l_k = 180 \text{ cm}$$

$$2L(60 \times 60 \times 6) \Rightarrow A = 13,82 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 45,58 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 663,99 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{45,58}{13,82}} = 1,816 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{663,99}{13,82}} = 6,93 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 99,12$$

$$\lambda_z = 25,97$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{99,12}{93,9} \right] = 1,055$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{25,97}{93,9} \right] = 0,0027$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,055 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,0027 < 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement selon l'axe Y

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(1,055 - 0,2) + 1,055^2 \right] = 2,53$$

$$\chi_y = \frac{1}{2,53 + \left[2,53^2 - 1,055^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,207$$

$$\chi_{\min} = 0,207$$

$$N_{crd} = 0,207 \cdot 1 \cdot 13,82 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 61,11 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 178,01 \text{ kN} > N_{crd} = 61,11 \text{ kN} \quad \text{Non vérifié}$$

On augmente la section des cornières à **2L (70×70×7)**

$$2L(70 \times 70 \times 7) \Rightarrow A = 18,8 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 84,6 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 997,62 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{84,6}{18,8}} = 2,12 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{997,62}{18,8}} = 7,28 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 84,9$$

$$\lambda_z = 24,72$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{84,9}{93,9} \right] = 0,9 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{24,72}{93,9} \right] = 0,26 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(0,9 - 0,2) + 0,9^2 \right] = 1,076$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,076 + \left[1,076^2 - 0,9^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,6$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,076 + \left[1,076^2 - 0,26^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,47$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,47$$

$$N_{crd} = 0,47 \cdot 1 \cdot 18,8 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 188,77 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 178,01 \text{ kN} < N_{crd} = 188,77 \text{ kN}$$

vérifiée

III.5.4- Le montant :

$$N^{\max} = -78,43 \text{ kN}$$

$$l_k = 325 \text{ cm}$$

$$2L(50 \times 50 \times 5) \Rightarrow A = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 21,92 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 415,35 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{21,92}{9,6}} = 1,51 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{415,35}{9,6}} = 6,577 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{325}{1,51} = 215,23$$

$$\lambda_z = \frac{325}{6,577} = 49,41$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{215,23}{93,9} \right] = 2,29 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{49,41}{93,9} \right] = 0,52 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(2,29 - 0,2) + 2,29^2 \right] = 3,63$$

$$\chi_y = \frac{1}{3,63 + \left[3,63^2 - 2,29^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,155$$

$$\chi_z = \frac{1}{3,63 + \left[3,63^2 - 0,52^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,138$$

$$\chi_{\min} = 0,138$$

$$N_{crd} = 0,138 \cdot 1,9,6 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 28,3kN$$

$$N_{sd} = 78,43kN > N_{crd} = 28,3kN \quad \text{non vérifiée}$$

On augmente la section des cornières à **2L (80×80×8)**

$$2L(80 \times 80 \times 8) \Rightarrow A = 24,6cm^2$$

$$I_y = 144,5cm^4$$

$$I_z = 1437,66cm^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{144,5}{24,6}} = 2,42cm$$

$$i_z = \sqrt{\frac{1437,66}{24,6}} = 7,44cm$$

$$\lambda_y = 134,29$$

$$\lambda_z = 43,68$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{134,29}{93,9} \right] = 1,43 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{43,69}{93,9} \right] = 0,46 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(1,43 - 0,2) + 1,43^2 \right] = 1,82$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,82 + \left[1,82^2 - 1,43^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,39$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,82 + \left[1,82^2 - 0,46^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,279$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,279$$

$$N_{crd} = 0,279 \cdot 1.24,6 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 146,62 kN$$

$$N_{sd} = 78,43 kN < N_{crd} = 146,62 kN$$

vérifiée

Donc : Les sections choisies sont :

Membrures supérieures : **2L (100×100×10)**

Membrures inférieures : **2L (100×100×10)**

Les diagonales : **2L (70×70×7)**

Les montants : **2L (80×80×8)**

IV- Pré dimensionnement des éléments en béton :

IV.1- Les poutres de chainages :

Elles sont déposées sur les poteaux, la hauteur est donnée selon la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$L_{\max} = 505 \text{ cm}$$

$$33.67 \text{ cm} \leq h \leq 50.5 \text{ cm}$$

- **Vérification :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{RPA99 V2003 Art 7.5.1}$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Soit : $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 40 \text{ cm}$

On a : $b = 40 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$

$h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ vérifiée

$h/b = 45/40 = 1,125 < 4$

Donc on adopte pour les poutres de chainages la section $(b \times h) = 40 \times 45 \text{ cm}^2$

IV.2-Les poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait :

- à la compression centrée.
- Vérification au flambement.

Les calculs seront menés pour un poteau qui reprend les grandes surfaces afférentes.

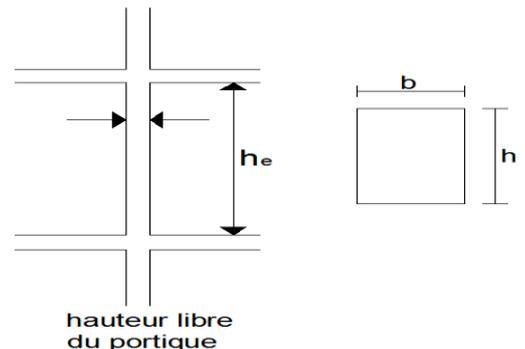


Fig. III.11 dimensions du poteau

Le RPA 99 préconise en zone sismique IIa que :

Les poteaux doivent avoir les sections suivantes :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$
- h_e : la hauteur libre du portique

On adopte préalablement : $b \times h = (80 \times 50) \text{ cm}^2$ sens longitudinal
 $b \times h = (40 \times 40) \text{ cm}^2$ sens transversal

IV.3- Descente de charge :

La descente de charges est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du haut vers le bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente

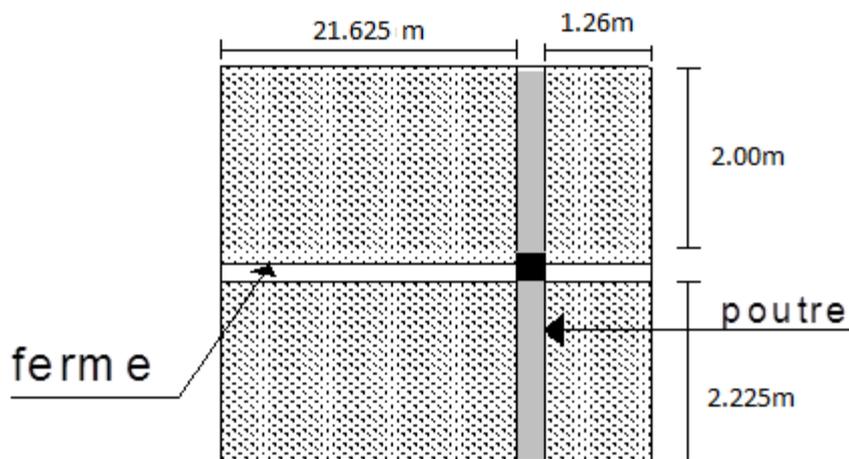


Fig. III.12 : surface afférente d'un poteau

IV.3.1- Poteau (80x50) :

- la surface afférente
 $S = 4.525 \times 23.185 = 104.91 \text{ m}^2$

a) Les charges et surcharges :

- poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) $0,179 \times 104.91 = 18.78 \text{ kN}$
- poids propre d'accessoires d'attache $0,04 \times 104.91 = 4.19 \text{ kN}$
- poids propre des contreventements (poids forfaitaire)..... $0,04 \times 104.91 = 4.19 \text{ kN}$
- Poids propre de la ferme = 351.7 kN
- poids propre de la panne $(0,129 \times 4.52) \times 14,5 = 8.45 \text{ kN}$
- poids propre des poutres..... $25 \times (4,225 \times 0,45 \times 0,4) \times 3 = 57.04 \text{ kN}$
- poids propre des murs $2 \times 2(9 \times 3.3 \times 0.4 \times 4.225) = 200,77 \text{ kN}$
- poids propre des poteaux..... $25 \times (10.2 \times 0,8 \times 0,5) = 102 \text{ kN}$

Poids total $G = 747.23 \text{ kN}$

b) Effet de la neige :

$$N_n = 0,252 \text{ kN/m}^2$$

$$N_n = 0,252 \times 104,91 = 27,44 \text{ kN}$$

IV.3.2- Poteau (40x40) :

La surface afférente

$$S = 4,77 \times 0,3 = 1,43 \text{ m}^2$$

a) Les charges et surcharges :

- poids propre des poutres..... $25 \times (4,47 \times 0,45 \times 0,4) \times 3 = 60,34 \text{ kN}$
- poids propre des murs..... $2 \times 2(0,3 \times 3,3 \times 9 \times 4,47) = 159,31 \text{ kN}$
- poids propre des poteaux..... $25 \times (0,4 \times 0,4 \times 10,2) = 40,8 \text{ kN}$

Poids total G = 260,45 kN

b) Effet de la neige :

$$N_n = 0,252 \text{ kN/m}^2$$

$$N_n = 0,252 \times 1,43 = 0,36 \text{ kN}$$

IV.4- Vérification du poteau (80x50) :

$$N_u = 1,35 G + 1,5 N = 1,35 \times 747,23 + 1,5 \times 27,44 = 1049,92 \text{ kN}$$

IV.4.1- Vérification à la compression simple :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0,6 \times f_{c28} \quad \text{avec } B : \text{section du béton}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0,6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{1049,92 \times 10^{-3}}{0,6 \times 25} = 0,069 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } B = 0,8 \times 0,5 = 0,4 \text{ m}^2$$

$$B > 0,069 \quad \text{Vérifier}$$

IV.4.2- Vérification au flambement :

D'après le BAEL 91 on doit vérifier que :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e \times A_s}{B \times \gamma_s} \right]}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité du béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : coefficient en fonction de l'élanement λ .

Le rapport $A_s/B = 2\%$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 \leq \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcul l'élongement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 4 = 2,8m$$

$$B = 0,8 \times 0,5 = 0,4m^2$$

$$I = \frac{0,5 \times 0,8^3}{12} = 21,33 \times 10^{-3} m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{21,33 \times 10^{-3}}{0,4}} = 0,053$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,8}{0,053} = 52,83 > 50$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{52,83}\right)^2 = 0,537$$

$$B_r \geq \frac{1049,92 \times 10^{-3}}{0,537 \times \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{1,15} \times 0,02 \right]} = 0,076m^2$$

On a $B_r = (80-2,5) \times (50-2,5) = 0,368m^2$

$$B_r = 0,368 > 0,076$$

Donc le poteau ne risque pas au flambement

IV.5-Vérification du poteau (40x40) :

$$N_u = 1,35G + 1,5N = 1,35 \times 260,45 + 1,5 \times 0,36 = 352,14 \text{ kN}$$

IV.5.1-Vérification à la compression simple :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0,6 \times f_{c28} \quad \text{avec } B : \text{section du béton}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0,6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{352,14 \times 10^{-3}}{0,6 \times 25} = 0,023 m^2$$

$$\text{On a } B = 0,4 \times 0,4 = 0,16 m^2$$

$$B = 0,16 > 0,023 \quad \text{vérifiée}$$

IV.5.2-Vérification au flambement :

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 4 = 2,8 m$$

$$B = 0,4 \times 0,4 = 0,16 m^2$$

$$I = \frac{0,4^4}{12} = 2,13 \times 10^{-3} m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{2,13 \times 10^3}{0,16}} = 0,115$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,8}{0,115} = 24,34 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{24,34}{35}\right)^2} = 0,775$$

$$B_r \geq \frac{352,14 \times 10^{-3}}{0,775 \times \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{1,15} \times 0,02 \right]} = 0,017 m^2$$

$$\text{On a } B_r = (40 - 2,5) \times (40 - 2,5) = 0,14 m^2$$

$$B_r = 0,14 > 0,017$$

Donc il n'y a pas risque de flambement du poteau

Chapitre IV

Calcul des contreventements

I.1-Introduction :

Les contreventements servent d'une part à résister aux efforts horizontaux et à transférer ces efforts aux fondations et d'empêcher les grandes déformations et de l'autre part, assurer la stabilité de l'ossature. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants poutres au vent, et en façade (palées de stabilité), et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

- Contreventement de la toiture par une poutre au vent :

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la ferme.

II. -Calcul de la poutre au vent en pignon :

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis chargée par des forces horizontales dues aux vents.

II.1 -Evaluation des efforts horizontaux :

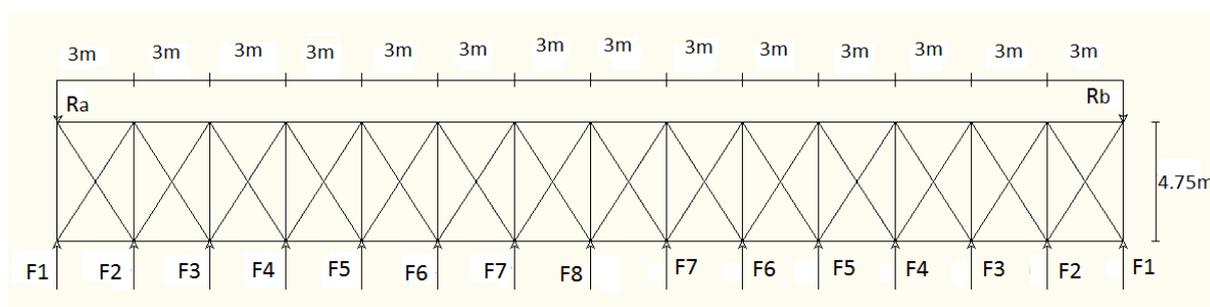


Fig. IV.1 : Poutre au vent en pignon

II.1.1-Les forces horizontales dues au vent :

Les forces sont déterminées par la somme des moments par rapport à la base :

Zone D.

- Trois poteaux de longueur 11m :

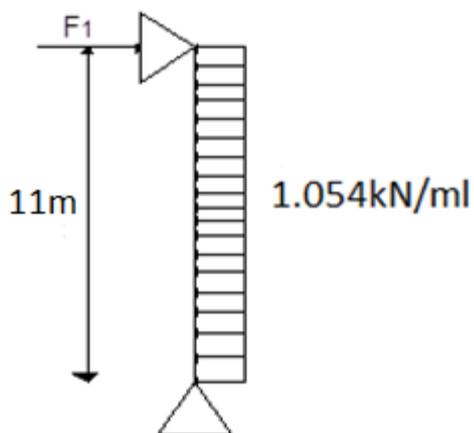


Fig. IV.2 : Force horizontale sur le nœud (11m)

$$F_1 = \frac{1,054 \times 11 \left(\frac{11}{2} \right)}{11} = 5,79 \text{ kN}$$

- Trois poteaux de longueur 11,64m :

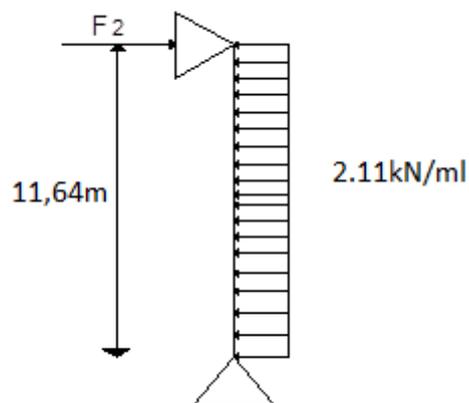


Fig. IV.3 : Force horizontale sur le nœud (11,64m)

$$F_2 = \frac{2,11 \times 11,64 \left(\frac{11,64}{2} \right)}{11,64} = 12,28 \text{ kN}$$

$$F_3 = \frac{2,11 \times 12,19 \left(\frac{12,19}{2} \right)}{12,19} = 12,86 \text{ kN}$$

$$F_4 = \frac{2,11 \times 12,64 \left(\frac{12,64}{2} \right)}{12,64} = 13,33 \text{ kN}$$

$$F_5 = \frac{2,11 \times 12,99 \left(\frac{12,99}{2} \right)}{12,99} = 13,7 \text{ kN}$$

$$F_6 = \frac{2,11 \times 13,75 \left(\frac{13,24}{2} \right)}{13,24} = 13,96 \text{ kN}$$

$$F_7 = \frac{2,11 \times 13,39 \left(\frac{13,39}{2} \right)}{13,39} = 14,12 \text{ kN}$$

$$F_8 = \frac{2,11 \times 13,45 \left(\frac{13,45}{2} \right)}{13,45} = 14,18 \text{ kN}$$

II.2-Détermination des sollicitations max dans les éléments de la poutre au vent :

La détermination des efforts dans les éléments de la poutre au vent est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec logiciel SAP2000V14.

Les sollicitations maximum dans les éléments de la poutre au vent sont données dans le tableau suivant :

Elément		Longueur (m)	N (kN)
Membrures supérieure	S ₂₃	3.0	-112.88 189.81
	I ₁₅	3.0	97.59
Membrures inférieure	I ₇	3.0	-62.19
	montant	M ₄₅ M ₄₅	4.75 4.75
diagonale	D ₆₃	5.61	58.17
	D ₄₈	5.61	-41.32

Tab. IV.1 : les sollicitations des éléments de la poutre au vent.

II.3-Vérification des éléments de la poutre au vent :

II.3.1-Diagonales :

La section brute doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{\max} \times \gamma_{m0}}{f_y} \quad \text{CCM97 Art 5.4.3}$$

$$A \geq \frac{58.17 \times 1,1}{23.5} = 2,72 \text{ cm}^2$$

Soit une double cornière 2l (40*40*4) = 6.16cm²

II.3.2-Montants :

Les montants sont dimensionnés avec des pannes en (IPE 140) à la flexion déviée seule, ils assurent aussi la fonction de montant de la poutre au vent, sollicités en flexion et en compression axiale donc on doit les vérifier à la flexion bi-axiale.

1)-Vérification au flambement :

a) Suivant YY :

$$\Rightarrow l_y = 475 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{475}{5,74} = 82.75$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{62}{93,9\varepsilon} = 0,88 \Rightarrow \text{courbe a} \Rightarrow \chi_y = 0,748$$

b) Suivant ZZ

$$\Rightarrow l_z = 150 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{ky}}{i_z} = \frac{150}{1,65} = 90,91$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{90,91}{93,9\mathcal{E}} = 0,96 \Rightarrow \text{courbe b} \Rightarrow \chi_z = 0,62$$

$$\chi_{\min} = 0,62$$

$$N_{csd} \leq N_{crd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N_{csd} = 20,69 \leq N_{crd} = 0,62 \times 1 \times 16,4 \times \frac{23,5}{1,1} = 217,22 \text{ kN} \quad \text{Vérifiée.}$$

2)-Vérification au déversement :

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

M_{cr} : est le moment critique de déversement

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 88,34 \times 23,5}{1247,9}} = 1,28 > 0,4$$

donc il ya lieu de tenir compte du risque de déversement

$$M_{sd} = 0,3 \text{ kNm}$$

$$M_{cr} = 12,479 \text{ kN.m}$$

Calculé au chapitre III (calcul des pannes).

$$M_r = 8,99 \text{ kNm}$$

$$M_{sd} = 0,3 < M_r = 8,99 \text{ kN.m}$$

Vérifiée.

3)-Calcul des facteurs réducteurs :

$$\chi_{\min} = \chi_z = 0,62$$

$$\chi_{LT} = 0,48$$

$$K_{LT} = 1 - \left[\mu_{LT} \times \frac{N}{\chi_z \times A \times f_y} \right]$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15$$

avec $\mu_{LT} \leq 0,9$

$$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7\psi = 1,8 \quad \text{avec} \quad \psi = 0 \quad \text{EC3 Fig.5.5.3}$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,96 \times 1,8 - 0,15 = 0,109$$

$$A = 16,4 \text{ cm}^2$$

$$N = 30,84 \text{ kN} \Rightarrow K_{LT} = 1 - \left[0,109 \times \frac{30,84}{0,62 \times 16,4 \times 23,5} \right] = 0,98$$

$$N = 20,69 \text{ kN} \Rightarrow K_{LT} = 1 - \left[0,109 \times \frac{20,69}{0,62 \times 16,4 \times 23,5} \right] = 0,99$$

$$K_Z = 1 - \left[\mu_Z \times \frac{N}{\chi_Z \times A \times f_y} \right]$$

$$\mu_Z = \bar{\lambda}_z \times (2 \times \beta_{MLT} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right)$$

$$\mu_Z = 0,96 \times (2 \times 1,8 - 4) + \left(\frac{19,25 - 12,31}{12,31} \right) = 0,179$$

$$N = 30,84 \text{ kN} \Rightarrow K_Z = 1 - \left[0,179 \times \frac{30,84}{0,62 \times 16,4 \times 23,5} \right] = 0,97$$

$$N = 20,69 \text{ kN} \Rightarrow K_Z = 1 - \left[0,179 \times \frac{20,69}{0,62 \times 16,4 \times 23,5} \right] = 0,98$$

4)-Vérification de la condition de résistance :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_Z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{Ysd}}{\chi_{LT} \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_Z \times M_{Zsd}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad \text{EC3 Art 5.5.4 (2)}$$

Les valeurs de M_y et M_z sont obtenues par le SAP2000V14.

Pour: $N=30.84\text{kN}$; $M_y=0$; $M_z =0.363\text{kN.m}$

Donc :

$$\frac{30,84}{0,62 \times \frac{14,6 \times 23,5}{1,1}} + \frac{0,98 \times 0}{0,48 \times 88,34 \times \frac{23,5}{1,1}} + \frac{0,97 \times 0,363 \times 10^2}{19,25 \times \frac{23,5}{1,1}} = 0,24 \leq 1$$

Vérifiée

Pour: $N=20.69\text{kN}$; $M_y = 0$; $M_z = -0.32\text{kN.m}$

$$\frac{20.69}{0,62 \times \frac{14,6 \times 23,5}{1,1}} + \frac{0,99 \times 0}{0,48 \times 88,34 \times \frac{23,5}{1,1}} + \frac{0,98 \times 0,32 \times 10^2}{19,25 \times \frac{23,5}{1,1}} = 0,18 \leq 1$$

Vérifiée

III.3.3-Les membrures :

Les membrures supérieures et inférieures de la poutre au vent sont constituées des doubles cornières (100x100x10) qui appartiennent à la ferme, elles sont sollicitées à la compression ou la traction.

1)- Membrures supérieures :

Sollicitées à la compression et la traction, donc on doit vérifier :

- Flambement :

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{300}{4,42} = 67,87 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{67,87}{93,9} = 0,72$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{300}{3,03} = 99 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{99}{93,9} = 1,054$$

$\bar{\lambda}_{\max} = \bar{\lambda}_y = 1.054 > 0,2$ Donc il y a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Courbe © : $\alpha=0.49$

$$\chi_{\min} = \chi_z = 0,436$$

$$N_{csd} = 112.88 \leq N_{crd} = 0,436 \times 1 \times 38,4 \times \frac{23,5}{1,1} = 357,67\text{kN} \quad \text{Vérifiée.}$$

-Traction :

$$N_{\max} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$189,81 < \frac{38,4 \times 23,5}{1,1} = 820,36\text{kN} \quad \text{Vérifiée.}$$

1) Membrures inférieures :

Sollicitées à la compression et à la traction.

- Flambement (compression):

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{300}{4,42} = 67,87 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{67,87}{93,9} = 0,72$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{300}{3,03} = 99 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{99}{93,9} = 1,054$$

$\bar{\lambda}_{\max} = \bar{\lambda}_y = 1,054 > 0,2$ Donc il y a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Courbe © : $\alpha=0,49$

$$\chi_{\min} = \chi_z = 0,436$$

$$N_{csd} = 62,19 \leq N_{cr} = 0,436 \times 1 \times 38,4 \times \frac{23,5}{1,1} = 357,67kN \quad \text{Vérifiée.}$$

- **Traction :**

$$N_{\max} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$97,59 < \frac{38,4 \times 23,5}{1,1} = 820,36kN \quad \text{Vérifiée.}$$

Chapitre V

Vérification des éléments de la toiture

I. Introduction :

Après le pré dimensionnement des éléments et leurs modélisation, on procède à la vérification (traction, flambement et résistance) sous les efforts les plus défavorables tirés du logiciel SAP 2000V14 et ROBOT 2010.

II-Vérification des différents éléments de la ferme:

Les vérifications à faire sur les membrures supérieures, inférieures, montants et diagonales sont :

II.1-A la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.3.1 5(7)}$$

II.2-Au flambement (compression) :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1(7)}$$

II.3-La condition de résistance (ratio) :

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

N_{rd} : Effort résistant.

Les efforts maximum obtenus par le ROBOT 2010 du chapitre(3) sont représentés sur le tableau suivant :

Eléments	Traction	Compression
Membrures supérieures	444.61	-664.02
Membrures inférieures	348.28	-520.17
Montants	114	-78.43
Diagonales	270.48	-178.01

Tab.V.1 : les efforts dans les éléments de de la ferme.

➤ **Membrures inférieures :**

$$2L(100 \times 100 \times 10) \Rightarrow A = 38,4 \text{ cm}^2$$

- **Traction :**

$$N_{sd} = 348,28kN$$

$$A_s = 38,4cm^2$$

$$N_{rd} = \frac{38,4 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 820,36kN$$

$$N_{sd} = 348,28kN < N_{rd} = 820,36kN \quad \text{vérifiée}$$

-**compression :**

$$N^{\max} = -520,17kN$$

$$l_k = 150cm$$

$$2L(100 \times 100 \times 10) \Rightarrow A = 38,4cm^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 353,4cm^4$$

$$I_z = 2696,09cm^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{353,4}{38,4}} = 3,03cm$$

$$i_z = \sqrt{\frac{2696,09}{38,4}} = 8,379cm$$

$$\lambda_y = \frac{150}{3,03} = 49,5$$

$$\lambda_z = \frac{150}{8,379} = 17,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{49,5}{93,9} \right] = 0,527$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{17,9}{93,9} \right] = 0,19$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,527 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,19 < 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement selon l'axe Y

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(0,527 - 0,2) + 0,527^2 \right] = 0,718$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,718 + \left[0,718^2 - 0,527^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,829$$

$$\chi_{\min} = 0,829$$

$$N_{crd} = 0,829 \cdot 1.38,4 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 680,08 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 520,17 \text{ kN} < N_{crd} = 680,08 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

➤ **Membrures supérieures :**

$$2L(100 \times 100 \times 10) \Rightarrow A = 38,4 \text{ cm}^2$$

- **Traction :**

$$N_{sd} = 444,61 \text{ kN}$$

$$A_s = 38,4 \text{ cm}^2$$

$$N_{rd} = \frac{38,4 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 820,36 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 444,61 \text{ kN} < N_{rd} = 820,36 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

-**Compression :** C'est vérifiée dans le chapitre (3)

➤ **La diagonale :**

-**Traction :**

$$2L(70 \times 70 \times 7) \Rightarrow A = 18,8 \text{ cm}^2$$

$$N_{sd} = 270,48 \text{ kN}$$

$$N_{rd} = \frac{18,8 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 401,63 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 270,48 \text{ kN} < N_{rd} = 401,63 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

-**Compression :** C'est vérifiée dans le chapitre (3).

➤ **Le montant :**

Traction :

$$2L(80 \times 80 \times 8) \Rightarrow A = 24,6 \text{ cm}^2$$

$$N_{sd} = 114 \text{ kN}$$

$$N_{rd} = \frac{24,6 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 525,54 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 114 \text{ kN} < N_{rd} = 525,54 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

-**Compression :** C'est vérifiée dans le chapitre (3).

La vérification des différents éléments de la ferme est donnée dans le tableau ci-dessous.

Eléments		N _{sd} (KN)	N _{rd} (KN)	N _{sd} /N _{rd}	Observations
Membrures supérieurs	Compression	-664,02	679,26	0,97	Vérifier
	Traction	444,61	820,36	0,54	Vérifier
Membrure inférieurs	Compression	-520,17	680,08	0,76	Vérifier
	Traction	348,28	820,36	0,42	Vérifier
Diagonales	Compression	-178,01	188,77	0,94	Vérifier
	Traction	270,48	401,63	0,67	Vérifier
Montants	Compression	-78,43	146,62	0,53	Vérifier
	Traction	114	525,54	0,22	Vérifier

Tab.V.2 : Vérification des éléments de la ferme.

III-Vérification des diagonales de contreventement : 2I (40×40×4) :

Les combinaisons utilisées sont :

- 1,35G +1.5S
- G+1.5V

Elément	N _{sd} (kN)
Compression	-41,32
Traction	58.17

Tab.V.3 : les efforts dans les éléments de contreventement.

III.1-Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a : A = 6,16 cm²

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{6,16 \times 23,5}{1.1} = 131,6kN \\ N_{sd} &= 58,17kN < N_{rd} = 131,6kN \end{aligned} \right\} \text{Vérifiée}$$

III.2- Vérification au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N^{\max} = 41,32$$

$$l_k = 561\text{cm}$$

$$2L(40 \times 40 \times 4) \Rightarrow A = 6,16\text{m}^2$$

$$I_y = 8,94\text{cm}^4$$

$$I_z = 239,56\text{cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{8,94}{6,16}} = 1,2\text{cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{239,56}{6,16}} = 6,23\text{cm}$$

$$\lambda_y = \frac{561}{1,2} = 467,54$$

$$\lambda_z = \frac{561}{6,23} = 90,05$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{467,54}{93,9} \right] = 4,979 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{90,05}{93,9} \right] = 0,958 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(4,979 - 0,2) + 4,979^2 \right] = 14,06$$

$$\chi_y = \frac{1}{14,06 + \left[14,06^2 - 4,979^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,036$$

$$\chi_z = \frac{1}{14,06 + \left[14,06^2 - 0,958^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,035$$

$$\chi_{\min} = 0,035$$

$$N_{\text{crd}} = 0,035 \cdot 1,6,16 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 4,6\text{kN}$$

$$N_{\text{sd}} = 41,32\text{kN} > N_{\text{crd}} = 4,6\text{kN}$$

non vérifiée

On augmente la section des diagonales à **2L (60*60*6)**.

$$2L(60 \times 60 \times 6) \Rightarrow A = 13,82 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 45,58 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 663,99 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{45,58}{13,82}} = 1,816 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{663,99}{13,82}} = 6,93 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 99,12$$

$$\lambda_z = 25,97$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{99,12}{93,9} \right] = 1,055$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{25,97}{93,9} \right] = 0,0027$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,055 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,0027 < 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement selon l'axe Y

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(1,055 - 0,2) + 1,055^2 \right] = 2,53$$

$$\chi_y = \frac{1}{2,53 + \left[2,53^2 - 1,055^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,207$$

$$\chi_{\min} = 0,207$$

$$N_{crd} = 0,207 \cdot 1 \cdot 13,82 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 61,11 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 41,32 \text{ kN} < N_{crd} = 61,11 \text{ kN} \quad \text{vérifié}$$

IV- Vérification des montants de rive : (HEA 160)

IV.1- Les sollicitations :

Il s'agit de vérifier les montants les plus sollicités sous les combinaisons les plus défavorables. Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

Combinaisons	N (kN)	M _y (kN.m)	V _y (kN)	M _z (kN.m)	V _z (kN)
G+1,5 W3S	160,8	2,41	-86,57	-69,73	6,22
1,35G + 1,5S	-87,49	-0,38	54,5	43,87	-0,68

Tab.V.4 : Sollicitations dans les montants de rive.

IV.2-Vérification à l'effort tranchant:

- **Suivant Y-Y :**

$$V_{ply} = A_{vy} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \right)$$

$$A_{vy} = 28,8 \text{ cm}^2$$

$$V_{ply} = 28,80 \left(\frac{23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} \right) = 355,22 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 86,57 \text{ kN} < V_{ply} = 355,22 \text{ kN}$$

Vérifiée

$$V_{sd} = 86,57 \text{ kN} < 0,5V_{ply} = 177,61 \text{ kN} \quad \text{Donc pas de réduction pour le moment résistant.}$$

- **Suivant Z-Z :**

$$V_{plz} = A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \right)$$

$$A_{vz} = 13,21 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = 13,21 \left(\frac{23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} \right) = 162,93 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 6,22 \text{ kN} < V_{ply} = 162,93 \text{ kN}$$

Vérifiée

$$V_{sd} = 6,22 \text{ kN} < 0,5V_{plz} = 81,46 \text{ kN} \quad \text{Donc pas de réduction pour le moment résistant}$$

IV.3-Vérification à l'effort normal :

$$N^{\max} \leq \min \{ 0,5A_w \cdot f_y ; 0,25N_{pl} \}$$

$$\left. \begin{aligned} 0,5A_w \cdot f_y &= 0,5 \times 8,04 \times 23,5 = 94,47 \text{ kN} \\ 0,25N_{pl} &= 0,25 \times 35,27 \times 23,5 = 207,21 \text{ kN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow N^{\max} = 94,47 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 160,8 \text{ kN} > N^{\max} = 94,47 \text{ kN}$$

Non Vérifiée.

Donc les moments autour des deux axes seront réduits :

- a) **Autour de l'axe fort Y-Y :**

$$M_{vrd} = M_{ply} (1 - ((N_{sd}/N_{pl}) / (1 - 0,5a)) ^ 2) \quad a = \min (A_w/A; 0,5) \quad a = 0,207$$

$$M_{vrd} = 52,36 (1 - ((160,8/828,9) / (1 - 0,103)) ^ 2)$$

$$M_{vrd}=49,91\text{kN}$$

$$M_{sdy}=43,87 \leq M_{vrd}=49,91\text{kN} \quad \text{Vérifiée}$$

b) Autour de l'axe faible Z-Z :

$$M_{vrd}=M_{plz} (1 - ((N_{sd}/N_{pl}) / (1 - 0.5a)) ^ 2) \quad a=\min (A_w/A; 0.5) \quad a=0.207$$

$$M_{vrd}=25,12(1 - ((160,8/828,9) / (1 - 0,103)) ^ 2)$$

$$M_{vrd}=23,94\text{kN}$$

$$M_{sdz}=2,41 \leq M_{vrd}=23,94\text{kN} \quad \text{Vérifiée}$$

IV.4-Vérification aux instabilités :

- **Vérification au flambement :**

$$N^{\max} = -87,49\text{kN}$$

$$l_k = 80\text{cm}$$

$$HEA160 \Rightarrow A = 38,8\text{cm}^2$$

$$I_y = 1673\text{cm}^4$$

$$I_z = 615,6\text{cm}^4$$

$$i_y = 6,56\text{cm}$$

$$i_z = 3,98\text{cm}$$

$$\lambda_y = \frac{80}{6,56} = 12,19$$

$$\lambda_z = \frac{80}{3,98} = 20,10$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{12,19}{93,9} \right] = 0,129$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{20,1}{93,9} \right] = 0,214$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,129 < 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,214 > 0,2$$

Il y a risque de flambement selon Z-Z

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2}$$

courbe (c) $\rightarrow \alpha = 0,49$

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(0,214 - 0,2) + 0,214^2 \right] = 0,526$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{0,526 + \left[0,526^2 - 0,214^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,99$$

$$\chi_{\min} = 0,99$$

$$N_{crd} = \chi_{\min} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

$$N_{crd} = 0,99 \cdot 1 \cdot 38,8 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 820,62 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 87,49 \text{ kN} < N_{crd} = 820,62 \text{ kN}$$

vérifiée

Chapitre VI

ETUDE SISMIQUE

I -Introduction

Une grande partie du territoire est soumise à l'importance secousses sismiques ; l'intensité de ces secousses est capable de réduire un ouvrage en ruine, 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 humaines et aux biens matériels.

Pour le calcul des forces sismiques, on utilise le 'RPA 99-vesion 2003.

Actuellement plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul sont proposées, parmi lesquelles on distingue :

- ✓ Méthode statique équivalente.
- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale
- ✓ Méthode dynamique par accélérographes

L'analyse de la structure est faite par le logiciel Sap2000 qui est basé sur la méthode des éléments finis.

➤ DESCRIPTION DE SAP 2000 :

Basé sur la méthode des éléments finis, le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Pour la modélisation, le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements et analyse des structures, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

II-Analyse de la structure :

II.1- Type d'analyse :

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

- Les chargements statiques :
 - Poids propre de la structure.
 - Les effets dus aux actions climatiques.

- Les chargements dynamiques :
 - Les effets sismiques.

II.2 Méthodes de calcul :

II.2.1-La méthode statique équivalente :

La méthode de calcul la plus adapté pour le calcul dynamique des structures, est celle qui est basée sur l'utilisation des spectres de repense.

Mais le " RPA 99 V 2003 " exige que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc calculons l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

a) Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b) Calcul de la force sismique totale :

D'après l'art 4.2.3 de RPA 99/version 2003, la force sismique totale « V » qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Dans notre cas, on est dans la Zone IIa et un Groupe d'usage **1B** Nous trouverons :

A = 0.2.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0s \end{cases}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site, du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Avec :

T1, T2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7** du [RPA99/ version 2003].

Site (S2) : **T1 (sec) = 0.15s T2 (sec) = 0.4s.**

(η) : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 V2003 :

Nous avons une structure en portiques, Donc $\xi = 6\%$

D'où : $\eta = 0.93 > 0.7$

$$\eta = 0.93$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99/ version 2003 par la formule (4.6) :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$h_N = 13,9$ m.

C_T = est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA 99/version 2003.

On a un Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie

D'où : **$C_T = 0,05$**

$$\text{Donc : } T = C_T h_N^{3/4} = 0,05 \times 13,9^{3/4} = 0,359s$$

Pour notre cas, on peut utiliser la formule 4.7 du RPA99/version 2003 :

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- **Sens transversal :**

$$dx = 43,55 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_x = 0,189s$$

- **Sens longitudinal :**

$$dy = 44,6 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y = 0,187s$$

D'après le RPA 99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$T_x = \min (T; T_x) = \min (0,359s; 0,189s) \Rightarrow T_x = 0,189s$$

$$T_y = \min (T; T_y) = \min (0,359s; 0,187s) \Rightarrow T_y = 0,187s$$

T_x et T_y sont inférieure à $T_2 = 0,4s$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D = 2,5 \eta$$

$$\mathbf{D = 2,5 \times 0,93 = 2,32}$$

R : coefficient de comportement global de la structure.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide :

$$\mathbf{R} = 3,5$$

Q : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Critère de qualité "q"	P_q
1. conditions minimales sur les files de contreventement	0
2. Redondance en plan	0
3. régularité en plan	0
4. régularité en élévation	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0
$\sum P_q$	0,05

Tab. VI.1 : Pénalité de vérification.

$$Q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0 = 1,05$$

W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003.

Dans notre cas $\beta = 0,3$

$$W_G = 10679,69 \text{ kN}$$

$$W = 10679,69 \text{ kN}$$

$$\text{On a : } V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

$$\text{Donc : } V = \frac{0,2 \times 2,32 \times 1,05}{3,5} \times 10679,69 = 1486,61 \text{ kN}$$

$$\mathbf{V = 1628,19 \text{ kN}}$$

c) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_i + \sum_{i=1}^n F_i$$

F_i : Force concentrée au sommet de la structure qui permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

$$F_i = \frac{(V - F_i) \times W_i \times h_i}{\sum_{i=0}^n W_j \times h_j}$$

F_i : Effort horizontal revenant à chaque niveau i.

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

W_i , W_j : poids revenant aux plancher i,j.

h_j =niveau d'un plancher quelconque.

Pour notre cas $\mathbf{V = F_i}$

II.2.2- Principe de la méthode dynamique spectrale :

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

I) Spectre de repense de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec les coefficients A, η, R, T_1, T_2, Q : sont déjà déterminés.

$$Q = 1,15 \quad A = 0,2 \quad \eta = 2,32 \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0,4s$$

2) Nombre de modes à considérer :

a) Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

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

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,2s$$

Où : N est le nombre de niveau au-dessus du sol et T_K la période du mode K .

a) Résultat de calcul :

1) Pourcentage de participation de masse :

Pour la participation massique on utilise un nombre important de mode pour bien représenter la structure car on a une toiture légère, pas de concentration de masse au niveau du plancher d'où la présence importante des modes de torsion donc on est dans le cas (b) art4.3.4 du RPA99V2003.

Mode	Période (s)	Suivant X	Suivant Y	Suivant Z	Somme suivant X	Somme suivant Y	Somme suivant Z
1	0.446127	0.000001044	0.66184	0.00015	0.000001044	0.66184	0.00015
2	0.387828	0.67699	0.000001412	0.00308	0.67699	0.66185	0.00323
3	0.311512	6.276E-07	1.378E-09	9.217E-09	0.67699	0.66185	0.00323
14	0.194299	0.00000022	0.17146	0.0000465	0.83701	0.90709	0.1074
75	0.078764	0.09486	2.809E-09	0.00132	0.97382	0.95642	0.12988

Tab. VI.2 : pourcentage de participation de masse

Dans les trois modes premiers on a :

- Translation suivant (Y) pour le premier mode.
- Translation suivant (X) pour le deuxième mode.
- Rotation pour le troisième mode.

Et on a bien que :

$$T_{14}=0.19 \text{ s} \leq 0.2\text{s}$$

$$T_{75}=0.07\text{s} \leq 0.2\text{s}$$

2) Les réponses modales de la structure :

- **Déformation modale :**

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustré par les figures suivantes :

Mode 1 : Translation suivant Y-Y, période T = 0,446 s, taux de participation de la masse 66,18%

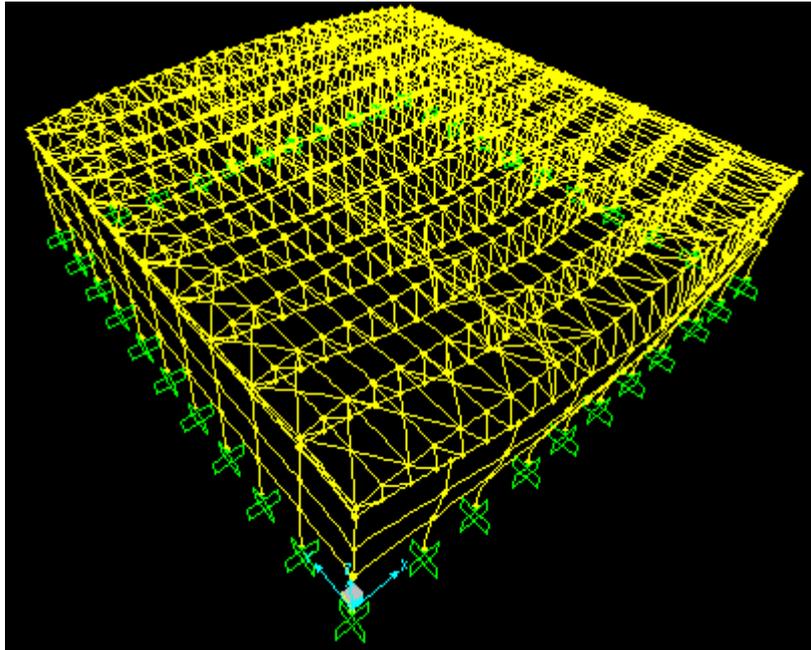


Fig. VI.1 : Mode de déformation (1).

Mode 2 : Translation suivant X-X, période $T = 0,387$ s, taux de participation de la masse 67,69%

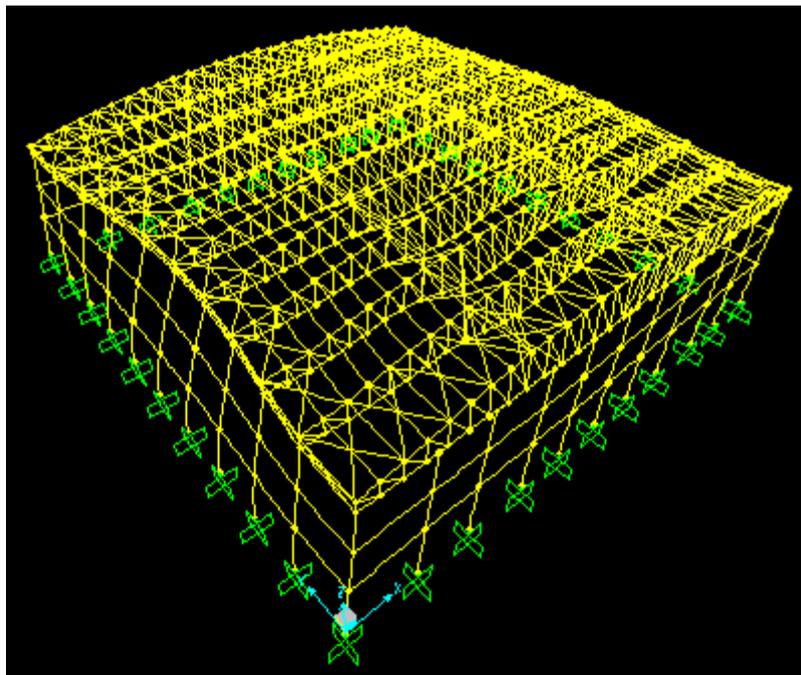


Fig. VI.2 : Mode de déformation (2).

Mode 3 : rotation suivant Z-Z, période $T = 0,311$ s, taux de participation de la masse 38,5%.

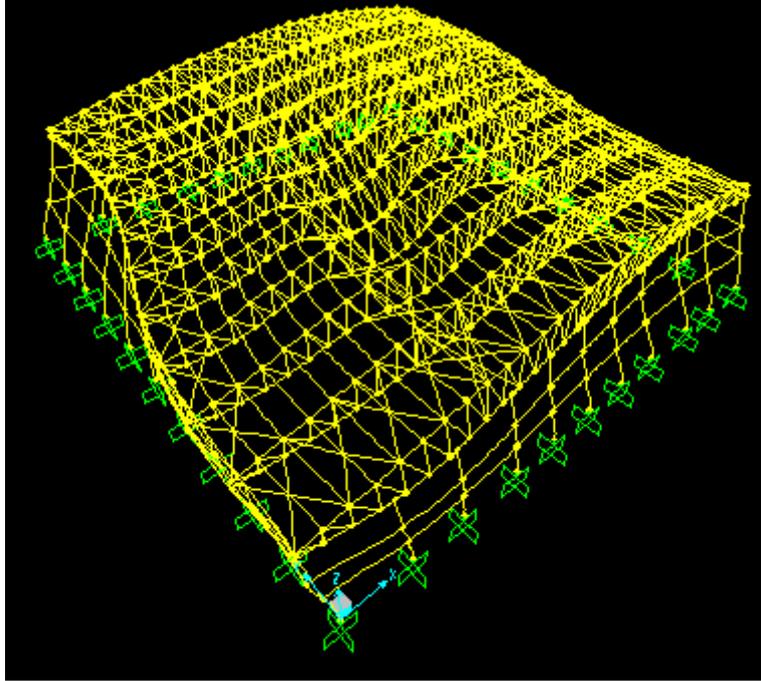


Fig. VI.3 : Mode de déformation (3).

II.3- Analyse des résultats :

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

II.3.1- Les combinaisons de calcul :

Notation :

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

S : Action de la neige.

W : Action du vent.

- W1D : Vent sur la façade principale avec dépression intérieure.
- W1S : Vent sur la façade principale avec surpression intérieure.
- W3D : Vent sur la façade latérale nord avec dépression intérieure.
- W3S : Vent sur la façade latérale nord avec surpression intérieure.

E : Action sismique.

Les combinaisons de calcul adoptées selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Etat limite ultime	Etat limite de service
G + 1,5W1D	G + W1D
G + 1,5W1S	G + W1S
G + 1,5W3D	G + W3D
G + 1,5W3S	G + W3S
1,35G + 1,5 Q	G + Q
1,35G + 1,5 S	G + S
1,35(G + Q + S)	G + 0,9(Q + S)
G + Q + E	
G + Q - E	
G + Q + 1,2E	
G + Q - 1,2E	
0,8G + E	
0,8G - E	

Tab. VI.3 : Combinaisons de calcul.

II.3.2- Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99V2003, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	1486,61	1189,28	1215,23	Vérifiée
Sens yy	1486,61	1189,28	1152,37 x 1,033 = 1190,39	Vérifiée

Tab. VI.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

Donc :

$$\frac{0.8V_{st}}{V_t} = 1.033 \rightarrow \text{selon } y$$

D'où il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments,...) selon le RPA99V2003 art4.3.6.

L'effort tranchant dynamique est supérieur à 80% de l'effort tranchant statique dans les deux sens.

II.3.3- Vérification des déplacements :

1^{er} Cas : situation durable :

Les déplacements sont limités à :

Déplacement horizontal :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} \quad \text{sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} \quad \text{avec charge du vent} \end{array} \right.$$

EC3 Art 4.2.2(7)

Ou h : hauteur du poteau

Déplacement vertical :

$$\frac{L}{200} \quad L : \text{longueur de la travée}$$

EC3 tab 4.1

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	G + 1,5W3S	1,35(G+Q+S)	0,62	2,07
Suivant Y	G + 1,5W1S	1,35(G+Q+S)	0,89x1,033= 0,92	2,51x1,033= 2,59
Suivant Z	G + 1,5W3S	1,35(G+Q+S)	3,63	2,91

Tab. VI.5 : Déplacement max en situation durable.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} = \frac{1020}{150} = 6,8cm \\ \frac{h}{125} = \frac{1020}{125} = 8,16cm \\ \frac{L}{200} = \frac{4200}{200} = 21cm \end{array} \right.$$

On voit que les déplacements maximum suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles donc les déplacements sont vérifiés.

2^{ème} Cas : situation accidentelle :

Le D.T.R RPA 99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seul (art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (art 5.10).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

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

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement R=3,5.

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Niveau	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture	2,07x1,072= 2,22	2,51x1,033= 2,59	7,77	9,06

Tab. VI.6: Déplacement relatif des niveaux.

$$\frac{h}{100} = \frac{1390}{100} = 13,9cm$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 13,9 cm, donc ils sont vérifiés

II.4- Effet de deuxième ordre :

Les effets de seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

$$\text{Avec : } P_k = \sum_{i=k}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k \leq 0,2$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o

ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$

- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

- Sens X-X :

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (kN)	V_k (kN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
13,9	7,77	10679,69	1302,72	13,9	0,558	0,045

Tab. VI.7 : Effet P- Δ suivant X-X.

$\theta_k = 0,045 < 0,1$, donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

- Sens Y-Y :

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
13,9	9,9	10679,69	1302,63	13,9	0,71	0,058

Tab. VI.8 : Effet P- Δ suivant Y-Y.

$\theta_k = 0,058 < 0,1$, donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

Chapitre VII

Calcul des assemblages

I- Introduction :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composantes élémentaires entre eux en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations.

Il y a plusieurs types d'assemblage dans la construction métallique et plusieurs techniques de réalisation, donc ils doivent cependant tous obéir à ne pas affaiblir la résistance des pièces.

II- Assemblage des éléments de la ferme:

L'assemblage se fait par la détermination des éléments les plus sollicités, et les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous.

Elément s	Membrures supérieures	Membrures inférieures	Diagonales	Montants
Effort (KN)	441,61	348,28	270,48	114
Section	2L (100×100×10)	2L (100×100×10)	2L (70×70×7)	2L (80×80×8)

Tab. VII.1 : Efforts dans les éléments de la ferme.

Les éléments de la ferme sont des éléments en double cornières d'où l'effort sollicitant sera divisé par deux.

II.1-Pré dimensionnement du gousset:

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

F (KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Tab. VII.2 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

- Pour les membrures supérieures : $200 < N = 444,61 \text{ kN} < 450 \text{ kN}$
- Pour les membrures inférieures : $200 < N = 348,28 \text{ kN} < 450 \text{ kN}$
- Pour les diagonales : $200 < N = 270,48 \text{ kN} < 450 \text{ kN}$
- Pour les montants : $N = 114 \text{ kN} < 200 \text{ kN}$

Donc on choisit $e = 10\text{mm}$.

II.1.1- Pré dimensionnement de la gorge:

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante:

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 t_{\max} \quad \text{avec :}$$

t_{\max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$$t_{\max} = 8\text{mm} \text{ (épaisseur du gousset)}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \times 10\text{mm}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 5\text{mm} \Rightarrow a = 4\text{mm}$$

a) Les longueurs de soudures:

Les longueurs de soudure sont données comme suit:

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)} \quad \text{EC3 Art 6.6.5.3}$$

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

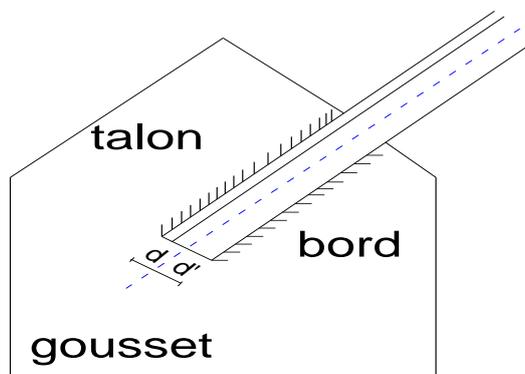


Fig. VII.1 : longueurs des soudures

On considère que la cornière est soudée seulement au bord donc on aura:

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u}$$

$N/2$: effort repris par une cornière

γ_{m0} : Coefficient de sécurité $\gamma_{m0} = 1,25$

β_w : Coefficient de corrélation $\beta_w = 0,8$

f_u : Résistance limite de rupture $f_u = 360$ MPa

a : Gorge de la soudure $a = 4$ mm

d : Distance du centre de gravité au talon

d' : Distance du centre de gravité au bord

Les dimensions choisies pour les différents cordons de soudures sont données dans le tableau suivant :

élément	Type de cornière	Distance		Longueur des soudures		Gorges (mm)
		d' (cm)	d (cm)	L_{talon} (cm)	L_{bord} (cm)	
Membrure supérieure	2L (100*100*10)	7,18	2,82	0	27	4
Membrure inférieure	2L (100*100*10)	7,18	2,82	0	21	4
Diagonale	2L (70*70*7)	5,03	1,97	12	5	4
Montant	2L (80*80*8)	5,34	2,66	5	3	4

Tab. VII.3 : Dimension des cordons de soudure

III-Assemblage poteau – ferme : (HEA160 - 80*80*10)

III.1-Disposition des boulons :

On va utiliser des boulons M18.

Boulon M18 $\rightarrow d_0 = 20$ mm

Cornière 2L (80*80*10), $t = 10$ mm

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \text{ ou } 150 \text{ mm} \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \text{ ou } 200 \text{ mm} \end{array} \right. \quad d' \text{ ou } \quad \left\{ \begin{array}{l} 24 \text{ mm} \leq e_1 \leq 120 \text{ mm} \\ 44 \text{ mm} \leq p_1 \leq 140 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Soit $e_1 = 40$ mm $P_1 = 80$ mm

On a la hauteur de montant est 80 cm on choisira 10 rangées de boulons.

L'assemblage est sollicité par un moment M dû à la combinaison (G+Q+1,2E) et un effort tranchant V .

- L'ELU :

$$\begin{cases} M_U = 194,65kN.m \\ V_U = 111,15kN \end{cases}$$

- L'ELS :

$$\begin{cases} M_S = 149,36kN.m \\ V_S = 64,68kN \end{cases}$$

Les 5 rangées de boulons supérieurs travaillent en traction, le plus sollicité reprend un effort qui vaut :

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum_{i=1}^5 d_i^2}$$

d_i : la distance des boulons tendus au pied du montant.

$$d_1 = 80 - (4 + 1) = 75cm$$

$$d_2 = 75 - 8 = 67cm$$

$$d_3 = 67 - 8 = 59cm$$

$$d_4 = 59 - 8 = 51cm$$

$$d_5 = 51 - 8 = 43cm$$

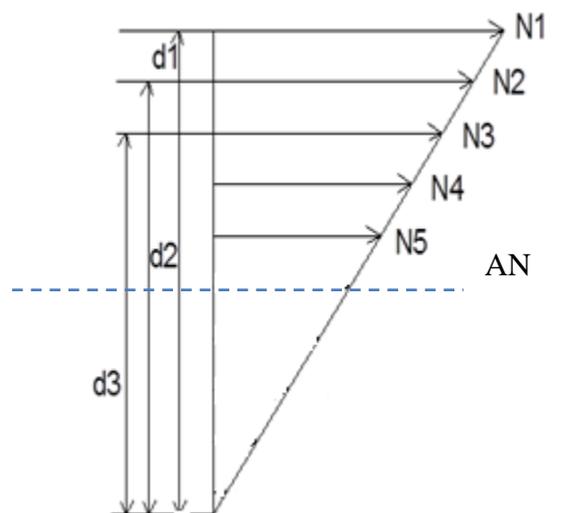


Fig. VII.2 : distribution des efforts .

➤ **L'ELU :**

$$N_1 = \frac{194,65 \times 0,75}{(0,75)^2 + (0,67)^2 + (0,59)^2 + (0,51)^2 + (0,43)^2} = 80,02kN$$

$$N_1 = 80,02kN$$

➤ **L'ELS :**

$$N_1 = \frac{149,36 \times 0,75}{(0,75)^2 + (0,67)^2 + (0,59)^2 + (0,51)^2 + (0,43)^2} = 76,91kN$$

$$N_1 = 76,91kN$$

Le boulon reprend en plus de l'effort de traction, un effort de cisaillement qui vaut :

$$V_{sd} = \frac{V}{n.p}$$

n : nombre de boulon

p : nombre de plan de cisaillement

$$L'ELU : \quad V_{sd} = \frac{111,15}{20 \times 1} = 5,55kN$$

$$L'ELS : \quad V_{sd} = \frac{64,68}{20 \times 1} = 3,23kN$$

La résistance d'un boulon précontraint soumis simultanément à des efforts de cisaillement et de traction est donnée comme suit:

$$V_R = \frac{K_s \cdot \mu \cdot n (F_p - 0,8F_{tsd})}{\gamma_{ms}} \geq V_{sd}$$

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub}$$

F_p : effort de précontrainte

F_{ub} : résistance ultime à la traction du boulon

A_s : section résistante de la partie filetée.

Boulon de classe 8.8 (haute résistance) $f_{ub} = 800$ MPa

$$\gamma_{ms} : \text{Coefficient de sécurité} \begin{cases} \gamma_{ms} = 1,25 \Rightarrow ELU \\ \gamma_{ms} = 1,1 \Rightarrow ELS \end{cases}$$

K_s : facteur de forme ; trous nominaux $K_s = 1$

n : nombre de plan de contact $n=1$

μ : Coefficient de frottement $\Rightarrow \mu = 0,3$ surface brossée

III.2- Vérification à l'assemblage trop long:

La longueur de l'assemblage est : $L=800-(2 \times 40)=720\text{mm}$

$$15 \times d = 15 \times 18 = 270\text{mm}$$

$L = 720\text{ mm} > 15 \times d = 270\text{mm}$; donc l'assemblage est très long.

D'où l'effort résistant V_R doit être minoré par un coefficient β_{lf} :

$$\beta_{lf} = 1 - \left(\frac{L - 15 \times d}{200 \times d} \right) = 1 - \left(\frac{720 - 270}{200 \times 18} \right) = 0,875$$

Donc : $0,75 \leq \beta_{lf} \leq 1$ vérifiée

➤ L'ELU :

$$F_{tsd} = \frac{N_1}{2} = \frac{80,02}{2} = 40,01\text{kN}$$

$$F_{tsd} = 40,01\text{kN}.$$

$$V_R = \frac{0,3 \times 1 \times 1 \times [0,7 \times 1,92 \times 80 - 0,8 \times 40,01]}{1,25} = 18,12\text{kN}$$

$$V_R = 0,875 \times 21,95 = 15,85\text{kN}$$

$$V_{sd} = 5,55\text{kN} < 15,85\text{kN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

➤ L'ELS :

$$F_{tsd} = \frac{N_1}{2} = \frac{76,91}{2} = 38,45\text{kN}$$

$$F_{tsd} = 38,45\text{kN}.$$

$$V_R = \frac{0,3 \times 1 \times 1 \times [0,7 \times 1,92 \times 80 - 0,8 \times 38,45]}{1,1} = 20,93\text{kN}$$

$$V_R = 0,875 \times 26,16 = 18,31\text{kN}$$

$$V_{sd} = 3,23\text{kN} < 18,31\text{kN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

IV -Assemblage des éléments de contreventements:

IV.1-Contreventement horizontal :

IV.1.1-Assemblage de la diagonale sur le gousset:

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul.

Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum.

$$N_{ELU} = 38,76 \text{ kN}$$

$$N_{ELS} = 23,87 \text{ kN}$$

On utilise des boulons ordinaires dont la résistance de calcul au glissement F_{SRd} est donnée par la formule :

$$F_{SRd} = \frac{0,5 A_s \times F_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$\gamma_{Mb} = 1,25$$

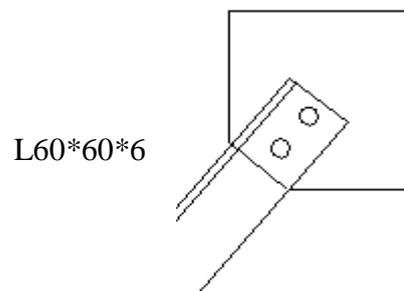


Fig. VII.3 : assemblage diagonale-gousset.

Boulon de classe 6.8 $\Rightarrow f_u = 600 \text{ MPa}$

Les diagonales : 2L (60*60*6)

Boulon M14, $A_s = 1,15 \text{ cm}^2$

On doit déterminer le nombre des boulons.

$$F_{vRd} = \frac{0,5 \times 1,15 \times 60}{1,25} = 27,6 \text{ kN}$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

L'effort tranchant repris par un boulon est: $F_{V,sd} = \frac{N}{n \cdot p}$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante:

$$F_{V,sd} \leq F_{sRd} \Rightarrow n = \frac{N}{F_{sRd} \cdot p} = \frac{38,76}{27,6 \times 2} = 0,71$$

Soit $n=2$ Boulons de M14.

➤ **Vérification à l'ELS:**

$$F_{vRd} = \frac{0,5 \times 1,15 \times 60}{1,1} = 31,36 \text{ kN}$$

$$F_V = \frac{23,87}{2 \times 2} = 5,96 \text{ kN}$$

$$F_{vRd} = 31,36 > F_V = 5,96 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

Donc on admet les boulons 2M14 de classe 6.8.

❖ **Disposition des boulons:**

$$\begin{cases} e_1 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 150 \text{ mm} \end{cases} ; \begin{cases} e_2 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 150 \text{ mm} \end{cases} ; \begin{cases} p_1 \geq 2,2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 200 \text{ mm} \end{cases}$$

On opte pour un gousset de 8mm et des boulons M14, $d_0=15\text{mm}$

Soit :

$$\begin{cases} e_1 = 60 \text{ mm} \\ e_2 = 60 \text{ mm} \\ p_1 = 80 \text{ mm} \end{cases}$$

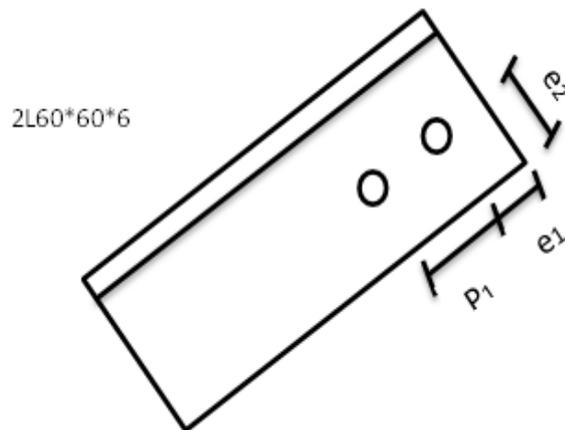


Fig. VII.4 : Disposition des boulons

✓ **Vérification à la pression diamétrale :**

-Pour la cornière : on doit vérifier la formule suivante :

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2,5 \alpha F_u d t_p / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min (e_1 / 3d_0 ; p_1 / 3d_0 - 0,25 ; f_{ub}/f_u \text{ ou } 1)$$

$$\alpha = 1,33$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 1,33 \times 340 \times 14 \times 6 / 1,25 = 75,96 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{N}{n.p} = \frac{38,76}{2 \times 2} = 9,69 \text{ kN}$$

donc $F_{V,sd} \leq F_{b,Rd}$ vérifiée

-Pour le gousset:

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2,5 \alpha F_u d t_p / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min (e_1 / 3d_0 ; P_1 / 3d_0 - 0,25 ; f_{ub}/f_u \text{ ou } 1)$$

$$\alpha = 1,33$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 1,33 \times 340 \times 14 \times 8 / 1,25 = 101,29 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{N}{n.p} = \frac{38,76}{2 \times 1} = 19,38 \text{ kN}$$

donc $F_{V,sd} \leq F_{b,Rd}$ vérifiée

IV.1.2-Assemblage du gousset sur la membrure de la ferme:

Gousset fixé à 8mm avec boulon M18 de classe 8.8

$$\begin{cases} e_1 = 60 \text{ mm} \\ e_2 = 60 \text{ mm} \\ P_1 = 80 \text{ mm} \end{cases}$$

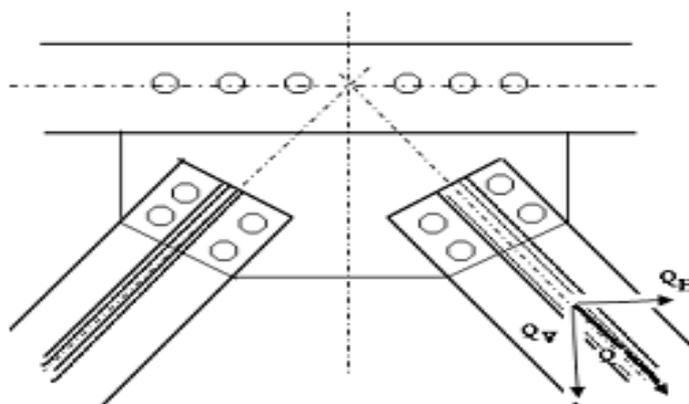


Fig. VII.5 : Assemblage gousset - membrure

a) Déterminations des efforts de cisaillement revenant à chaque boulon:

$$Q = 44,36 \text{ kN}$$

$$Q_v = 44,36 \cos 32,27 = 37,5 \text{ kN}$$

$$Q_h = 44,36 \sin 32,27 = 23,68 \text{ kN}$$

❖ Cisaillement vertical des boulons :

$$Q_{1v} = \frac{Q_v}{n} \quad n : \text{nombre de boulon}$$

$$Q_{1v} = \frac{37,5}{3} = 12,5 \text{ kN}$$

$$Q_{1h} = \frac{23,68}{3} = 7,89 \text{ kN}$$

D'où l'effort de cisaillement Q_{\max} sur le boulon est:

$$Q_{\max} = \sqrt{Q_{1v}^2 + Q_{1h}^2} = \sqrt{12,5^2 + 7,89^2} = 14,78 \text{ kN}$$

$$Q_{\max} = 14,78 \text{ kN}$$

b) Vérification à la résistance des boulons :

➤ **au cisaillement seul :**

$$Q_{\max} \leq F_{srd} = \frac{K_s \times n \times \mu \times F_p}{\gamma_{m0}}$$

$$F_p = 0,7 \times A_s \times f_{ub} = 0,7 \times 1,92 \times 80 = 107,52 \text{ kN}$$

$$F_{srd} = 0,3 \times 1 \times 1 \times \frac{107,52}{1,25} = 25,80 \text{ kN}$$

D'où : $Q_{\max} = 14,78 \text{ kN} < F_{srd} = 25,80 \text{ kN}$ vérifié

Donc : on choisit 6M18 de classe 8.8.

V-Assemblage du couvre joint:**V.1- Assemblage du couvre joint dans la membrure inférieure:**

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul.

$$N_{ELU} = 433,16 \text{ kN}$$

$$N_{ELS} = 241,84 \text{ kN}$$

On utilise des boulons précontraints dont la résistance de calcul au glissement F_{SRd} est donnée par la formule :

$$F_{SRd} = \frac{K_s \cdot \mu \cdot n \cdot F_p}{\gamma_{ms}}$$

$$\gamma_{Mb} = 1,25$$

Boulon de classe 8.8 $\Rightarrow f_u = 800MPa$

Boulon M20, $A_s = 2,45 \text{ cm}^2$

D'où :

$$F_{SRd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 0,7 \times 80 \times 2,45}{1,25} = 32,93kN$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

L'effort tranchant repris par un boulon est: $F_{V,sd} = \frac{N/2}{n \cdot p}$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante:

$$F_{V,sd} \leq F_{sRd} \Rightarrow n = \frac{N/2}{F_{sRd} \cdot p} = \frac{433,16/2}{32,93 \times 1} = 6,57$$

Soit $n=8$ Boulons par rangée.

➤ **Vérification à l'ELS:**

$$F_{SRd} = \frac{1 \times 1 \times 0,7 \times 80 \times 2,45}{1,1} = 37,42kN$$

$$F_{V,sd} = \frac{241,84/2}{8 \times 1} = 15,11kN$$

$$F_{sRd} = 37,42 > F_V = 15,11kN \Rightarrow \text{vérifié}$$

Donc on admet les boulons 8 M20 de classe 8.8 par rangées.

❖ **Disposition des boulons:**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 150mm \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} e_2 \geq 1,5 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 150mm \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} p_1 \geq 2,2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 200mm \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} p_2 \geq 3 \times d_0 \\ p_2 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_2 \leq 200mm \end{array} \right.$$

Soit :

$$\begin{cases} e_1 = 50\text{mm} \\ e_2 = 50\text{mm} \\ P_1 = 60\text{mm} \\ P_2 = 80\text{mm} \end{cases}$$

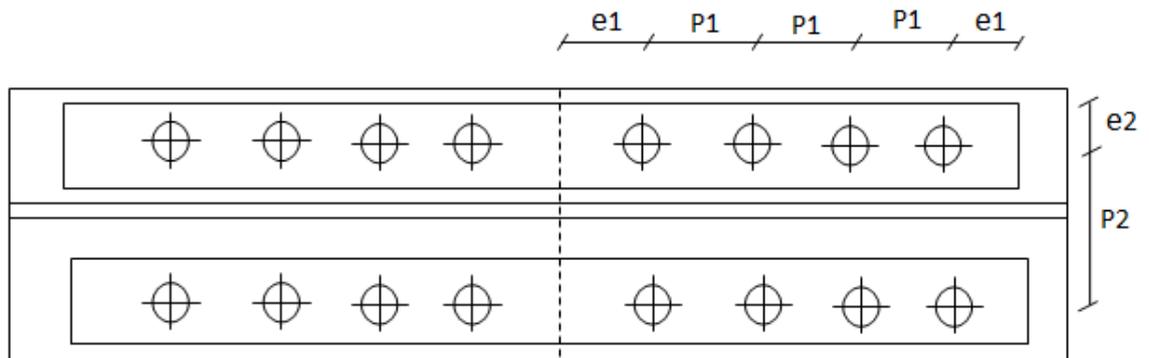


Fig.VII.6 : Disposition des boulons du couvre joint inférieur.

✓ **Vérification à la pression diamétrale :**

-Pour la cornière : on doit vérifier la formule suivante :

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2,5a F_u d t_p / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min (e_1 / 3d_0 ; P_1 / 3d_0 - 0,25 ; f_{ub}/f_u \text{ ou } 1)$$

$$\alpha = 0,65$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,65 \times 340 \times 20 \times 10 / 1,25 = 88,4 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{N/4}{n.p} = \frac{108,29}{4 \times 1} = 27,07 \text{ kN}$$

donc $F_{V,sd} \leq F_{b,Rd}$ vérifiée

-Pour la platine:

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2,5a F_u d t_p / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min (e_1 / 3d_0 ; P_1 / 3d_0 - 0,25 ; f_{ub}/f_u \text{ ou } 1)$$

$$\alpha = 0,65$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,65 \times 340 \times 20 \times 10 / 1,25 = 88,4 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N}{n.p} = \frac{433,16}{16 \times 1} = 27,07 \text{ kN}$$

donc $F_{v,sd} \leq F_{b,Rd}$ vérifiée

✓ **Vérification à la traction :**

-Pour la platine :

$$N_{t,sd} = \frac{N}{2} = 216,58 \text{ kN}$$

$$N_{t,sd} \leq N_{t,rd} = \frac{0,9 A_{net} \times f_{ub}}{\gamma_{m2}} ; \gamma_{m2} = 1,25$$

$$A_{net} = t(b - 2\phi) = 10(210 - 2 \times 20) = 1700 \text{ mm}^2$$

$$N_{t,rd} = \frac{0,9 \times 1700 \times 340}{1,25} = 416,16 \text{ kN}$$

Donc : $N_{t,sd} \leq N_{t,rd}$ C'est Vérifiée

-Pour la cornière :

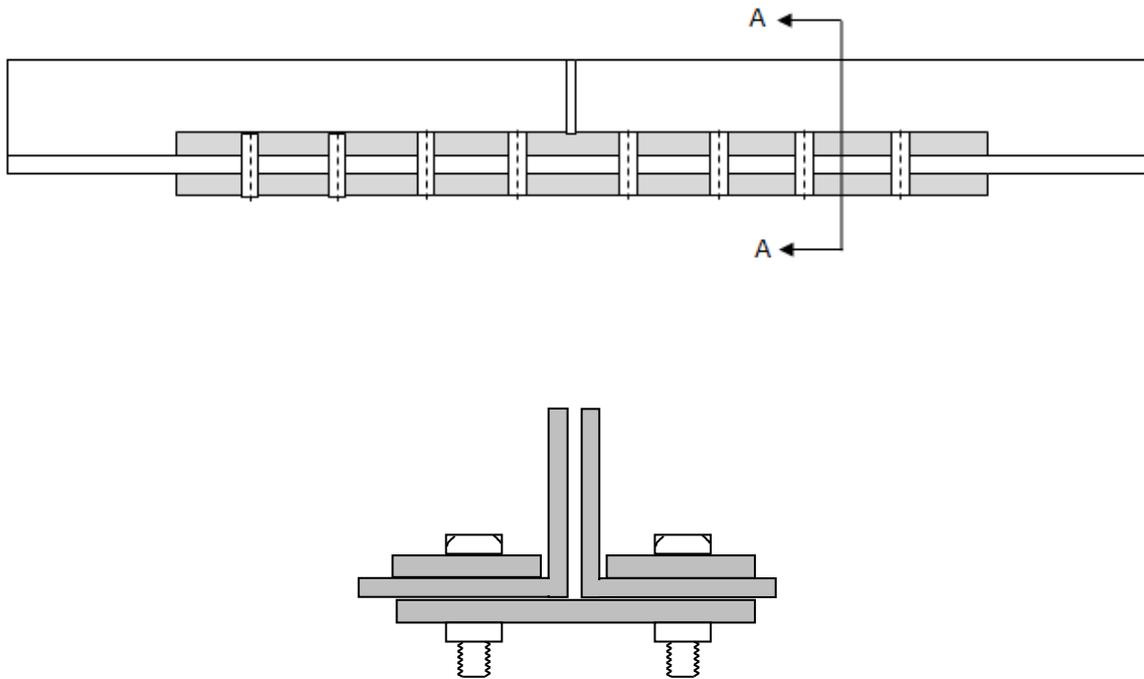
$$N_{t,sd} = \frac{N}{4} = 108,29 \text{ kN}$$

$$N_{t,sd} \leq N_{t,rd} = \frac{0,9 A_{net} \times f_{ub}}{\gamma_{m2}} ; \gamma_{m2} = 1,25$$

$$A_{net} = t[(2b - t) - 4\phi] = 10[(200 - 10) - 80] = 1100 \text{ mm}^2$$

$$N_{t,rd} = \frac{0,9 \times 1100 \times 340}{1,25} = 269,28 \text{ kN}$$

Donc : $N_{t,sd} \leq N_{t,rd}$ C'est Vérifiée



Section A-A

Fig.VII.7 : assemblage du couvre joint inférieur.**V.2- Assemblage du couvre joint dans la membrure supérieure:**

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul.

$$N_{ELU} = 554,19\text{kN}$$

$$N_{ELS} = 309,81\text{kN}$$

On utilise des boulons précontraints dont la résistance de calcul au glissement F_{SRd} est donnée par la formule :

$$F_{SRd} = \frac{K_s \cdot \mu \cdot n \cdot F_p}{\gamma_{mb}}$$

$$\gamma_{Mb} = 1,25$$

Boulon de classe 8.8 $\Rightarrow f_u = 800\text{MPa}$

Boulon M20, $A_s = 2,45\text{ cm}^2$

D'où :

$$F_{sRd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 0,7 \times 80 \times 2,45}{1,25} = 32,93kN$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

L'effort tranchant repris par un boulon est: $F_{V,sd} = \frac{N/2}{n \cdot p}$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante:

$$F_{V,sd} \leq F_{sRd} \Rightarrow n = \frac{N/2}{F_{sRd} \cdot p} = \frac{554,19/2}{32,93 \times 1} = 8,41$$

Soit n=12 Boulons (pour des raisons constructives) par rangée donc **6boulons** par cornière.

➤ **Vérification à l'ELS:**

$$F_{sRd} = \frac{1 \times 1 \times 0,7 \times 80 \times 2,45}{1,1} = 37,42kN$$

$$F_{V,sd} = \frac{309,81/2}{12 \times 1} = 12,91kN$$

$$F_{sRd} = 37,42 > F_V = 12,91kN \Rightarrow \text{vérifié}$$

Donc on admet les boulons 12M20 de classe 8.8 par rangée.

❖ **Disposition des boulons:**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 150mm \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} e_2 \geq 1,5 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 150mm \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} p_1 \geq 2,2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 200mm \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} p_2 \geq 3 \times d_0 \\ p_2 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_2 \leq 200mm \end{array} \right.$$

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = 50mm \\ e_2 = 50mm \\ P_1 = 60mm \\ P_2 = 80mm \end{array} \right.$$

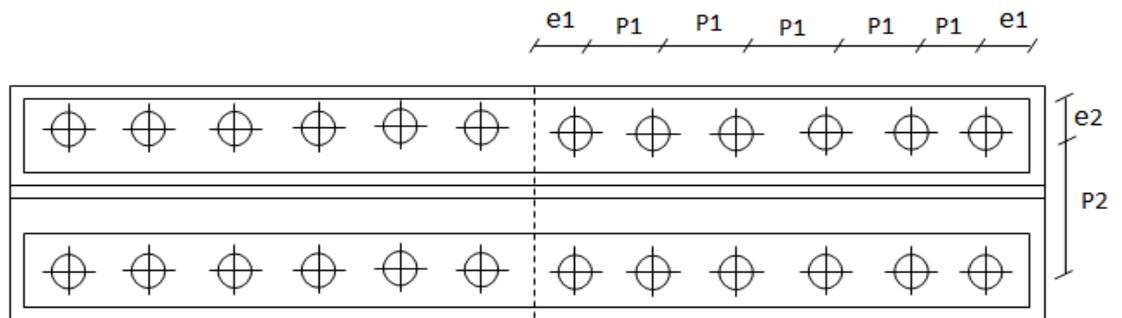


Fig.VII.8 : Disposition des boulons du couvre joint supérieur.

✓ **Vérification à la pression diamétrale :****-Pour la cornière :**

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2,5 \alpha F_u d t_p / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min (e_1 / 3d_0 ; P_1 / 3d_0 - 0,25 ; f_{ub}/f_u \text{ ou } 1)$$

$$\alpha = 0,65$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,65 \times 340 \times 20 \times 10 / 1,25 = 88,4 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{N/4}{n.p} = \frac{138,54}{6 \times 1} = 23,09 \text{ kN}$$

$$\text{donc } F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} \quad \text{vérifiée}$$

-Pour la platine:

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2,5 \alpha F_u d t_p / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min (e_1 / 3d_0 ; P_1 / 3d_0 - 0,25 ; f_{ub}/f_u \text{ ou } 1)$$

$$\alpha = 0,65$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,65 \times 360 \times 20 \times 10 / 1,25 = 88,4 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{N}{n.p} = \frac{554,19}{24 \times 1} = 23,09 \text{ kN}$$

$$\text{donc } F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} \quad \text{vérifiée}$$

✓ **Vérification à la traction :****-Pour la platine :**

$$N_{t,sd} = \frac{N}{2} = 277,09 \text{ kN}$$

$$N_{t,sd} \leq N_{t,rd} = \frac{0,9 A_{net} \times f_{ub}}{\gamma_{m2}} \quad ; \quad \gamma_{m2} = 1,25$$

$$A_{net} = t(b - 2\phi) = 10(210 - 2 \times 20) = 1700 \text{ mm}^2$$

$$N_{t,rd} = \frac{0,9 \times 1700 \times 340}{1,25} = 416,16 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } N_{t,sd} \leq N_{t,rd} \quad \text{C'est Vérifiée}$$

-Pour la cornière :

$$N_{t,sd} = \frac{N}{4} = 108,29 \text{ kN}$$

$$N_{t,sd} \leq N_{t,rd} = \frac{0,9 A_{net} \times f_{ub}}{\gamma_{m2}} ; \quad \gamma_{m2} = 1,25$$

$$A_{net} = t[(2b - t) - 6\phi] = 10[(200 - 10) - 120] = 700 \text{ mm}^2$$

$$N_{t,rd} = \frac{0,9 \times 700 \times 340}{1,25} = 171,36 \text{ kN}$$

Donc : $N_{t,sd} \leq N_{t,rd}$ C'est Vérifiée.

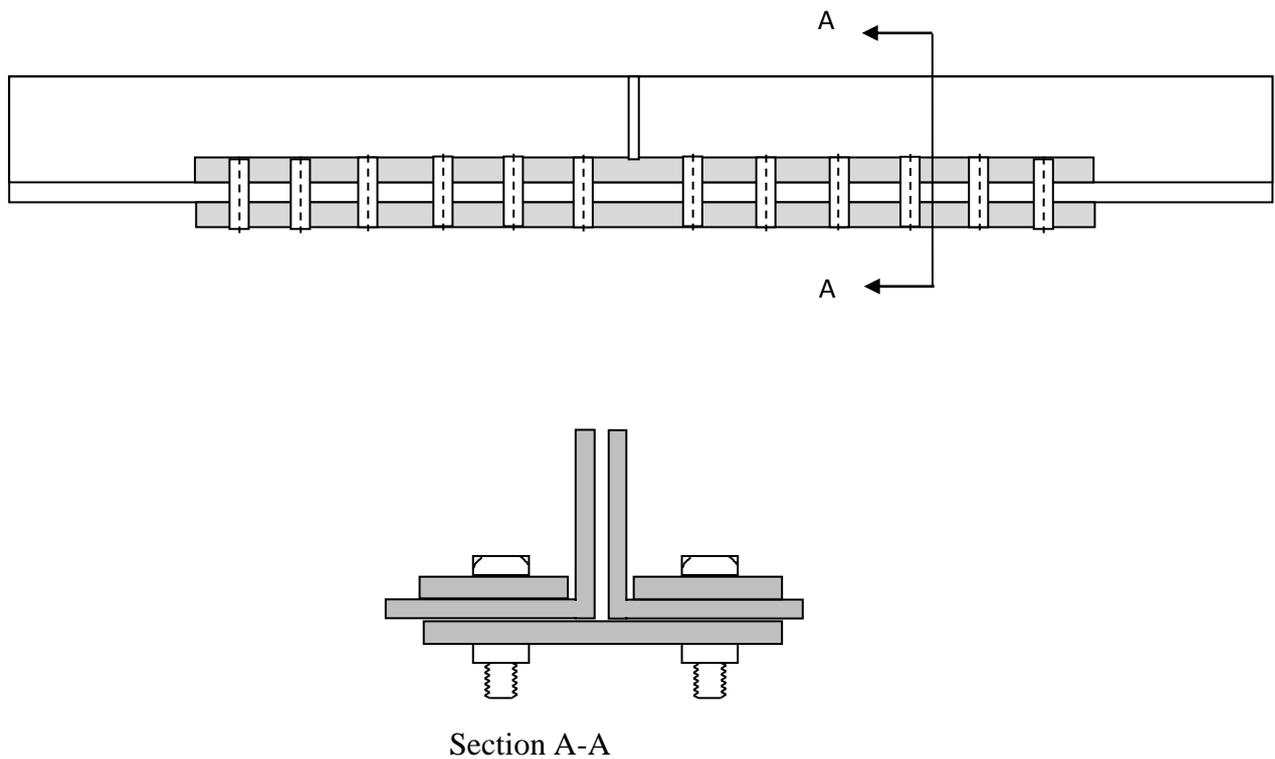


Fig.VII.9 : assemblage du couvre joint supérieur.

VI-Assemblage de la ferme sur le poteau en béton :

Dans notre cas on a une jonction ferme et poteau en béton armé qui sera calculé comme un pied de poteau encastré à sa base qui sert à transmettre les charges jusqu'au sol à l'aide d'assises en acier, ces assises sont des plaques métalliques appelées : « platines », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui.

- **Sollicitations :**

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous

Combinaisons	N_{\max} (kN)	M_y (kN.m)	V_y (kN)	M_z (kN.m)	V_z (kN)
G+1,5 W3S	160,8	2,41	-86,57	-69,73	6,22
1,35G + 1,5S	-87,49	-0,38	54,5	43,87	-0,68

Tab. VII.4 : Les sollicitations les plus défavorables

VI.1-Dimensionnement des tiges d'ancrages:

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

$$N_t = 160,8 \text{ kN.}$$

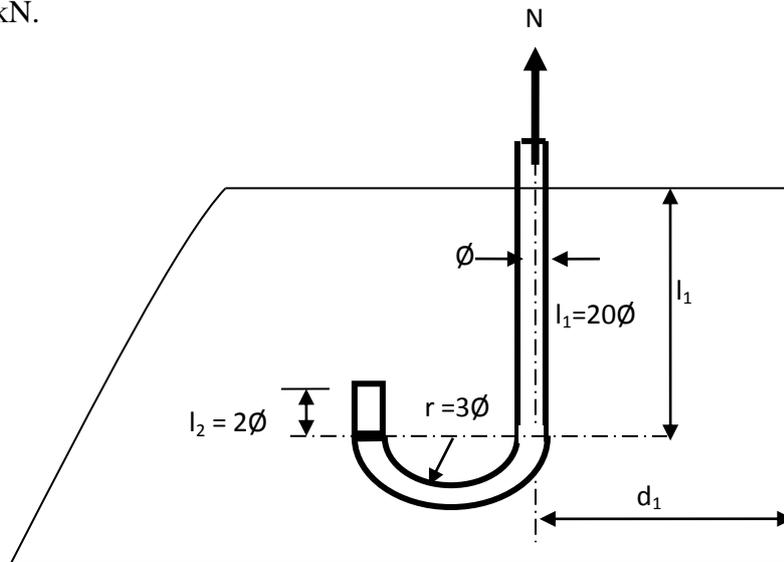


Fig. VII.10 : Tige d'encrage du pied du poteau.

$$b = h + 2c = 15,2 + 30 = 45,2 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la section HEA160 $\Rightarrow h = 152 \text{ mm}$

c : le débord, donné par : $c = (100 \div 150) \text{ mm}$

On prend : $c = 150 \text{ mm}$

$$D'où : a = b' + 2c' = 160 + 2 \times 150 = 46 \text{ cm}$$

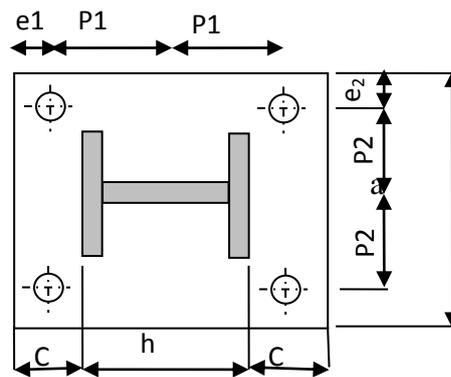


Fig. VII.11 : Dispositions constructives

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction (N_{\max}).

$$N_{\max} = \frac{N_t}{n} + \frac{M}{2h_0} \quad h_0 = h + c$$

n : nombre de tiges.

N_t : effort sollicitant de traction.

L'ancrage est réalisé par 4 tiges :

$$\frac{N_t}{4} + \frac{M}{2h_0} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{N_t}{\pi \cdot f_y} + \frac{2M}{\pi h_0 f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{160,8}{3,14 \times 23,5} + \frac{13946}{3,14 \times 23,5 \times 30,2}} = 2,9 \text{ cm}$$

Donc : $\phi = 3 \text{ cm}$

Soit des tiges d'ancrages de **30 mm** de diamètre.

VI.2-Vérification de la tige d'ancrage :

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivante :

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000}\right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \cdot (l_1 + 6,4 \cdot r + 3,5 \cdot l_2) \quad (\text{CCM97})$$

N_a : effort normal résistant d'une tige.

$$r = 3\phi, l_1 = 20\phi, l_2 = 2\phi$$

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m³

$$r = 3\phi = 4,5\text{cm}$$

$$l_1 = 20\phi = 30\text{cm}$$

$$l_2 = 2\phi = 3\text{cm}$$

$$d_1 = 5\text{cm}$$

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \cdot \frac{1,5}{\left(1 + \frac{1,5}{5}\right)^2} \cdot (30 + 28,8 + 10,5) = 21,22\text{kN}$$

$$N_a = 21,22\text{kN} \leq \frac{N_t}{4} = 40,2\text{kN} \quad \Rightarrow \quad \text{Non Vérifiée}$$

Donc : on augmente le diamètre des tiges

On prend $\phi = 3\text{ cm}$

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \cdot \frac{2,5}{\left(1 + \frac{2,5}{5}\right)^2} \cdot (50 + 48 + 17,5) = 44,27\text{kN}$$

$$N_a = 44,27\text{kN} \geq \frac{N_t}{4} = 40,2\text{kN} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

Donc on choisit pour les tiges le diamètre $\phi = 3\text{ cm}$

VI.3-Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{69,73}{160,8} = 0,4336\text{m}$$

$$e = 43,36\text{cm} > \frac{h}{6} = \frac{37,7}{6} = 6,28\text{cm}$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

$$A = 9,81\text{cm}^2 \quad (\text{A : aire de la section de 2 tiges à gauche du poteau})$$

$$l = 30\text{cm}$$

$$h = 37,7\text{cm}$$

$$b = 45,2\text{cm}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h^3 + 3(l-h)h^2 + 90A\frac{l}{b}h' - 90A\frac{l}{b}h = 0$$

$$h^3 + (-23,1)h^2 + 585,99h' - 22092,033 = 0$$

$$h' = 29,075\text{cm}$$

VI.3.1-Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 87,49 \times 30}{45,2 \times 29,075 \left(37,7 - \frac{29,075}{3} \right)} = 1,43\text{MPa} < f_{ub} = 14,2\text{MPa}$$

Vérifiée

VI.3.2-Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{160,8}{9,81} \cdot \frac{30 - 37,7 + \frac{29,075}{3}}{\left(37,7 - \frac{29,075}{3} \right)} = 11,65\text{MPa} \leq f_y = 235\text{MPa}$$

Vérifiée

VI.4-Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

VI.4.1-vérification de la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal de contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondant, pour une bande de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur t, sont :

$$M_1 = 1,43 \times 15 \times 7,5 \times 10^{-3} = 0,161 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = \left(15 \times \frac{0,737}{2} \right) \frac{15}{3} \times 10^{-3} = 0,027 \text{ kN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0,134 \text{ kN.m}$$

- le module d'inertie de la platine pour b = 1cm

$$\frac{I}{V} = \frac{\left(\frac{b.t^3}{12} \right)}{\frac{t}{2}} = \frac{b.t^2}{6}$$

- la contrainte de flexion dans la section est :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0,134 \times 6}{2350}} = 1,85 \text{ cm}$$

$$t \geq 1,85 \text{ cm}$$

VI.4.2-Vérification de la section 2-2 :

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M = 1,43 \times 15 \times \frac{15}{2} \times 10^{-3} = 0,161 \text{ kN.m}$$

$$\text{D'où : } t \geq \sqrt{\frac{0,161 \times 6}{2350}} = 2,027 \text{ cm}$$

$$t \geq 2,027 \text{ cm}$$

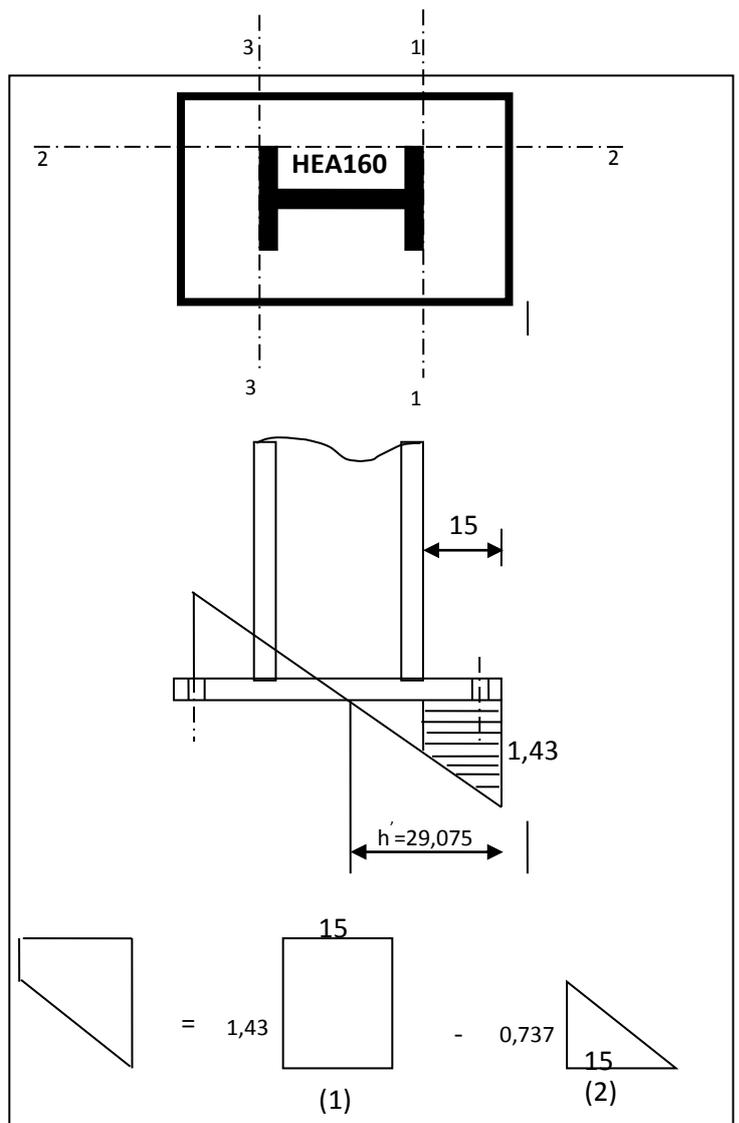


Fig. VII.12 : Vérification dans la section 1-1

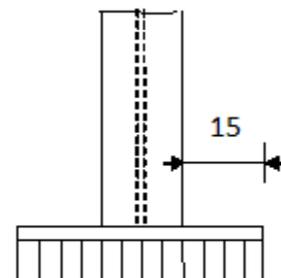


Fig. VII.13 : Vérification de la section 2-2

VI.4.3-Vérification de la section 3-3 :

Du coté tendu, la platine est soumise à un moment : $M = 0.1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 9,81 \times 11,65 \times 10^{-1} = 11,42 \text{ kN}$$

$$M = 0,1 \times 11,42 = 1,142 \text{ kN.m}$$

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{0,938 \times 6}{50t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 1,142}{50 \times 23,5}}$$

$$t \geq 0,076 \text{ cm}$$

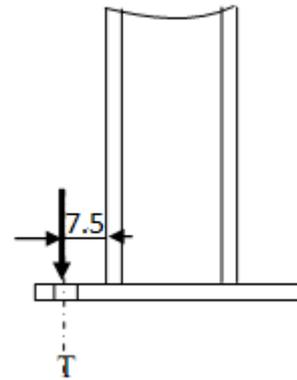


Fig. VII.14 : Vérification de la section 3-3

En conclusion, on prendra une platine d'épaisseur : **t = 2,5 cm.**

Chapitre VIII

Etude de l'ossature

I-Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens.

Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible, les armatures sont déterminées suivant les combinaisons d'actions suivantes :

- 1) $1,35G + 1,5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+E$ RPA v2003 (Art 5.2)
- 4) $G+Q-E$
- 5) $0,8G+E$
- 6) $0,8G-E$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$$

I.1- Les recommandations du RPA 99 V2003 :

❖ **Les armatures longitudinales** RPA 99 V 2003 (Art 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal est de: $0,8 \% b_1 \times h_1$ (Zone II).
- Leur pourcentage maximal est de :
 - 4 % en zones courantes.
 - 6 % en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
- La longueur de recouvrement minimale est de 40Φ en zone II_a
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Le tableau suivant résume le ferrailage des poteaux :

Les différents poteaux	A : Section du poteau (cm ²)	A_{\min} (cm ²)=0,8% A	A_{\max} (cm ²)=4% A Zone courante	A_{\max} (cm ²) = 6% A Zone nodale
Poteau type 1	80×50 (cm ²)	32	160	240
Poteau type 2	40×40 (cm ²)	12,8	64	96

Tab. VIII.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux

❖ **Les armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{RPA 99 V 2003 (Art 7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

$$t \leq \min(10 \times \phi_l, 15 \text{ cm}) \quad (\text{zone nodale})$$

$$t \leq 15 \times \phi_l \quad (\text{zone courante}). (\phi_l \text{ diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau})$$

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$\rho = 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

avec λ_g : élancement géométrique.

La quantité d'armatures transversales minimales est $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

$$- A^{\min} = 0,3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$- A^{\min} = 0,8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

- Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considéré.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10Φ .

I.2-Ferraillage des poteaux :

a- Les armatures longitudinales :

Les poteaux sont ferrailés par des sollicitations maximales calculées à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** et cela après comparaison avec le ferraillage minimum donné par le RPA99 V2003 en zone IIa.

Les Résultats de ferrailage des poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	N_{\max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	M_{\max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	A_{cal} (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
Type 1	387,67	5,63	5.57	119,05	277,58	5.57	32	8HA20+4HA16=33,17
		6,35	5.57	-167,75	289,74	5.57		
Type 2	260,32	-9,12	1.78	-46,67	200,11	1.78	12,8	6HA16+2HA12=14,32
		-9,94	1.78	-50,65	206,53	1.78		

Tab. VIII.2 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

b- Armature transversale :

Les différents poteaux	Poteau type 1	Poteau type 2
Section (cm)	80×50	40×40
ϕ_t^{\max} (cm)	2,0	1,6
ϕ_t^{\min} (cm)	1,6	1,2
l_f (cm)	280	280
λ_g	5,6	7
$t_{\text{zonenodale}}$ (cm)	15	10
$t_{\text{zonedcourante}}$ (cm)	20	15
V_u (kN)	44,43	21,15
A^t (cm ²)	0,69	0,49
A_{\min}^t (cm ²) zone nodale	2,25	1,2
A_{\min}^t (cm ²) zone courante	3	1,8
$A_{\text{adoptée}}^t$ (cm ²)	3,01	2,01
Nombre de barres	6HA8	4HA8

Tab. VIII.3 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Conformément aux règles du RPA 99 V2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

longitudinales. $\left(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_t^{\max} \right)$. Ce qui est vérifiée dans notre cas.

I.3-Vérifications :**a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme(Flambement) :**

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA (Art B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élanement λ

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots si \quad \lambda < 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots si \quad \lambda > 50 \end{cases}$$

- poteau 80x50 :

$$L = 4 \text{ m} ; N^{\max} = 387,67 \text{ kN.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 4 = 2,8\text{m} \quad (\text{longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12A}} = \sqrt{\frac{0,5 \times 0,8^3}{12 \times 0,8 \times 0,5}} = 0,23\text{m} \quad (\text{rayon de giration})$$

$$D'ou \quad \lambda = \frac{2,8}{0,23} = 12,17 \Rightarrow \alpha = 0,829$$

$$B_r = 0,368\text{m}^2 \quad (\text{section réduite})$$

Donc

$$N_u = 0,829 \times \left(\frac{0,368 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 33,17 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) = 6605,93\text{kN}$$

On a $N_{\max} = 387,67 < 6605,93 \text{ kN}$ la condition est vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

- Poteau 40x40 :

$$L = 4 \text{ m} ; N^{\max} = 260,32 \text{ kN.}$$

$$l_f = 2,8 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{0,4 \times 0,4^3}{12 \times 0,4 \times 0,4}} = 0,115 \text{ m}$$

$$D'ou \quad \lambda = \frac{2,8}{0,115} = 24,34 \Rightarrow \alpha = 0,775$$

$$B_r = 0,14 \text{ m}^2 \quad (\text{section réduite})$$

$$N_u = 0,775 \times \left(\frac{0,14 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 14,32 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) = 2395,27 \text{ kN}$$

On a $N_{\max} = 260,32 < 2395,27 \text{ kN}$ la condition est vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc};$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')}$$

$$v' = h - v$$

$$d = 0,9 \times h$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

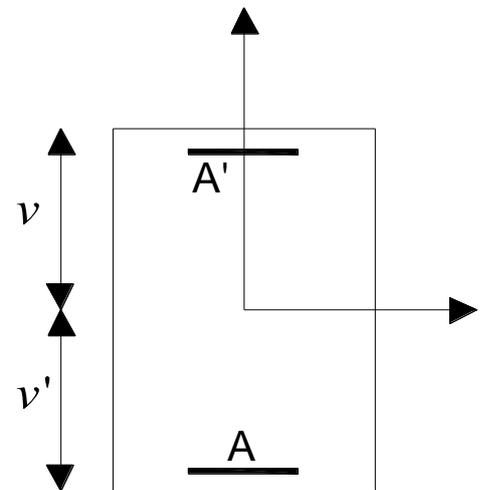


Fig. VIII.1 : Section d'un poteau

Les résultats de la vérification des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Les différents poteaux	Section (cm ²)	A (cm ²)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poteau 80x50	80×50	32	284,59	135,33	1,91	15
Poteau 40x40	40×40	14,32	190,83	-7,36	1,06	15

Tab. VIII.4 : Vérification des contraintes dans le béton.

Du tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

c) Vérification aux sollicitations tangentielles :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{telle que:}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA 99v2003 (Art 7.4.3.2)}$$

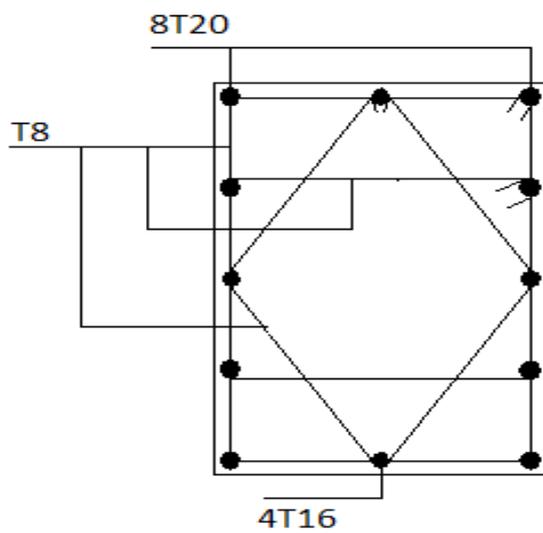
$$\bar{\tau}_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les vérifications aux sollicitations tangentielles sont résumées dans le tableau suivant :

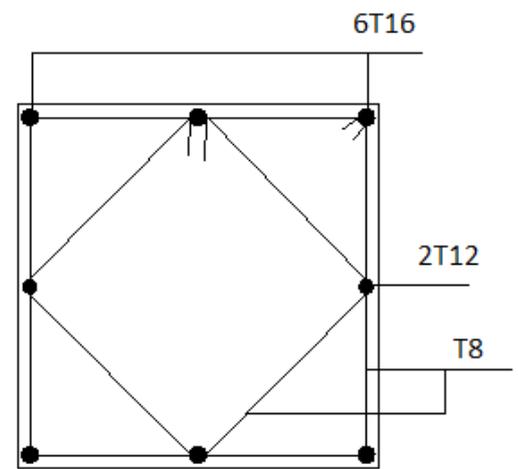
Les différents poteaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}_{adm}$ (MPa)
Poteau type 1	80×50	2,8	5.6	0,075	45	44,43	0,246	1.875
Poteau type 2	40×40	2,8	7	0,075	36	15,82	0,109	1,875

Tab. VIII.5 : Vérification des contraintes tangentielles.

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée.

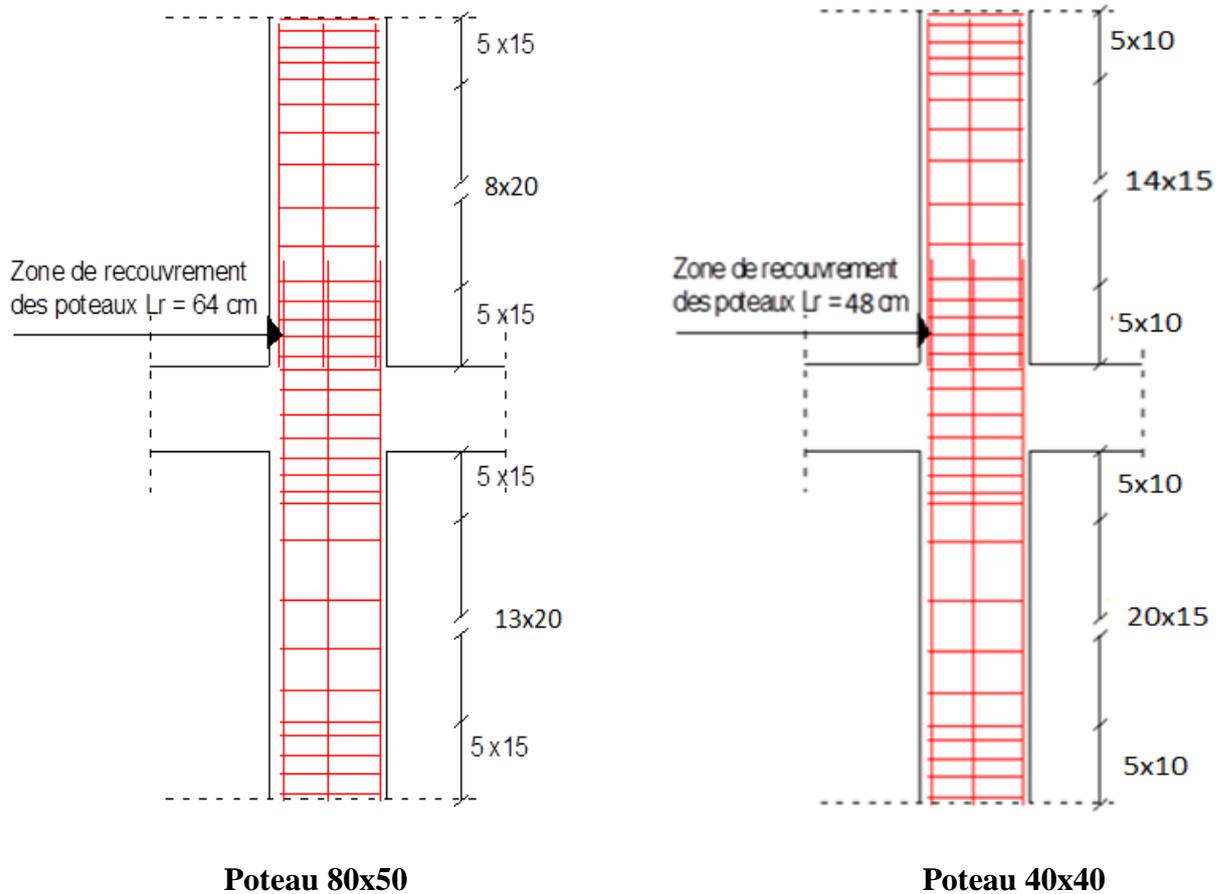


Ferrailage des poteaux (80x50)



Ferrailage des poteaux (40X40)

Disposition constructive des armatures des poteaux :



Poteau 80x50

Poteau 40x40

Fig VIII.2 : Schéma de ferrailage des poteaux.

II-Etudes des poutres de chaînage :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/2003 qui sont :

- 1,35 G+1,5 Q
 - G + Q
 - G + Q + E
 - 0,8 G + E
 - 0,8 G – E
- RPA99 (Article 5.2)

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, et leurs longueurs d'arrêt. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue un seul type de poutre, Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'aciers données par le RPA 99 en zone IIa.

II.1- Recommandation du RPA99 :

a) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5%, $A_l^{\min} = 0,5\% \times b \times h$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \Phi$ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par $A_t = 0,003 \times S_t \times b$
- L'espacement maximal entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t^{\min}\right)$ dans la zone nodale et travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

II.2- Ferrailage des poutres de chainages :**a) Les armatures longitudinales**

Le ferrailage longitudinal adopté est celui obtenu par les sollicitations les plus défavorables extrait du logiciel SAP 2000V14, et cela après comparaison avec le ferrailage minimum donné par le RPA99 V2003.

Section (cm ²)	Localisation	M (kN.m)	V (kN)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
40×45	Appui/Z _r	-78,23	55,15	2,07	9	3T16 + 3T12 = 9,42
	Travée /Z _c	14,15		2,07		3T16 = 6,03

Tab. VIII.6 : Les armatures longitudinales dans les poutres.

Z_c : zone courante

Z_r : zone de recouvrement

➤ Longueur de recouvrement :

$$L_r > 40\Phi = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$$

b) Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(1,6 ; \frac{45}{35} ; \frac{40}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min(1,6 ; 1,28 ; 4) = 1,28\text{cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \rightarrow A_t = 4\text{T}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

c) Calcul des espacements des armatures transversales :

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq \frac{2,01 \times 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 0,4} = 50,24\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0,9 \times h ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t2} = 40\text{cm}$$

BAEL 91 (Art H.III.3)

$$S_{t3} \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{55,15 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,405} = 0,34\text{MPa}$$

$$\Rightarrow S_{t3} \leq 55,44\text{cm}$$

Et d'après le **RPA99/version2003** :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \quad \text{On adopte un espacement de } \mathbf{15} \text{ cm pour la zone courante}$$

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min(11,25 ; 14,4)$$

On adopte un espacement de **10** cm pour la zone nodale sur une longueur de $l = 2 \times h = 90$ cm

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times d = 0,003 \times 15 \times 40,5 = 1,82 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,82 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

II.3- Vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A > A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,95 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

b) Vérifications des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est :

$$\tau = \frac{v}{b_0 \times d} \text{ tel que } \bar{\tau} = \min(0,13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \quad (\text{F.P.N}) \text{ BAEL 91 (Art H.III.1)}$$

Les résultats de la vérification des contraintes tangentielles sont résumés dans le tableau suivant :

Section	V_u (kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)
45×40	55,15	0,34	3,25

Tab. VIII.7 : Vérification des contraintes tangentielles.

$$\tau_u = 0,34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

c) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

➤ En appui de rive :

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

➤ **En appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

Les résultats de la vérification des armatures longitudinales au cisaillement sont résumés dans le tableau suivant :

section	A_l (cm ²)	M_u^a (kN.cm)	A_l (Ap rive) (cm ²)	A_l (Ap inter) (cm ²)
40×45	9,42	-7823	7,14	5,73

Tab. VIII.8 Vérification au cisaillement

d) Vérification à l'ELS :

• **L'Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

• **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Appui :**

$$\sigma_{bc} = -3,19 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = -3,19 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{la compression est vérifiée}$$

➤ **Travée :**

$$\sigma_{bc} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,5 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{la compression est vérifiée}$$

• **Vérification de la flèche :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service. Nous allons évaluer la flèche selon les règles du BAEL 91 (Article B.6.5) et du CBA 93.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$(1) \Rightarrow \frac{45}{535} = 0,084 > \frac{1}{16} = 0,06$$

Vérifiée

$$M_t = 17,89 \text{ kN.m}$$

$$G = 8,06 \text{ kN/m}; G_0 = 25 \times 0,45 \times 0,40 = 4,5 \text{ kN/m}$$

$$q_u = 1,35 (8,06 + 4,5) = 16,85 \text{ kN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{16,85 \times 5,35^2}{8} = 60,28 \text{ kN.m}$$

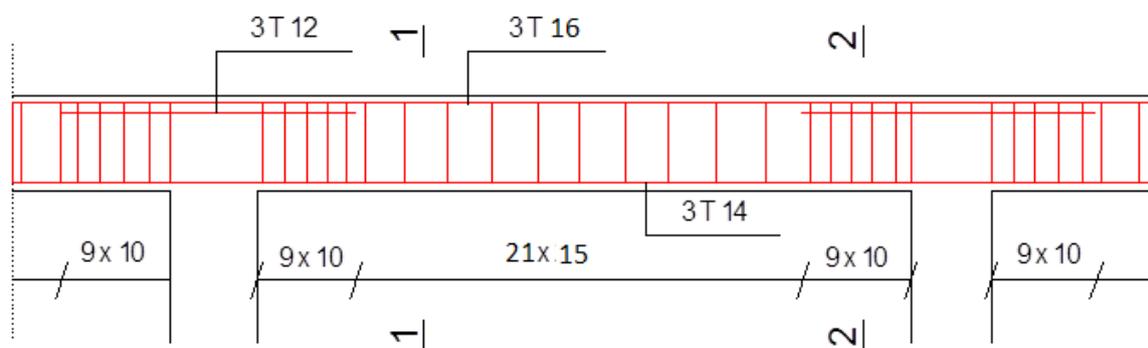
$$(2) \Rightarrow \frac{45}{535} = 0,084 > \frac{17,89}{10 \times 60,28} = 0,029$$

Vérifiée

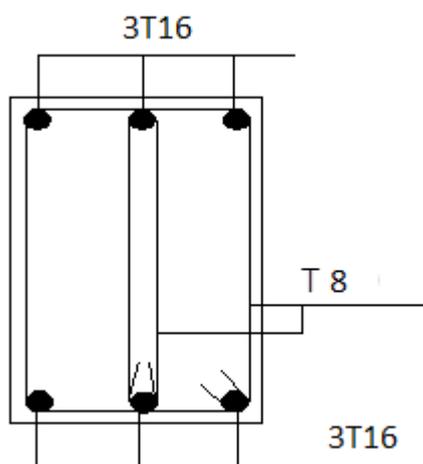
$$(3) \Rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{9,42 \times 10^{-4}}{0,4 \times 0,405} = 0,000058 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

Vérifiée

Dispositions constructives des poutres de chaînages :

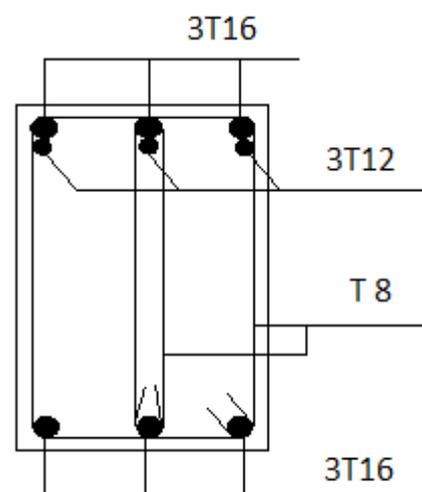


Coupe 1-1



En travée

Coupe 2-2



En appui

Fig. VIII.3 : Schéma de ferrailage des poutres de chaînage.

Chapitre IX

Etude de l'infrastructure

I-Introduction :

La fondation est un élément qui permet de transmettre au sol les charges ramenées par la superstructure. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation et les caractéristiques du béton utilisées. la contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 1,5 \text{ bars}$.

La profondeur d'ancrage : $D = 2,0 \text{ m}$.

II-Calcul des fondations:

II.1-Semelle sous poteau de section $(80*50) \text{ cm}^2$:

II.1.1- Détermination des sollicitations:

Pour le calcul on considère les deux états limites (ELU, ELS). Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes:

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E \quad (\text{RPA99 V2003 .Art.10.1.4.1})$$

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol q_u d'un coefficient de sécurité de 2.

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous:

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	$1,35(G+Q+N)$	$G+0,9(Q+N)$
N^{max} (kN)	296,75	407,25	300,22
M_y (kN.m)	109,63	5,95	4,43
M_z (kN.m)	36,46	30,75	22,12
V_y (kN)	13,19	13,47	9,85
V_z (kN)	40,53	2,52	1,88

Tab. IX.1 Les sollicitations à la base des poteaux $(80*50)$.

II.1.2-Pré dimensionnement de la semelle :

Les dimensionnements de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaire à la base $(a*b)$, donc les semelles sont rectangulaire $(A*B)$.

a et b : dimension du poteau considéré.

A et B : dimension de la semelle.

h : d + c ; avec c = 5 cm.

d : hauteur utile de la semelle est donnée par.

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL 91 - Ch 15.III - Art 1.2})$$

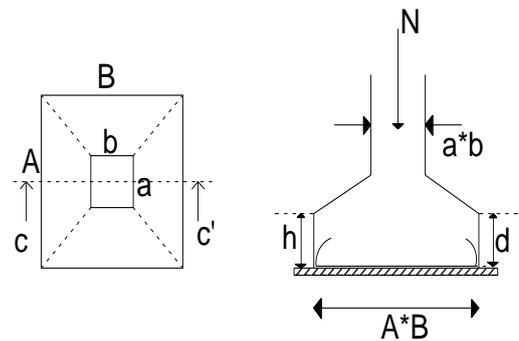


Fig. IX.1 : Dimension de la semelle.

Critère de non poinçonnement:

$\sigma_M < 2\sigma_{sol}$ Situation accidentelle

$\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$ Situation durable

σ_M : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$\sigma_{sol} = 1,5bars$

$a = 80cm$

$b = 50cm$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow B = \frac{5}{8}A$$

II.1.3- Dimensionnement de la semelle:

- **Situation accidentelle :** $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{A \times \frac{5}{8}A} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$-A^3 + 1,58A + 3,5 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{109,63}{296,75} = 0,369$$

$$\Rightarrow A = 1,85m$$

Soit **A= 1,85 m** et **B = 1,15 m**

- **Situation durable :** $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$-A^3 + 3,26A + 0,29 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{5,95}{407,25} = 0,015$$

$$A = 1,85m$$

$$\Rightarrow B = 1,15m$$

On choisit pour toutes les semelles des poteaux de section (80*50) cm² **A=1,85m** et **B=1,15m**

$$d = \max \left\{ \frac{B-b}{4}, \frac{A-a}{4} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \frac{1,15-0,5}{4} = 16,25cm, \frac{1,85-0,8}{4} = 26,25cm \right\}$$

$$\text{soit } d = 26,25cm$$

$$h = d + c = 26,25 + 5 = \mathbf{31,25 \text{ cm}}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2,0 - 0,3125 = \mathbf{1,7 \text{ m}}$$

- **Poids de la semelle:**

$$P = 1,85 \times 1,15 \times 0,3125 \times 25 = 16,62 \text{ kN}$$

- **Poids de l'amorce :**

$$P = 0,5 \times 0,8 \times 1,7 \times 25 = 17 \text{ Kn}$$

• **Poids des terres :**

$$P_{\text{terres}} = (1,85 \times 1,15 \times 2 \times 22) - (16,62 + 17) = 60 \text{ kN}$$

Poids total:

$$P = 16,62 + 17 + 60 = 93,62 \text{ kN}$$

Les moments à la base:

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Sollicitation	Situation	Situation durable	
	Accidentelle	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+N)	G+0,9(Q+N)
N^{max} (KN)	390,37	500,87	393,84
M_{by} (KN.m)	191,09	11,01	7,81
M_{bz} (KN.m)	62,97	57,82	41,91
V_y (KN)	13,19	13,47	9,85
V_z (KN)	40,53	2,52	1,88

Tab. IX.2 : Les sollicitations à la base de la semelle type 1

II.1.4- Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$\text{sens A} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$\text{sens B} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$2 \times \sigma_{\text{sol}} = 2 \times 150 = 300 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$1,33 \sigma_{\text{sol}} = 1,33 \times 150 = 199,5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de chargement		Sens	e_0 (m)	σ_{\max} (bar)	σ_{\min} (bar)	σ_{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens A	0,161	2,79<3	0.87	2.31>1,5
		Sens B	0,489	6,51>3	-2.84	4,17>1,5
Situation Durable	ELU	Sens A	0,115	3,23>1,995	1,47	2,79>1,5
		Sens B	0,022	2,62>1,995	2,08	2,48>1,5
	ELS	Sens A	0,106	2,48>1,995	1,21	2,16>1,5
		Sens B	0,0198	1,97<1,995	1,65	1,89>1,5

Tab. IX.3 : Vérification des contraintes dans le sol.

Les contraintes moyennes à la situation accidentelle, à l'ELU et à l'ELS dans les deux sens ne sont pas vérifiées donc on augmente la section de la semelle à **A= 3.0m et B = 1,9m**

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,9-0,5}{4} = 35cm \\ \frac{3-0,8}{4} = 55cm \end{array} \right.$$

soit $d = 55cm$

$$h = d + c = 55 + 5 = \mathbf{60cm}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2,0 - 0,6 = \mathbf{1,4m}$$

- **Poids de la semelle:**

$$P = 3 \times 1,9 \times 0,6 \times 25 = 85,5 \text{ kN}$$

- **Poids de l'amorce :**

$$P = 0,5 \times 0,8 \times 1,4 \times 25 = 14 \text{ kN}$$

- **Poids des terres :**

$$P_{\text{terres}} = (3 \times 1,9 \times 2 \times 22) - (85,5 + 14) = 151,3 \text{ kN}$$

Poids total:

$$P = 85,5 + 14 + 151,3 = \mathbf{250,8kN}$$

Les moments à la base:

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+N)	G+0,9(Q+N)
N^{\max} (KN)	547,55	658,05	551,02
M_{by} (KN.m)	190,69	10,95	8,19
M_{bZ} (KN.m)	62,84	57,69	41,82
V_y (KN)	13,19	13,47	9,85
V_Z (KN)	40,53	2,52	1,88

Tab. IX.4 : Les sollicitations à la base de la semelle type 1

-Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$sensa \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2.\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{cases}$$

$$sensB \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2.\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{cases}$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 150 = 300 \text{ kN/m}^2$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 150 = 199,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de chargement		Sens	e_0 (m)	σ_{\max} (bar)	σ_{\min} (bar)	σ_{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens A	0,114	1,39 < 3	0,74	1,22 < 1,5
		Sens B	0,348	2,01 < 3	-0,095	1,48 < 1,5
Situation Durable	ELU	Sens A	0,087	1,35 < 1,995	0,95	1,25 < 1,5
		Sens B	0,016	1,21 < 1,995	1,09	1,18 < 1,5
	ELS	Sens A	0,075	1,11 < 1,995	0,82	1,03 < 1,5
		Sens B	0,014	1,01 < 1,995	0,92	0,98 < 1,5

Tab. IX.5: Vérification des contraintes dans le sol.

II.1.5-Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5(2)) :

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{3,0}{4} = 0,75m \rightarrow \text{sensA} \\ \frac{B}{4} = \frac{1,9}{4} = 0,475m \rightarrow \text{sensB} \end{cases}$$

sens A : $e_0 = 0,114m < 0,75m$

sens B : $e_0 = 0,348m < 0,475m$

Donc la vérification au renversement est vérifiée.

II.1.6-Détermination des armatures de la semelle:

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{a}{6} \rightarrow \text{sensA} \\ e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sensB} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{A}{24} \\ e_0 < \frac{B}{24} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sensA}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sensB}$$

Si l'une des deux conditions est non vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sensB}$$

a)-situation accidentelle:**- Armatures parallèles à " B'":**

$$\begin{cases} e_0 = 0,348 < \frac{0,5}{6} = 0,083 \\ e_0 = 0,348 < \frac{1,9}{24} = 0,079 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,9 + 0,3 \times 0,5 - 9 \times 0,348) \left(\frac{\frac{1,9}{2} - 0,35 \times 0,5}{\frac{1,9}{2} - 0,348} \right)^2 \frac{547,55}{27}$$

$$M_1 = 155,21 \text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d$$

$$A_s = \frac{155,21 \times 10}{0,495 \times 348} = 9,01 \text{ cm}^2$$

$$A = 9,01 \text{ cm}^2$$

- Armatures parallèles à " A":

$$\begin{cases} e_0 = 0,114 < \frac{0,8}{6} = 0,133 \\ e_0 = 0,114 < \frac{3,0}{24} = 0,125 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens } A$$

$$N' = 547,55 \left(1 + \frac{3 \times 0,114}{3} \right) = 609,97 \text{ kN}$$

$$N' = 609,97 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{609,97 \times 10 \times (3 - 0,8)}{8 \times 0,55 \times 348} = 8,76 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8,76 \text{ cm}^2$$

b) Situation durable :**b-1) A l'E L U****- Armatures parallèles à " B " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,016 < \frac{0,5}{6} = 0,083 \\ e_0 = 0,016 < \frac{1,9}{24} = 0,079 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens } B$$

$$N' = 658,05 \left(1 + \frac{3 \times 0,016}{1,9} \right) = 674,67 \text{ kN}$$

$$N' = 674,67 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{674,67 \times 10 \times (1,9 - 0,5)}{8 \times 0,55 \times 348} = 5,92 \text{ cm}^2$$

$$A = 5,92 \text{ cm}^2$$

- Armatures parallèle à " A " :

$$\begin{cases} e_0 = 0,087 < \frac{0,8}{6} = 0,133 \\ e_0 = 0,087 < \frac{3}{24} = 0,125 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 658,05 \left(1 + \frac{3 \times 0,087}{3} \right) = 715,3 \text{ kN}$$

$$N' = 715,3 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{715,3 \times 10 \times (3 - 0,8)}{8 \times 0,55 \times 348} = 10,27 \text{ cm}^2$$

$$A = 10,27 \text{ cm}^2$$

b-2) A l'E L S

- **Armatures parallèles à " B " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,014 < \frac{0,5}{6} = 0,083 \\ e_0 = 0,016 < \frac{1,9}{24} = 0,079 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens } B$$

$$N' = 551,02 \left(1 + \frac{3 \times 0,014}{1,9} \right) = 563,2 \text{ kN}$$

$$N' = 563,2 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{563,2 \times 10 \times (1,9 - 0,5)}{8 \times 0,55 \times 348} = 5,15 \text{ cm}^2$$

$$A = 5,15 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèle à " A " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,075 < \frac{0,8}{6} = 0,133 \\ e_0 = 0,075 < \frac{3}{24} = 0,125 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 551,02 \left(1 + \frac{3 \times 0,075}{3} \right) = 592,34 \text{ kN}$$

$$N' = 592,34 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{592,34 \times 10 \times (3 - 0,8)}{8 \times 0,55 \times 348} = 8,51 \text{ cm}^2$$

$$A = 8,51 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité :

$$\text{Min } A_A^s = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 300 \times 60 = 21,73 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_A^s = 21,73 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B^s = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 190 \times 60 = 13,76$$

$$\text{Min } A_B^s = 13,76 \text{ cm}^2$$

d) Dispositions constructives:

Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > B/4$ sens B et $l_s > A/4$ sens A)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}}$$

l_s : longueur de scellement

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow HA$$

Suivant B :

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 49,38 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 47,5 \text{ cm}$$

Suivant A :

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 49,38 \text{ cm} < \frac{A}{4} = 75 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, mais peuvent ne pas comporter des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Armatures	Situation accidentelle	Situation durable		A _{min} (cm ²)	Nombre De barre	A _s (cm ²)	l _s (cm)	S _t (cm)
		ELU	ELS					
A _s (B)	9,01	5,92	5,15	13,76	10HA14	15,39	49,38	19
A _s (A)	8,76	10,27	8,51	21,73	15HA14	23,08	49,38	20

Tab. IX.6 : Les armatures des semelles type 1.

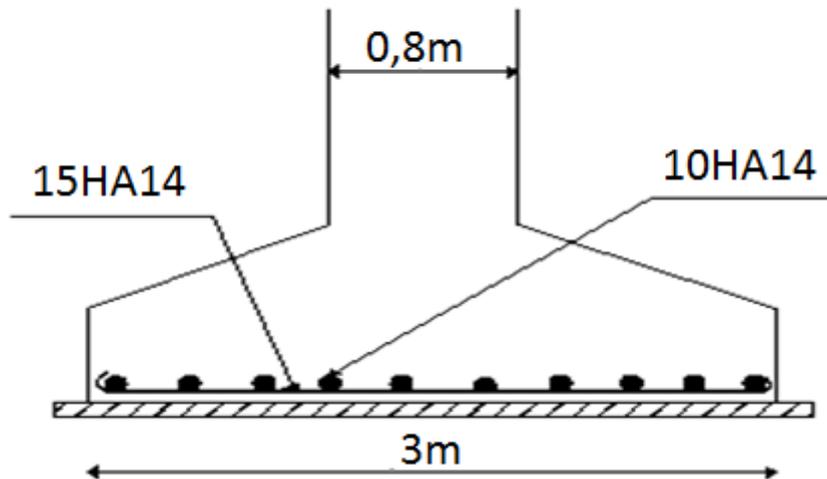


Fig. IX.2 : Schéma de ferrailage de la semelle type 1.

II.2-Semelle sous poteau de section (40*40) cm² :

II.2.1- Détermination des sollicitations:

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous:

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+N)	G+0,9(Q+N)
N^{\max} (kN)	206,53	264,19	195,41
M_y (kN.m)	8,2	9,78	7,19
M_z (kN.m)	50,65	11,96	8,71
V_y (kN)	14,6	4,75	3,49
V_z (kN)	3,74	4,85	3,57

Tab. IX.7 Les sollicitations à la base des poteaux (40*40).

II.2.2-Pré dimensionnement de la semelle :

Les dimensionnements de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont carrés à la base (a*b), donc les semelles sont carré (A*B).

a et b : dimension du poteau considéré.

A et B : dimension de la semelle.

h : d + c ; avec c = 5 cm.

d : hauteur utile de la semelle est donnée par.

$$d = \max \left\{ \frac{B-b}{4} \right. \quad (\text{BAEL 91 - Ch 15.III - Art 1.2})$$

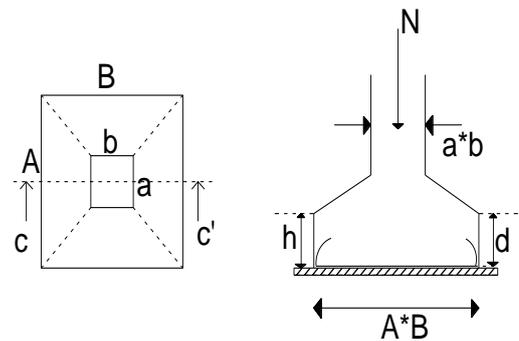


Fig. IX.3 : Dimension de la semelle.

Critère de non poinçonnement:

$$\sigma_M < 2\sigma_{sol} \quad \text{Situation accidentelle}$$

$$\sigma_M < 1,33\sigma_{sol} \quad \text{Situation durable}$$

σ_M : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars}$$

$$a = 40 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow B = A$$

II.2.3- Dimensionnement de la semelle:

- **Situation accidentelle :** $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{A^2} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$-A^3 + 0,688A + 0,16 \leq 0 \quad \text{avec} \quad e_0 = \frac{8,2}{206,53} = 0,039$$

$$\Rightarrow A = 0,95m$$

Soit **A=B= 0,95 m**

-Situation durable : $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A^2} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$-A^3 + 3,26A + 0,29 \leq 0 \quad \text{avec} \quad e_0 = \frac{9,78}{264,19} = 0,037$$

$$A = 1,25m$$

$$\Rightarrow A = B = 1,25m$$

On choisit pour toutes les semelles des poteaux de section (40*40) cm² **A=B=1,25m.**

$$d = \max \left\{ \frac{B-b}{4} \Rightarrow d = \max \left\{ \frac{1,25-0,4}{4} = 21,25cm \right. \right.$$

$$\text{soit } d = 21,25cm$$

$$h = d + c = 21,25 + 5 = \mathbf{26,25 \text{ cm}}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2,0 - 0,2625 = \mathbf{1,74 \text{ m}}$$

- **Poids de la semelle:**

$$P = 1,25 \times 1,25 \times 0,2625 \times 25 = 10,25kN$$

- **Poids de l'amorce :**

$$P = 0,4 \times 0,4 \times 1,74 \times 25 = 6,96kN$$

- **Poids des terres :**

$$P_{\text{terres}} = (1,25 \times 1,25 \times 2 \times 22) - (10,25 + 6,96) = 51,54kN$$

Poids total:

$$P = 10,25 + 6,96 + 51,54 = \mathbf{68,75Kn}$$

Les moments à la base:

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+N)	G+0,9(Q+N)
N^{\max} (KN)	275,28	332,94	264,16
M_{by} (KN.m)	15,68	19,48	14,33
M_{bZ} (KN.m)	79,85	21,46	15,69
V_y (KN)	14,6	4,75	3,49
V_Z (KN)	3,74	4,85	3,57

Tab. IX.8 : Les sollicitations à la base de la semelle type 2

II.2.4- Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$\text{sensA} \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{A^2} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2.\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A^2} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_Z}{N} \end{cases}$$

$$\text{sensB} \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2.\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{cases}$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 150 = 300 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 150 = 199,5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de chargement		Sens	e_0 (m)	σ_{\max} (bar)	σ_{\min} (bar)	σ_{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens A	0,29	4,21 > 3	-0.67	2.99 > 1,5
		Sens B	0,059	2,26 > 3	1.26	2,01 > 1,5
Situation Durable	ELU	Sens A	0,064	2,78 > 1,995	1,47	2,47 > 1,5
		Sens B	0,058	2,72 > 1,995	1,53	2,48 > 1,5
	ELS	Sens A	0,059	2,16 > 1,995	1,21	2,42 > 1,5
		Sens B	0,054	2,12 > 1,995	1,25	1,9 > 1,5

Tab. IX.9 : Vérification des contraintes dans le sol.

Les contraintes moyennes à la situation accidentelle, à l'ELU et à l'ELS dans les deux sens ne sont pas vérifiées donc on augmente la section de la semelle à **A= B=1.8m**.

$$d = \max \left\{ \frac{B-b}{4} \Rightarrow d = \max \left\{ \frac{1,8-0,4}{4} = 35\text{cm} \right. \right.$$

soit $d = 35\text{cm}$

$$h = d + c = 35 + 5 = \mathbf{40\text{cm}}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2,0 - 0,4 = \mathbf{1,6\text{m}}$$

- **Poids de la semelle:**

$$P = 1,8 \times 1,8 \times 0,4 \times 25 = 32,4\text{kN}$$

- **Poids de l'amorce :**

$$P = 0,4 \times 0,4 \times 1,6 \times 25 = 6,4\text{kN}$$

- **Poids des terres :**

$$P_{\text{terres}} = (1,8 \times 1,8 \times 22) - (32,4 + 6,4) = 103,76\text{kN}$$

Poids total:

$$P = 32,4 + 6,4 + 103,76 = \mathbf{142,56\text{kN}}$$

Les moments à la base:

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+N)	G+0,9(Q+N)
N^{max} (KN)	349,09	407,75	337,97
M_{by} (KN.m)	15,68	19,48	14,33
M_{bz} (KN.m)	79,85	21,46	15,69
V_y (KN)	14,6	4,75	3,49
V_z (KN)	3,74	4,85	3,57

Tab. IX.10 : Les sollicitations à la base de la semelle type 2

-Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$sensA \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2.\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$sensB \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2.\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 150 = 300 \text{ kN/m}^2$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 150 = 199,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de chargement		Sens	e ₀ (m)	σ _{max} (bar)	σ _{min} (bar)	σ _{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens A	0,228	1,89 < 3	0,26	1,48 < 1,5
		Sens B	0,045	1,23 < 3	0,91	1,15 < 1,5
Situation Durable	ELU	Sens A	0,052	1,47 < 1,995	1,04	1,36 < 1,5
		Sens B	0,047	1,45 < 1,995	1,06	1,35 < 1,5
	ELS	Sens A	0,046	1,20 < 1,995	0,88	1,12 < 1,5
		Sens B	0,042	1,19 < 1,995	0,89	1,11 < 1,5

Tab. IX.11: Vérification des contraintes dans le sol.

II.2.5-Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5) :

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{1,8}{4} = 0,45 \text{ m} \rightarrow \text{sensA} \\ \frac{B}{4} = \frac{1,8}{4} = 0,45 \text{ m} \rightarrow \text{sensB} \end{cases}$$

sens A : $e_0 = 0,228\text{m} < 0,45\text{m}$

sens B : $e_0 = 0,045\text{m} < 0,45\text{m}$

Donc la vérification au renversement est vérifiée

II.2.6-Détermination des armatures de la semelle:

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{a}{6} \rightarrow \text{sens A} \\ e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sens B} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{A}{24} \\ e_0 < \frac{B}{24} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens A}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens B}$$

Si l'une des deux conditions est non vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens B}$$

a)-situation accidentelle:

- Armatures parallèles à " A ":

$$\begin{cases} e_0 = 0,228 > \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,228 > \frac{1,8}{24} = 0,075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,8 + 0,3 \times 0,4 - 9 \times 0,228) \left(\frac{\frac{1,8}{2} - 0,35 \times 0,4}{\frac{1,8}{2} - 0,228} \right)^2 \frac{349,09}{27}$$

$$M_1 = 87,1 \text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d$$

$$A_s = \frac{87,12 \times 10}{0,315 \times 348} = 7,94 \text{ cm}^2$$

$$A = 7,94 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles à " B " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,045 < \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,045 < \frac{1,8}{24} = 0,075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de N'}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens B}$$

$$N' = 349,09 \left(1 + \frac{3 \times 0,045}{1,8} \right) = 375,27 \text{ kN}$$

$$N' = 375,27 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{375,27 \times 10 \times (1,8 - 0,4)}{8 \times 0,35 \times 348} = 5,39 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,39 \text{ cm}^2$$

b) Situation durable :

b-1) A l' E L U

- **Armatures parallèles à " A " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,052 < \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,052 < \frac{1,8}{24} = 0,075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de N'}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens A}$$

$$N' = 407,75 \left(1 + \frac{3 \times 0,052}{1,8} \right) = 443,09 \text{ kN}$$

$$N' = 443,09 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{443,09 \times 10 \times (1,8 - 0,4)}{8 \times 0,35 \times 348} = 6,36 \text{ cm}^2$$

$$A = 6,36 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèle à " B " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,047 < \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,047 < \frac{1,8}{24} = 0,075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de N'}$$

$$N' = 407,75 \left(1 + \frac{3 \times 0,047}{1,8} \right) = 439,69 \text{ kN}$$

$$N' = 439,69 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{439,69 \times 10 \times (1,8 - 0,4)}{8 \times 0,35 \times 348} = 6,31 \text{ cm}^2$$

$$A = 6,31 \text{ cm}^2$$

b-2) A l' E L S

- **Armatures parallèles à " A " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,046 < \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,046 < \frac{1,8}{24} = 0,075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de N'}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens A}$$

$$N' = 337,97 \left(1 + \frac{3 \times 0,046}{1,8} \right) = 363,88 kN$$

$$N' = 363,88 kN$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{363,88 \times 10 \times (1,8 - 0,4)}{8 \times 0,35 \times 348} = 5,23 cm^2$$

$$A = 5,23 cm^2$$

- **Armatures parallèle à " B'' :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,042 < \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,042 < \frac{1,8}{24} = 0,075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 337,97 \left(1 + \frac{3 \times 0,042}{1,8} \right) = 361,63 kN$$

$$N' = 361,63 kN$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{361,63 \times 10 \times (1,8 - 0,4)}{8 \times 0,35 \times 348} = 5,19 cm^2$$

$$A = 5,19 cm^2$$

c) Condition de non fragilité :

$$\text{Min } A^s = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 180 \times 40 = 8,69 cm^2$$

$$\text{Min } A^s = 8,69 cm^2$$

d) Dispositions constructives:

Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > B/4$ sens B et $l_s > A/4$ sens A)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}}$$

l_s : longueur de scellement

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow HA$$

Suivant A ou B :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,33 \text{ cm} < \frac{B}{4} = 45 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, mais peuvent ne pas comporter des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Armatures	Situation accidentelle	Situation durable		A _{min} (cm ²)	Nombre De barre	A _s (cm ²)	l _s (cm)	S _t (cm)
		ELU	ELS					
A _s (A)	7,94	6,36	5,23	8,69	8HA12	9,04	42,33	22,5
A _s (B)	5,39	6,31	5,19	8,69	8HA12	9,04	42,33	22,5

Tab. IX.12 : Les armatures des semelles type 2.

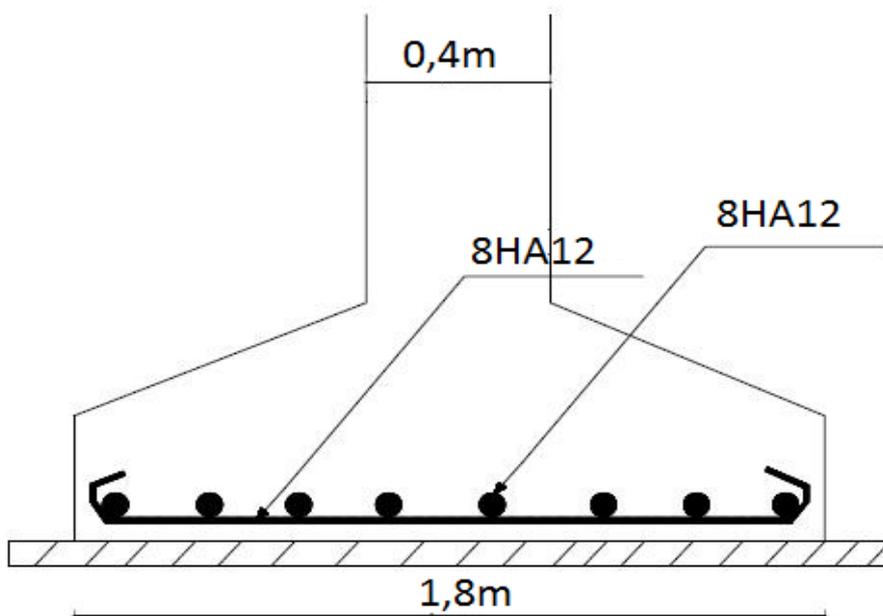


Fig. IX.4: Schéma de ferrailage de la semelle type 2.

III-Calcul des longrines :**III.1-Introduction :**

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

III.2- Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S₂ et S₃

30 cm x 30 cm : site de catégorie S₄

Pour notre cas on optera pour des longrines de section :(40x45) cm²

III.3- Ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction qui est égale à :

$$N_t = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20KN \quad (\text{RPA99 V2003.Art.10.1.1.b})$$

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

N_u^{\max} : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$\alpha = 15 \text{ (zone IIa, site S}_2\text{)}$$

$$ELU \rightarrow N_t = \left(\frac{407,25}{15} \right) = 27,15kN$$

$$ELS \rightarrow N_t = \left(\frac{300,22}{15} \right) = 20,01kN$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$ELU \rightarrow A_s = \frac{27,15 \times 10^3}{348} = 0,78cm^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \frac{20,01 \times 10^3}{201} = 0,99cm^2$$

$$A_{\min} = 0,6\% B = 0,6 \times 10^{-2} \times 40 \times 45$$

$$A_{\min} = 10,8cm^2$$

Donc on ferraille avec A_{\min}

Soit **6HA16**, avec $A_s = 12,05 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{40 \times 45 \times 2,1}{400} = 9,45$$

$$9,45 \text{ cm}^2 < 12,05 \text{ cm}^2 \quad \text{est vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche**

$$q_s = \frac{300,22}{5,35} = 56,11 \text{ kN/ml}$$

La plus grande portée est : $l = 5,35 \text{ m}$

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{535}{200} = 2,67 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{40 \times 45^3}{12} = 303750 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 56,11 \times (535)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 303750} = 0,938 < 2,67 \quad \text{Vérifiée}$$

- **Armatures transversales :**

Soit des cadres de diamètre 8 dont l'espacement est inférieur à : $\min(20 \text{ cm}, 15\Phi)$

$$S_t < (20 \text{ cm}, 15 \times 0,8) = 12 \text{ cm}$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10 cm en zone nodale.

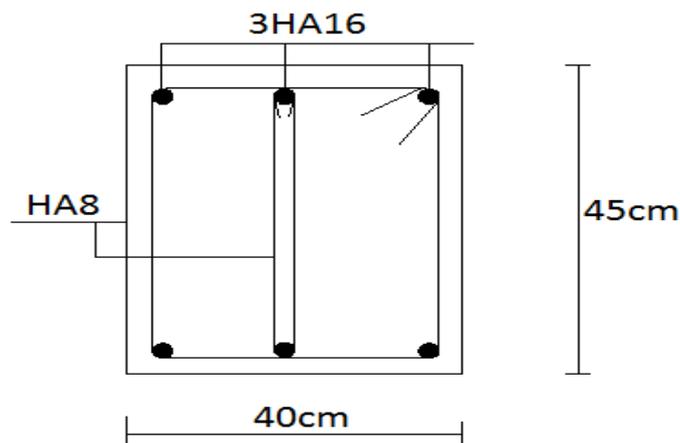


Fig. IX.5 : Schéma de ferrailage des longrines.

Remarque : concernant l'intérieur de la salle, on l'absence des poteaux intermédiaires, on a des longrines de portées très importantes, donc on doit disposer des plots.

Chapitre X

Vérification de la stabilité d'ensemble

I-Introduction:

Après la vérification des éléments pré dimensionné de la structure à la résistance, et la stabilité, on doit vérifier la stabilité d'ensemble sous le vent et le séisme.

La stabilité de la structure est assurée si :

\sum Moments résistants (stabilisateurs) $\geq \sum$ moments renversants.

$$\sum M_{st} \geq \sum M_R$$

II-Détermination des moments renversants (M_R)**II.1 Cas de vent :**

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale (F_H)
- Une composante verticale (F_V)

a) Vent sur façade principale et secondaire avec dépression intérieur ($C_{pi}=-0,15$)

zone	q_j (N/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	606.857	619,94	376,21	0	0	22,3	6,95
E	95.819	619,94	59,4	0	43,55	22,3	6,95
F	169.340	490,93	0	83,13	7,25	22,3	11,18
G	440.285	981,88	0	432,3	21,76	22,3	13,9
H	237.076	490,93	0	116,38	36,26	22,3	11,18
F_r (toi)	-	-	14.43	0	21,77	22,3	13,9
F_r (par)	-	-	3.33	0	0	22,3	6,95
			$F_H=453,37$		6,39	22,3	7,17
			-	$F_V=631,81$	22,52	22,3	13,04

Tab. X.1: Vent sur la façade principale et secondaire $C_{pi}=-0,15$

Calcul de M_R :

$$M_R /_{xx} = F_V \times Y = 14089,36 \text{ kN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_V \times X + F_H \times Z = 10977,69 \text{ kN.m}$$

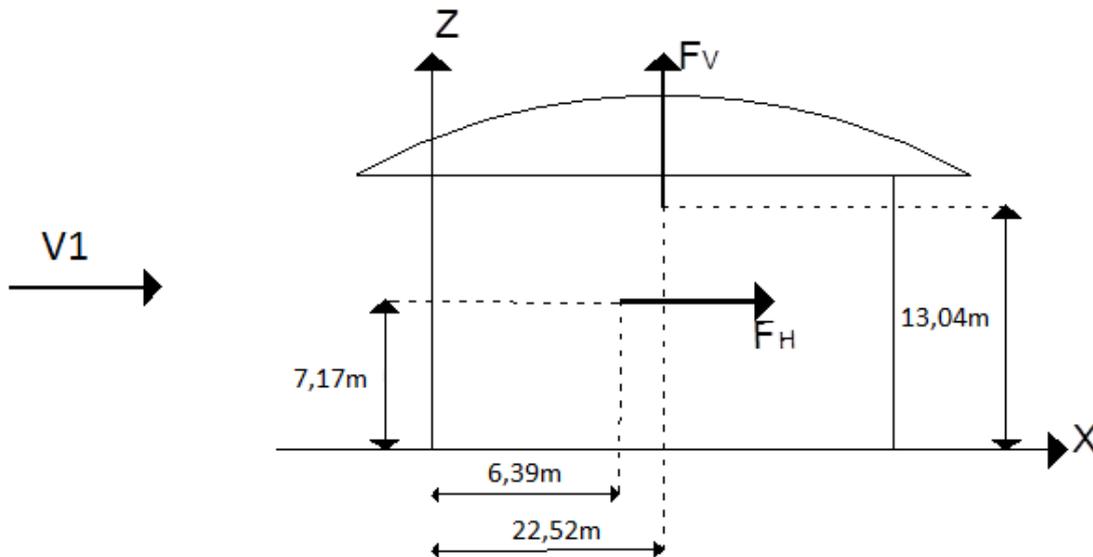


Fig. X.1 : Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale et secondaire avec dépression intérieure.

b) Vent sur façade principale et secondaire avec surpression intérieur (Cpi=0,8)

zone	q _j (N/m ²)	S (m ²)	F _H (KN)	F _V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	619,94	0	0	0	22,3	6,95
E	702.677	619,94	435,61	0	43,55	22,3	6,95
F	474.153	490,93	0	232,77	7,25	22,3	11,18
G	1083.78	981,88	0	1064,14	21,76	22,3	13,9
H	880.57	490,93	0	432,29	36,26	22,3	11,18
F _r (toi)	-	-	14.43	0	21,77	22,3	13,9
F _r (par)	-	-	3.33	0	0	22,3	6,95
			F _H =453,37		42,53	22,3	7,17
			-	F _V =1729,2	23,43	22,3	12,85

Tab. X.2: Vent sur la façade principale et secondaire Cpi=0,8

Calcul de M_R :

$$M_{R/xx} = F_V \times Y = 38561,16 \text{ kN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_V \times X + F_H \times Z = 37264,49 \text{ kN.m}$$

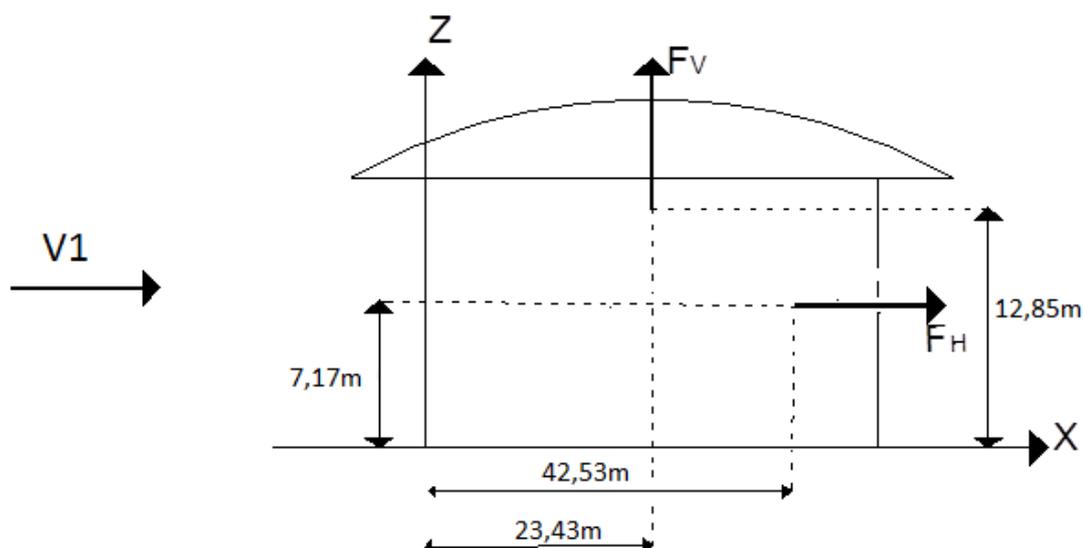


Fig. X.2 : Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale et secondaire avec surpression intérieure

c) Vent sur la façade latérale gauche et droite avec dépression intérieur ($C_{pi} = -0,3$)

zone	q_j (N/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	702.677	605,34	425,35	0	0	21,77	6,95
E	0	605,34	0	0	44,6	21,77	6,95
F	806.061	19,32	0	15,57	1,39	3,47	11
G	833.155	82,42	0	68,66	1,39	21,77	13,9
F	806.061	19,32	0	15,57	1,39	40,07	11
H	243.85	484,27	0	118,09	8,34	21,77	13,9
I	135.472	1336,98	0	181,12	29,25	21,77	13,9
F_r (toi)	-	-	59.11	0	22,3	21,77	13,9
F_r (par)	-	-	3,41	0	0	21,77	6,95
			$F_H=487,87$	-	2,7	21,77	7,79
			-	$F_V=399,01$	16,09	21,77	13,67

Tab. X.3: Vent sur la façade latérale gauche et droite ($C_{pi} = -0,3$)

Calcul de M_R :

$$M_{R/xx} = F_V \times Y = 8686,44 \text{ kN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_V \times X + F_H \times Z = 2619,56 \text{ kN.m}$$

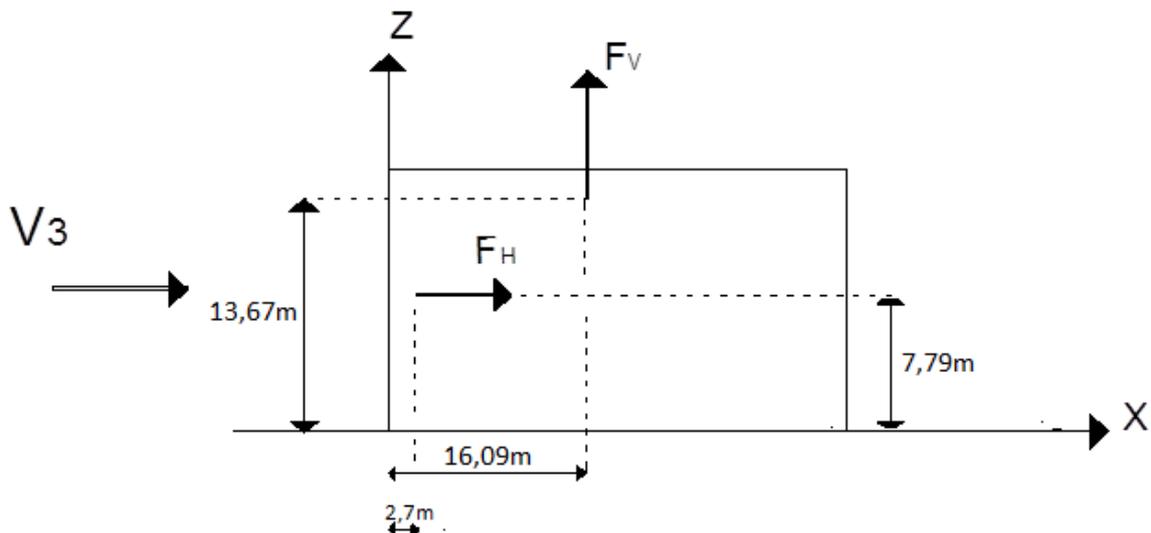


Fig. X. 3 : Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade latérale gauche et droite avec dépression intérieure

d) Vent sur la façade latérale gauche et droite avec surpression intérieur ($C_{pi}=0,8$)

zone	q_j (N/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	605,34	0	0	0	21,77	6,95
E	702.677	605,34	425,35	0	44,6	21,77	6,95
F	1551.16	19,32	0	29,96	1,39	3,47	11
G	1578.254	82,42	0	130,07	1,39	21,77	13,9
F	1551.16	19,32	0	29,96	1,39	40,07	11
H	988.949	484,27	0	478,91	8,34	21,77	13,9
I	880.571	1336,98	0	1177,3	29,25	21,77	13,9
F_r (toi)	-	-	59.11	0	22,3	21,77	13,9
F_r (par)	-	-	3,41	0	0	21,77	6,95
			$F_H=487,87$	-	41,58	21,77	7,79
			-	$F_V=1846,2$	20,95	21,77	13,8

Tab. X.4: Vent sur la façade latérale gauche et droite ($C_{pi}=0,8$)

Calcul de M_R :

$$M_{R/xx} = F_v \times Y = 40191,77 \text{ kN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_v \times X + F_H \times Z = 34877,38 \text{ kN.m}$$

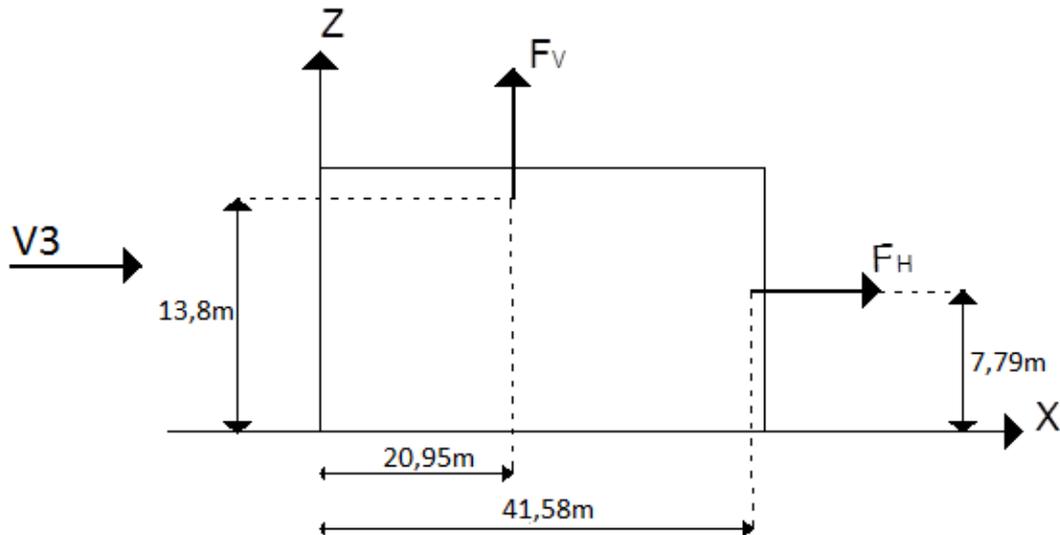


Fig. X. 4 : Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade latérale gauche et droite avec surpression intérieure

II.2-Cas de séisme

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé au niveau de contact sol –fondation.

a) Réaction à la base :

Le mode	Réaction					
	F_x (KN)	F_v (KN)	F_z (KN)	M_{xx} (KN.m)	M_{yy} (KN.m)	M_{zz} (KN.m)
CQC	1215,23	1152,37	82,71	10166,86	11823,53	26798,16

Tab. X.5 : Réaction à la base due aux effets sismiques.

CQC : combinaison quadratique complète.

$$M_{R/xx} = M_{xx} + F_z \times Y_G = 12011,29 \text{ kN.m}$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} + F_z \times X_G = 13624,12 \text{ kN.m}$$

b) Calcul des moments résistant (stabilisateurs) :

- Poids de la structure :

$$P_T = 20106,71 \text{ kN}$$

1) Moments stabilisateurs :

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

$$- M_{st/XX} = 20106,71 \times 22,3 = 448379,63 \text{ kN.m}$$

$$- M_{st/YY} = 20106,71 \times 21,77 = 437723,07 \text{ kN.m}$$

III-Vérification au renversement de la structure :

		C _{pi}	M _R (kN.m)		M _{St} (kN.m)		M _{St} /M _R	
			/xx	/yy	/xx	/yy	/xx	/yy
Cas du vent	Vent sur la façade principale et secondaire (V ₁ , V ₂)	-0,15	14089,36	10977,69	448379,63	437723,07	31,82	39,87
		0,8	38561,16	37264,49			11,62	11,74
	Vent sur la façade latérale gauche et droite (V ₃ , V ₄)	-0,3	8686,44	2619,56			51,61	167,09
		0,8	40191,77	34877,38			11,15	12,55
Cas du séisme			12011,29	13624,12	0,8.M _{st}	0,8.M _{st}	29,86	25,7
					358703,7	350178,45		

Tab. X.6 : Vérification au renversement de la structure.

$$\frac{M_{st}}{M_R} > 2 \quad \text{Donc le renversement est vérifié}$$

Tous les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux double des moments renversants, donc il n'y'a pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

*Conclusion
générale*

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase très importante dans le cycle de formation de l'ingénieur, et c'est la meilleure occasion pour les étudiants de mettre en évidence leurs connaissances théoriques acquises durant plusieurs années, et de développer l'esprit de la recherche.

Notre projet a pour but de dimensionner une salle omnisport avec une hauteur assez importante dont l'objectif qu'elle soit constructible, stable et même rigide.

L'étude de ce projet nous a permis d'améliorer nos connaissances de conception, et de dimensionnement, et grâce à ce travail nous avons appris à appliquer les différents règlements, telle que le RPA99version(2003), L'EUROCCODE3, et les différents DTR ainsi l'utilisation des logiciels de calcul comme le ROBOT Millénium, le SAP, et l'AUTOCAD pour le dessin.

Au cours de cette étude nous sommes parvenus à un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaire soit ils, ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement de la structure proche du réel.
- Les actions les plus extrêmes à prendre au sérieux sont celle du vent qui est le cas le plus défavorable sur la toiture tandis que les éléments de l'ossature sont sollicités par les actions du séisme.
- Le système de contreventement de la structure est celui de la poutre auvent en pignon, long pan et le contreventement en ciseaux sous la présence des poutres de chaînages autour de l'ossature.
- Vu sa bonne rigidité et son poids léger, l'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées.

Enfin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus pour notre département et servira pour les promotions à venir.

Annexes

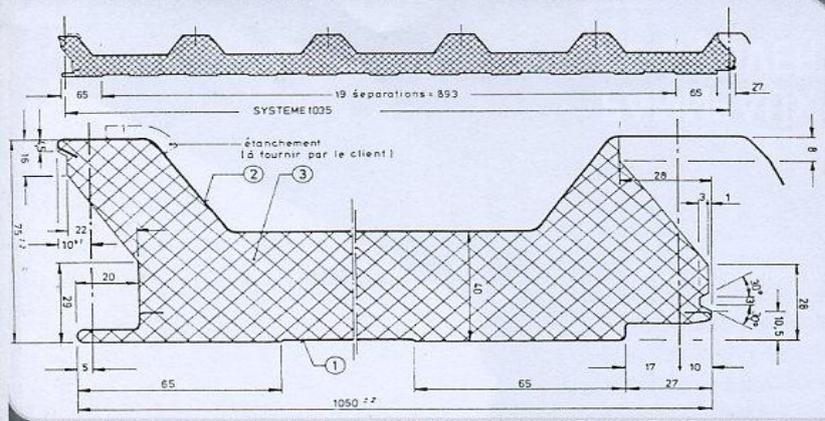
Annexe 1 : Tableau des armatures en (cm²)

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexe 2 : Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Annexe 4 : Caractéristiques géométriques et techniques du panneau sandwich



- 1 Tôle de recouvrement, lissée, épaisseur 0.55 mm ou 0.40 mm.
- 2 Tôle de recouvrement profilé trapézoïdal 35/207, épaisseur 0.75 mm ou 0.60 mm.
- 3 Mousse dure PUR sans CFC.

Caractéristiques Géométriques & Techniques

BATICOMPOS
Filiale du Groupe CÉVITAL

Siège social & Usine :
BP 75 Beni-Mançour 06 261
W. de Bejaia

Tél. : +213 34 34 01 73
+213 34 34 01 74
+213 34 34 01 76
+213 34 34 01 77

Fax : +213 34 34 01 69

E-mail :
baticompos_ups@baticompos.com.dz
ups_bmr@yahoo.fr
www.baticompos.com.dz

Bureau d'Alger :
Cité Communale "Groupe 2"
N° 3, 1^{er} étage
Dar El-Beida - ALGER
Mob. : 0770 32 16 93

Type	Longueur Maxi.	Largeur Standard	Épaisseur	Poids	Résistance à la Conductibilité	Coefficient de Transmission Thermique	Distance entre traverses maxi. en mm		
							n° Supports de Travée	1	2
	m	mm	mm	Kg/m ²	m ² K/W	W/m ² .K			
<i>Surface Prélaquée</i>									
TL 75 P	12	1035	75	14.20	2.32	0.40	*	*	*
<i>Surface Mixte</i>									
TL 75 M ₁ , M ₂	12	1035	75	15.21	2.32	0.40	*	*	*
<i>Surface Galvanisée</i>									
TL 75 G	12	1035	75	17.90	2.32	0.40	*	*	*

*Selon les Calculs Statiques



Annexe 3 : Caractéristiques des profils

	G	h	b	t _w	t _f	r	A	h _j	d	p _{min}	p _{max}	AL	AG
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm	mm	mm	mm	m ² /m	m ² /t
							x10 ²						
IPE 80 A*/ www.geniecivil.org (hichem)	5,0	78	46	3,3	4,2	5	6,38	69,6	59,6	-	-	0,325	64,90
	6,0	80	46	3,8	5,2	5	7,64	69,6	59,6	-	-	0,328	54,64
IPE A 100*/*	6,9	98	55	3,6	4,7	7	8,78	88,6	74,6	####	-	0,397	57,57
IPE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,3	88,6	74,6	-	-	0,400	49,33
IPE A 120*	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7	11,0	107,4	93,4	-	-	0,472	54,47
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,2	107,4	93,4	-	-	0,475	45,82
IPE A 140*	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7	13,4	126,2	112,2	-	-	0,547	52,05
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,4	126,2	112,2	-	-	0,551	42,70
IPE A 160*	12,7	157	82	4	5,9	9	16,2	145,2	127,2	-	-	0,619	48,70
IPE 160	15,8	160	82	5	7,4	9	20,1	145,2	127,2	-	-	0,623	39,47
IPE A 180*	15,4	177	91	4,3	6,5	9	19,6	164	146	48	48	0,694	45,15
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8	9	23,9	164	146	48	48	0,698	37,13
IPE O 180+	21,3	182	92	6	9	9	27,1	164	146	50	50	0,705	33,12
IPE A 200*	18,4	197	100	4,5	7	12	23,5	183	159	54	58	0,764	41,49
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,5	183	159	54	58	0,768	34,36
IPE O 200+	25,1	202	102	6,2	9,5	12	32,0	183	159	56	60	0,779	31,05
IPE A 220*	22,2	217	110	5	7,7	12	28,3	201,6	177,6	60	62	0,843	38,02
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	33,4	201,6	177,6	60	62	0,848	32,36
IPE O 220+	29,4	222	112	6,6	10,2	12	37,4	201,6	177,6	58	66	0,858	29,24
IPE A 240*	26,2	237	120	5,2	8,3	15	33,3	220,4	190,4	64	68	0,918	35,10
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	39,1	220,4	190,4	66	68	0,922	30,02
IPE O 240+	34,3	242	122	7	10,8	15	43,7	220,4	190,4	66	70	0,932	27,17
IPE A 270*	30,7	267	135	5,5	8,7	15	39,2	249,6	219,6	70	72	1,037	33,75
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15	45,9	249,6	219,6	72	72	1,041	28,86
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15	53,8	249,6	219,6	72	72	1,051	24,88
IPE A 300*	36,5	297	150	6,1	9,2	15	46,5	278,6	248,6	72	86	1,156	31,65
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15	53,8	278,6	248,6	72	86	1,160	27,46
IPE O 300+	49,3	304	152	8	12,7	15	62,8	278,6	248,6	74	88	1,174	23,81
IPE A 330*	43,0	327	160	6,5	10	18	54,7	307	271	78	96	1,250	29,09
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18	62,6	307	271	78	96	1,254	25,52
IPE O 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18	72,6	307	271	80	98	1,268	22,24
IPE A 360*	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18	64,0	334,6	298,6	86	88	1,351	26,91
IPE 360	57,1	360	170	8	12,7	18	72,7	334,6	298,6	88	88	1,353	23,70
IPE O 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18	84,1	334,6	298,6	90	90	1,367	20,69
IPE A 400*	57,4	397	180	7	12	21	73,1	373	331	94	98	1,464	25,51
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21	84,5	373	331	96	98	1,467	22,12
IPE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21	96,4	373	331	96	100	1,481	19,57
IPE A 450*	67,2	447	190	7,6	13,1	21	85,6	420,8	378,8	100	102	1,603	23,87
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21	98,8	420,8	378,8	100	102	1,605	20,69
IPE O 450+	92,4	456	192	11	17,6	21	118	420,8	378,8	102	104	1,622	17,56
IPE A 500*	79,4	497	200	8,4	14,5	21	101	468	426	100	112	1,741	21,94
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16	21	116	468	426	102	112	1,744	19,23
IPE O 500+	107	506	202	12	19	21	137	468	426	104	114	1,760	16,40
IPE A 550*	92,1	547	210	9	15,7	24	117	515,6	467,6	106	122	1,875	20,36
IPE 550	106	550	210	11,1	17,2	24	134	515,6	467,6	110	122	1,877	17,78
IPE O 550+	123	556	212	12,7	20,2	24	156	515,6	467,6	110	122	1,893	15,45

	G	I _y	W _{el.y}	W _{pl.y} ♦	i _y	A _{vz}	I _z	W _{el.z}	W _{pl.z} ♦	i _z	s _s	I _t	I _w
	kg/m	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm ²	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm	mm ⁴	mm ⁶
		x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10	x10 ²	x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10		x10 ⁴	x10 ⁹
IPE 80 A	5,0	64,38	16,51	18,98	3,18	3,07	6,85	2,98	4,69	1,04	17,60	0,42	0,09
IPE 80	6,0	80,14	20,03	23,22	3,24	3,58	8,49	3,69	5,82	1,05	20,10	0,70	0,12
IPE A 100	6,9	141,2	28,81	32,98	4,01	4,44	13,12	4,77	7,54	1,22	21,20	0,77	0,28
IPE 100	8,1	171,0	34,20	39,41	4,07	5,08	15,92	5,79	9,15	1,24	23,70	1,20	0,35
IPE A 120	8,7	257,4	43,77	49,87	4,83	5,41	22,39	7,00	10,98	1,42	22,20	1,04	0,71
IPE 120	10,4	317,8	52,96	60,73	4,90	6,31	27,67	8,65	13,58	1,45	25,20	1,74	0,89
IPE A 140	10,5	434,9	63,30	71,60	5,70	6,21	36,42	9,98	15,52	1,65	23,20	1,36	1,58
IPE 140	12,9	541,2	77,32	88,34	5,74	7,64	44,92	12,31	19,25	1,65	26,70	2,45	1,98
IPE A 160	12,7	689,3	87,81	99,09	6,53	7,80	54,43	13,27	20,70	1,83	26,34	1,96	3,09
IPE 160	15,8	869,3	108,7	123,9	6,58	9,66	68,31	16,66	26,10	1,84	30,34	3,60	3,96
IPE A 180	15,4	1063	120,1	135,3	7,37	9,20	81,89	18,00	27,96	2,05	27,84	2,70	5,93
IPE 180	18,8	1317	146,3	166,4	7,42	11,25	100,9	22,16	34,60	2,05	31,84	4,79	7,43
IPE O 180	21,3	1505	165,4	189,1	7,45	12,70	117,3	25,50	39,91	2,08	34,54	6,76	8,74
IPE A 200	18,4	1591	161,6	181,7	8,23	11,47	117,2	23,43	36,54	2,23	32,56	4,11	10,53
IPE 200	22,4	1943	194,3	220,6	8,26	14,00	142,4	28,47	44,61	2,24	36,66	6,98	12,99
IPE O 200	25,1	2211	218,9	249,4	8,32	15,45	168,9	33,11	51,89	2,30	39,26	9,45	15,57
IPE A 220	22,2	2317	213,5	240,2	9,05	13,55	171,4	31,17	48,49	2,46	34,46	5,69	18,71
IPE 220	26,2	2772	252,0	285,4	9,11	15,88	204,9	37,25	58,11	2,48	38,36	9,07	22,67
IPE O 220	29,4	3134	282,3	321,1	9,16	17,66	239,8	42,83	66,91	2,53	41,06	12,27	26,79
IPE A 240	26,2	3290	277,7	311,6	9,94	16,31	240,1	40,02	62,40	2,68	39,37	8,35	31,26
IPE 240	30,7	3892	324,3	366,6	9,97	19,14	283,6	47,27	73,92	2,69	43,37	12,88	37,39
IPE O 240	34,3	4369	361,1	410,3	10,00	21,36	328,5	53,86	84,40	2,74	46,17	17,18	43,68
IPE A 270	30,7	4917	368,3	412,5	11,21	18,75	358,0	53,03	82,34	3,02	40,47	10,30	59,51
IPE 270	36,1	5790	428,9	484,0	11,23	22,14	419,9	62,20	96,95	3,02	44,57	15,94	70,58
IPE O 270	42,3	6947	507,1	574,6	11,36	25,23	513,5	75,51	117,7	3,09	49,47	24,90	87,64
IPE A 300	36,5	7173	483,1	541,8	12,42	22,25	519,0	69,20	107,3	3,34	42,07	13,43	107,2
IPE 300	42,2	8356	557,1	628,4	12,46	25,68	603,8	80,50	125,2	3,35	46,07	20,12	125,9
IPE O 300	49,3	9994	657,5	743,8	12,61	29,05	745,7	98,12	152,6	3,45	50,97	31,06	157,7
IPE A 330	43,0	10230	625,7	701,9	13,67	26,99	685,2	85,64	133,3	3,54	47,59	19,57	171,5
IPE 330	49,1	11770	713,1	804,3	13,71	30,81	788,1	98,52	153,7	3,55	51,59	28,15	199,1
IPE O 330	57,0	13910	833,0	942,8	13,84	34,88	960,4	118,6	185,0	3,64	56,59	42,15	245,7
IPE A 360	50,2	14520	811,8	906,8	15,06	29,76	944,3	111,1	171,9	3,84	50,69	26,51	282,0
IPE 360	57,1	16270	903,6	1019	14,95	35,14	1043	122,8	191,1	3,79	54,49	37,32	313,6
IPE O 360	66,0	19050	1047	1186	15,05	40,21	1251	145,5	226,9	3,86	59,69	55,76	380,3
IPE A 400	57,4	20290	1022	1144	16,66	35,78	1171	130,1	202,1	4,00	55,60	34,79	432,2
IPE 400	66,3	23130	1156	1307	16,55	42,69	1318	146,4	229,0	3,95	60,20	51,08	490,0
IPE O 400	75,7	26750	1324	1502	16,66	47,98	1564	171,9	269,1	4,03	65,30	73,10	587,6
IPE A 450	67,2	29760	1331	1494	18,65	42,26	1502	158,1	245,7	4,19	58,40	45,67	704,9
IPE 450	77,6	33740	1500	1702	18,48	50,85	1676	176,4	276,4	4,12	63,20	66,87	791,0
IPE O 450	92,4	40920	1795	2046	18,65	59,40	2085	217,2	341,0	4,21	70,80	109	997,6
IPE A 500	79,4	42930	1728	1946	20,61	50,41	1939	193,9	301,6	4,38	62,00	62,78	1125
IPE 500	90,7	48200	1928	2194	20,43	59,87	2142	214,2	335,9	4,31	66,80	89,29	1249
IPE O 500	107	57780	2284	2613	20,56	70,21	2622	259,6	408,5	4,38	74,60	143,5	1548
IPE A 550	92,1	59980	2193	2475	22,61	60,30	2432	231,6	361,5	4,55	68,52	86,53	1710
IPE 550	106	67120	2441	2787	22,35	72,34	2668	254,1	400,5	4,45	73,62	123,2	1884
IPE O 550	123	79160	2847	3263	22,52	82,69	3224	304,2	480,5	4,55	81,22	187,5	2302

	G	h	b	t _w	t _f	r	A	h _i	d	Ø	P _{min}	P _{max}
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm	mm		mm	mm
							x10 ²					
HE 100 AA•	12,2	91	100	4,2	5,5	12	15,6	80	56	M 10	54	58
HE 100 A	16,7	96	100	5	8	12	21,2	80	56	M 10	54	58
HE 100 B	20,4	100	100	6	10	12	26,0	80	56	M 10	56	58
HE 100 M	41,8	120	106	12	20	12	53,2	80	56	M 10	62	64
HE 120 AA•	14,6	109	120	4,2	5,5	12	18,6	98	74	M 12	58	68
HE 120 A	19,9	114	120	5	8	12	25,3	98	74	M 12	58	68
HE 120 B	26,7	120	120	6,5	11	12	34,0	98	74	M 12	60	68
HE 120 M	52,1	140	126	12,5	21	12	66,4	98	74	M 12	66	74
HE 140 AA•	18,1	128	140	4,3	6	12	23,0	116	92	M 16	64	76
HE 140 A	24,7	133	140	5,5	8,5	12	31,4	116	92	M 16	64	76
HE 140 B	33,7	140	140	7	12	12	43,0	116	92	M 16	66	76
HE 140 M	63,2	160	146	13	22	12	80,6	116	92	M 16	72	82
HE 160 AA•	23,8	148	160	4,5	7	15	30,4	134	104	M 20	76	84
HE 160 A	30,4	152	160	6	9	15	38,8	134	104	M 20	78	84
HE 160 B	42,6	160	160	8	13	15	54,3	134	104	M 20	80	84
HE 160 M	76,2	180	166	14	23	15	97,1	134	104	M 20	86	90
HE 180 AA•	28,7	167	180	5	7,5	15	36,5	152	122	M 24	84	92
HE 180 A	35,5	171	180	6	9,5	15	45,3	152	122	M 24	86	92
HE 180 B	51,2	180	180	8,5	14	15	65,3	152	122	M 24	88	92
HE 180 M	88,9	200	186	14,5	24	15	113,3	152	122	M 24	94	98
HE 200 AA•	34,6	186	200	5,5	8	18	44,1	170	134	M 27	96	100
HE 200 A	42,3	190	200	6,5	10	18	53,8	170	134	M 27	98	100
HE 200 B	61,3	200	200	9	15	18	78,1	170	134	M 27	100	100
HE 200 M	103	220	206	15	25	18	131,3	170	134	M 27	106	106
HE 220 AA•	40,4	205	220	6	8,5	18	51,5	188	152	M 27	98	118
HE 220 A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118
HE 220 B	71,5	220	220	9,5	16	18	91,0	188	152	M 27	100	118
HE 220 M	117	240	226	15,5	26	18	149,4	188	152	M 27	108	124
HE 240 AA•	47,4	224	240	6,5	9	21	60,4	206	164	M 27	104	138
HE 240 A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	206	164	M 27	104	138
HE 240 B	83,2	240	240	10	17	21	106,0	206	164	M 27	108	138
HE 240 M	157	270	248	18	32	21	199,6	206	164	M 27	116	146
HE 260 AA•	54,1	244	260	6,5	9,5	24	69,0	225	177	M 27	110	158
HE 260 A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158
HE 260 B	93	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M 27	114	158
HE 260 M	172	290	268	18	32,5	24	219,6	225	177	M 27	122	166
HE 280 AA•	61,2	264	280	7	10	24	78,0	244	196	M 27	110	178
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178
HE 280 B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M 27	114	178
HE 280 M	189	310	288	18,5	33	24	240,2	244	196	M 27	122	186
HE 300 AA•	69,8	283	300	7,5	10,5	27	88,9	262	208	M 27	116	198
HE 300 A	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M 27	118	198
HE 300 B	117	300	300	11	19	27	149,1	262	208	M 27	120	198
HE 300 M	238	340	310	21	39	27	303,1	262	208	M 27	132	208
HE 320 AA•	74,2	301	300	8	11	27	94,6	279	225	M 27	118	198
HE 320 A	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	279	225	M 27	118	198

	G	I _y	W _{el.y}	W _{pl.y} ♦	i _y	A _{vz}	I _z	W _{el.z}	W _{pl.z} ♦	i _z	s _s	I _t	I _w
	kg/m	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm ²	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm	mm ⁴	mm ⁶
		x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10	x10 ²	x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10		x10 ⁴	x10 ⁹
HE 100 AA	12,2	236,5	51,98	58,36	3,89	6,15	92,06	18,41	28,44	2,43	29,26	2,51	1,68
HE 100 A	16,7	349,2	72,76	83,01	4,06	7,56	133,8	26,76	41,14	2,51	35,06	5,24	2,58
HE 100 B	20,4	449,5	89,91	104,2	4,16	9,04	167,3	33,45	51,42	2,53	40,06	9,25	3,38
HE 100 M	41,8	1143	190,4	235,8	4,63	18,04	399,2	75,31	116,3	2,74	66,06	68,21	9,93
HE 120 AA	14,6	413,4	75,85	84,12	4,72	6,90	158,8	26,47	40,62	2,93	29,26	2,78	4,24
HE 120 A	19,9	606,2	106,3	119,5	4,89	8,46	230,9	38,48	58,85	3,02	35,06	5,99	6,47
HE 120 B	26,7	864,4	144,1	165,2	5,04	10,96	317,5	52,92	80,97	3,06	42,56	13,84	9,41
HE 120 M	52,1	2018	288,2	350,6	5,51	21,15	702,8	111,6	171,6	3,25	68,56	91,66	24,79
HE 140 AA	18,1	719,5	112,4	123,8	5,59	7,92	274,8	39,26	59,93	3,45	30,36	3,54	10,21
HE 140 A	24,7	1033	155,4	173,5	5,73	10,12	389,3	55,62	84,85	3,52	36,56	8,13	15,06
HE 140 B	33,7	1509	215,6	245,4	5,93	13,08	549,7	78,52	119,8	3,58	45,06	20,06	22,48
HE 140 M	63,2	3291	411,4	493,8	6,39	24,46	1144	156,8	240,5	3,77	71,06	120,0	54,33
HE 160 AA	23,8	1283	173,4	190,4	6,50	10,38	478,7	59,84	91,36	3,97	36,07	6,33	23,75
HE 160 A	30,4	1673	220,1	245,1	6,57	13,21	615,6	76,95	117,6	3,98	41,57	12,19	31,41
HE 160 B	42,6	2492	311,5	354,0	6,78	17,59	889,2	111,2	170,0	4,05	51,57	31,24	47,94
HE 160 M	76,2	5098	566,5	674,6	7,25	30,81	1759	211,9	325,5	4,26	77,57	162,4	108,1
HE 180 AA	28,7	1967	235,6	258,2	7,34	12,16	730,0	81,11	123,6	4,47	37,57	8,33	46,36
HE 180 A	35,5	2510	293,6	324,9	7,45	14,47	924,6	102,7	156,5	4,52	42,57	14,80	60,21
HE 180 B	51,2	3831	425,7	481,4	7,66	20,24	1363	151,4	231,0	4,57	54,07	42,16	93,75
HE 180 M	88,9	7483	748,3	883,4	8,13	34,65	2580	277,4	425,2	4,77	80,07	203,3	199,3
HE 200 AA	34,6	2944	316,6	347,1	8,17	15,45	1068	106,8	163,2	4,92	42,59	12,69	84,49
HE 200 A	42,3	3692	388,6	429,5	8,28	18,08	1336	133,6	203,8	4,98	47,59	20,98	108,0
HE 200 B	61,3	5696	569,6	642,5	8,54	24,83	2003	200,3	305,8	5,07	60,09	59,28	171,1
HE 200 M	103	10640	967,4	1135	9,00	41,03	3651	354,5	543,2	5,27	86,09	259,4	346,3
HE 220 AA	40,4	4170	406,9	445,5	9,00	17,63	1510	137,3	209,3	5,42	44,09	15,93	145,6
HE 220 A	50,5	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3
HE 220 B	71,5	8091	735,5	827,0	9,43	27,92	2843	258,5	393,9	5,59	62,59	76,57	295,4
HE 220 M	117	14600	1217	1419	9,89	45,31	5012	443,5	678,6	5,79	88,59	315,3	572,7
HE 240 AA	47,4	5835	521,0	570,6	9,83	21,54	2077	173,1	264,4	5,87	49,10	22,98	239,6
HE 240 A	60,3	7763	675,1	744,6	10,05	25,18	2769	230,7	351,7	6,00	56,10	41,55	328,5
HE 240 B	83,2	11260	938,3	1053	10,31	33,23	3923	326,9	498,4	6,08	68,60	102,7	486,9
HE 240 M	157	24290	1799	2117	11,03	60,07	8153	657,5	1006	6,39	106,6	627,9	1152
HE 260 AA	54,1	7981	654,1	714,5	10,76	24,75	2788	214,5	327,7	6,36	53,62	30,31	382,6
HE 260 A	68,2	10450	836,4	919,8	10,97	28,76	3668	282,1	430,2	6,50	60,62	52,37	516,4
HE 260 B	93	14920	1148	1283	11,22	37,59	5135	395,0	602,2	6,58	73,12	123,8	753,7
HE 260 M	172	31310	2159	2524	11,94	66,89	10450	779,7	1192	6,90	111,1	719,0	1728
HE 280 AA	61,2	10560	799,8	873,1	11,63	27,52	3664	261,7	399,4	6,85	55,12	36,22	590,1
HE 280 A	76,4	13670	1013	1112	11,86	31,74	4763	340,2	518,1	7,00	62,12	62,10	785,4
HE 280 B	103	19270	1376	1534	12,11	41,09	6595	471,0	717,6	7,09	74,62	143,7	1130
HE 280 M	189	39550	2551	2966	12,83	72,03	13160	914,1	1397	7,40	112,6	807,3	2520
HE 300 AA	69,8	13800	975,6	1065	12,46	32,37	4734	315,6	482,3	7,30	60,13	49,35	877,2
HE 300 A	88,3	18260	1260	1383	12,74	37,28	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200
HE 300 B	117	25170	1678	1869	12,99	47,43	8563	570,9	870,1	7,58	80,63	185,0	1688
HE 300 M	238	59200	3482	4078	13,98	90,53	19400	1252	1913	8,00	130,6	1408	4386
HE 320 AA	74,2	16450	1093	1196	13,19	35,40	4959	330,6	505,7	7,24	61,63	55,87	1041
HE 320 A	97,6	22930	1479	1628	13,58	41,13	6985	465,7	709,7	7,49	71,63	108,0	1512

	G	h = b	t	r ₁	r ₂	A	Z _s =y _s	v	u ₁	u ₂	A _L	A _G
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm	mm	mm	mm	m ² /m	m ² /t
						x10 ²	x10	x10	x10	x10		
L 20 x 20 x 3-	0,882	20	3	3,5	2	1,12	0,60	1,41	0,84	0,70	0,080	87,40
L 25 x 25 x 3x/-	1,12	25	3	3,5	2	1,42	0,72	1,77	1,02	0,88	0,100	86,88
L 25 x 25 x 4x/-	1,45	25	4	3,5	2	1,85	0,76	1,77	1,08	0,89	0,100	66,67
L 30 x 30 x 3x/-	1,36	30	3	5	2,5	1,74	0,84	2,12	1,18	1,05	0,120	84,87
L 30 x 30 x 4x/-	1,78	30	4	5	2,5	2,27	0,88	2,12	1,24	1,06	0,120	65,02
L 35 x 35 x 4x/-	2,09	35	4	5	2,5	2,67	1,00	2,47	1,42	1,24	0,140	64,82
L 40 x 40 x 4x/-	2,42	40	4	6	3	3,08	1,12	2,83	1,58	1,40	0,150	64,07
L 40 x 40 x 5x/-	2,97	40	5	6	3	3,79	1,16	2,83	1,64	1,41	0,150	52,07
L 45 x 45 x 4,5x/-	3,06	45	4,5	7	3,5	3,90	1,26	3,18	1,78	1,58	0,170	56,83
L 50 x 50 x 4x/-	3,06	50	4	7	3,5	3,89	1,36	3,54	1,92	1,75	0,190	63,49
L 50 x 50 x 5x/-	3,77	50	5	7	3,5	4,80	1,40	3,54	1,99	1,76	0,190	51,46
L 50 x 50 x 6x/-	4,47	50	6	7	3,5	5,69	1,45	3,54	2,04	1,77	0,190	43,41
L 60 x 60 x 5x/-	4,57	60	5	8	4	5,82	1,64	4,24	2,32	2,11	0,230	51,04
L 60 x 60 x 6x/-	5,42	60	6	8	4	6,91	1,69	4,24	2,39	2,11	0,230	42,99
L 60 x 60 x 8x/-	7,09	60	8	8	4	9,03	1,77	4,24	2,50	2,14	0,230	32,89
L 65 x 65 x 7-	6,83	65	7	9	4,5	8,70	1,85	4,60	2,61	2,29	0,250	36,95
L 70 x 70 x 6-	6,38	70	6	9	4,5	8,13	1,93	4,95	2,73	2,46	0,270	42,68
L 70 x 70 x 7-	7,38	70	7	9	4,5	9,40	1,97	4,95	2,79	2,47	0,270	36,91
L 75 x 75 x 6-	6,85	75	6	10	5	8,73	2,04	5,30	2,89	2,63	0,290	42,44
L 75 x 75 x 8-	8,99	75	8	10	5	11,4	2,13	5,30	3,01	2,65	0,290	32,37
L 80 x 80 x 8-	9,63	80	8	10	5	12,3	2,26	5,66	3,19	2,83	0,310	32,34
L 80 x 80 x 10-	11,9	80	10	10	5	15,1	2,34	5,66	3,30	2,85	0,310	26,26
L 90 x 90 x 7-	9,61	90	7	11	5,5	12,2	2,45	6,36	3,47	3,16	0,350	36,48
L 90 x 90 x 8-	10,9	90	8	11	5,5	13,9	2,50	6,36	3,53	3,17	0,350	32,15
L 90 x 90 x 9-	12,2	90	9	11	5,5	15,5	2,54	6,36	3,59	3,18	0,350	28,77
L 90 x 90 x 10-	13,4	90	10	11	5,5	17,1	2,58	6,36	3,65	3,19	0,350	26,07
L 100 x 100 x 8*-/	12,2	100	8	12	6	15,5	2,74	7,07	3,87	3,52	0,390	32,00
L 100 x 100 x 10*-/	15,0	100	10	12	6	19,2	2,82	7,07	3,99	3,54	0,390	25,92
L 100 x 100 x 12*-/	17,8	100	12	12	6	22,7	2,90	7,07	4,11	3,57	0,390	21,86
L 110 x 110 x 10*	16,6	110	10	13	6,5	21,2	3,06	7,78	4,33	3,88	0,429	25,79
L 110 x 110 x 12*	19,7	110	12	13	6,5	25,1	3,15	7,78	4,45	3,91	0,429	21,73
L 120 x 120 x 10-	18,2	120	10	13	6,5	23,2	3,31	8,49	4,69	4,24	0,469	25,76
L 120 x 120 x 11	19,9	120	11	13	6,5	25,4	3,36	8,49	4,75	4,25	0,469	23,54
L 120 x 120 x 12-	21,6	120	12	13	6,5	27,5	3,40	8,49	4,80	4,26	0,469	21,69
L 120 x 120 x 13	23,3	120	13	13	6,5	29,7	3,44	8,49	4,86	4,28	0,469	20,12
L 120 x 120 x 15	26,6	120	15	13	6,5	33,9	3,51	8,49	4,97	4,31	0,469	17,60
L 130 x 130 x 12-*	23,6	130	12	14	7	30,0	3,64	9,19	5,15	4,60	0,508	21,59
L 150 x 150 x 10-/+	23,0	150	10	16	8	29,3	4,03	10,61	5,71	5,28	0,586	25,51

	G	$I_y=I_z$	$W_{el,y}=W_{el,z}$	$i_y=i_z$	I_u	i_u	I_v	i_v	I_{yz}
	kg/m	mm ⁴	mm ³	mm	mm ⁴	mm	mm ⁴	mm	mm ⁴
		x10 ⁴	x10 ³	x10	x10 ⁴	x10	x10 ⁴	x10	x10 ⁴
L 20 x 20 x 3	0,882	0,39	0,28	0,59	0,61	0,74	0,16	0,38	-0,23
L 25 x 25 x 3	1,12	0,80	0,45	0,75	1,26	0,94	0,33	0,48	-0,47
L 25 x 25 x 4	1,45	1,01	0,58	0,74	1,60	0,93	0,43	0,48	-0,59
L 30 x 30 x 3	1,36	1,40	0,65	0,90	2,23	1,13	0,58	0,58	-0,83
L 30 x 30 x 4	1,78	1,80	0,85	0,89	2,86	1,12	0,75	0,57	-1,05
L 35 x 35 x 4	2,09	2,95	1,18	1,05	4,69	1,33	1,22	0,68	-1,73
L 40 x 40 x 4	2,42	4,47	1,55	1,21	7,10	1,52	1,84	0,77	-2,63
L 40 x 40 x 5	2,97	5,43	1,91	1,20	8,61	1,51	2,25	0,77	-3,18
L 45 x 45 x 4,5	3,06	7,15	2,20	1,35	11,35	1,71	2,94	0,87	-4,20
L 50 x 50 x 4	3,06	8,97	2,46	1,52	14,25	1,91	3,69	0,97	-5,28
L 50 x 50 x 5	3,77	10,96	3,05	1,51	17,42	1,90	4,51	0,97	-6,45
L 50 x 50 x 6	4,47	12,84	3,61	1,50	20,37	1,89	5,31	0,97	-7,53
L 60 x 60 x 5	4,57	19,37	4,45	1,82	30,78	2,30	7,97	1,17	-11,41
L 60 x 60 x 6	5,42	22,79	5,29	1,82	36,21	2,29	9,38	1,17	-13,41
L 60 x 60 x 8	7,09	29,15	6,89	1,80	46,20	2,26	12,11	1,16	-17,04
L 65 x 65 x 7	6,83	33,43	7,18	1,96	53,09	2,47	13,78	1,26	-19,65
L 70 x 70 x 6	6,38	36,88	7,27	2,13	58,61	2,69	15,16	1,37	-21,73
L 70 x 70 x 7	7,38	42,30	8,41	2,12	67,19	2,67	17,40	1,36	-24,90
L 75 x 75 x 6	6,85	45,57	8,35	2,28	72,40	2,88	18,74	1,46	-26,83
L 75 x 75 x 8	8,99	58,87	10,96	2,27	93,49	2,86	24,25	1,45	-34,62
L 80 x 80 x 8	9,63	72,25	12,58	2,43	114,8	3,06	29,72	1,56	-42,53
L 80 x 80 x 10	11,9	87,50	15,45	2,41	138,8	3,03	36,23	1,55	-51,27
L 90 x 90 x 7	9,61	92,55	14,13	2,75	147,1	3,47	38,02	1,76	-54,53
L 90 x 90 x 8	10,9	104,4	16,05	2,74	165,9	3,46	42,87	1,76	-61,51
L 90 x 90 x 9	12,2	115,8	17,93	2,73	184,0	3,44	47,63	1,75	-68,20
L 90 x 90 x 10	13,4	126,9	19,77	2,72	201,5	3,43	52,32	1,75	-74,60
L 100 x 100 x 8	12,2	144,8	19,94	3,06	230,2	3,85	59,47	1,96	-85,37
L 100 x 100 x 10	15,0	176,7	24,62	3,04	280,7	3,83	72,65	1,95	-104,0
L 100 x 100 x 12	17,8	206,7	29,12	3,02	328,0	3,80	85,42	1,94	-121,3
L 110 x 110 x 10	16,6	238,0	29,99	3,35	378,2	4,23	97,72	2,15	-140,3
L 110 x 110 x 12	19,7	279,1	35,54	3,33	443,3	4,20	115,0	2,14	-164,1
L 120 x 120 x 10	18,2	312,9	36,03	3,67	497,6	4,63	128,3	2,35	-184,6
L 120 x 120 x 11	19,9	340,6	39,41	3,66	541,5	4,62	139,8	2,35	-200,9
L 120 x 120 x 12	21,6	367,7	42,73	3,65	584,3	4,61	151,0	2,34	-216,6
L 120 x 120 x 13	23,3	394,0	46,01	3,64	625,9	4,59	162,2	2,34	-231,8
L 120 x 120 x 15	26,6	444,9	52,43	3,62	705,6	4,56	184,2	2,33	-260,7
L 130 x 130 x 12	23,6	472,2	50,44	3,97	750,6	5,00	193,7	2,54	-278,5
L 150 x 150 x 10	23,0	624,0	56,91	4,62	992,0	5,82	256,0	2,96	-368,0

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Règlement Neige et Vent : Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Ministère de l'habitat, 1999.
- [2] Règles Parasismiques Algériennes : RPA 99/version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, 2003.
- [3] Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.
- [4] Règles de Calcul des Fondation superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Equipement et de Logement, 1992.
- [5] B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- [6] Calcul des Ouvrages en Béton Armé. *M. Belazougui*. Office des publications universitaires, 1986.
- [7] EN-1993-1-1 (2003) Eurocode 3 ; Calcul des Structures en Acier, Part 1-1 Règles Générales et règles pour les bâtiments, Comité Européen de normalisation.
- [8] Mémoires de fin d'étude précédent.