



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

Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En Vue d'obtention d'un Diplôme de Master en Génie Civil
Option : Structures.

Etude d'une salle de sport à toiture en charpente métallique

Présenté par:

M^r ARAB Ghiles

Encadré par:

M^{me} SEKKOUR

Président:

M^r LARABAT Ziane

Examineur :

M^r BENYESSAD Djamel

2019/2020

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes chers parents qui n'ont cessé de m'aider, me soutenir, me pousser pour aller de l'avant et me dépasser durant tout au long de mon cursus universitaire.

A mes chers frères et sœurs

A mes chers oncles et chères tantes ainsi qu'à toute ma famille.

A mon cher ami Yano

A l'association « Les Anges Oubliés »

Ghiles

Liste des figures

Liste des figures

Chapitre I

Figure I-1: Panneau sandwich.....	3
Figure I-2: Structure tridimensionnelle.....	4
Figure I-3: Structure en portique.....	5
Figure I-4: Structure en treillis.....	6
Figure I-5: Structure en treillis	7
Figure I-6: Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	9
Figure I-7: Résistance du béton à la compression	11
Figure I-8: diagramme σ - ε du béton à l'ELS.....	12
Figure I-9: Diagramme σ - ε du béton à l'ELU	12
Figure I-10: Moyens d'assemblage mécanique et soudures.....	13
Figure I-11: Diagramme des 3 pivots.....	14

Chapitre II

Figure II-1: Vent sur façade gauche/droite.....	17
Figure II-2: Vent sur façade principale/secondaire.....	17
Figure II-3: Vent sur plan de couverture.....	17
Figure II-4: Répartition de la pression dynamique sur la salle.....	18
Figure II-5: Légende pour les parois verticales.....	21
Figure II-6: Légende pour les parois verticales.....	21
Figure II-7: Légende pour les toitures à deux versants.....	22
Figure II-8: Surfaces des ouvertures sur la façade principale.....	23
Figure II-9: Surfaces des ouvertures sur la façade secondaire.....	23
Figure II-10: Surfaces des ouvertures sur la façade latérale gauche.....	24
Figure II-11: Surfaces des ouvertures sur la façade latérale droite.....	24
Figure II-12: Légende pour les parois verticales.....	26
Figure II-13: Légende pour les parois verticales.....	27
Figure II-14: Légende pour les toitures à deux versants.....	27
Figure II-15: Légende pour les parois verticales.....	29
Figure II-16: Légende pour les parois verticales.....	30
Figure II-17: Légende pour les toitures à deux versants.....	30

Figure II-18: La valeur de la charge caractéristique de la neige.....	33
--	----

Chapitre III

Figure III-1: Couverture, en panneaux sandwich.....	35
Figure III-2: Cas de charge permanente.....	35
Figure III-3: Cas de charge d'entretien.....	36
Figure III-4: Cas de charge de neige.....	36
Figure III-5: Cas de l'effet du vent.....	36
Figure III-6: Chêneau d'eau.....	38
Figure III-7: Coupe transversale du chéneau.....	38
Figure III-8: Moignon cylindrique.....	39
Figure III-9: Disposition de la panne sur la toiture.....	40
Figure III-10: La pente du calcul.....	40
Figure III-11: Schéma statique de panne sous charge permanente.....	41
Figure III-12: Schéma statique de panne sous charge d'entretien.....	41
Figure III-13: Moment dû à la charge d'entretien.....	42
Figure III-14: Caractéristiques du profilé IPE 100.....	44
Figure III-15: Schémas statiques des liernes.....	50
Figure III-16: Représentation des efforts.....	50
Figure III-17: Echantignolle.....	51
Figure III-18: Réactions sous la charge « q ».....	52
Figure III-19: Coupe transversale du gradin.....	54
Figure III-20: Vu en plans de l'escalier.....	55

Chapitre IV

Figure IV-1: Schéma statique de la ferme.....	58
Figure IV-2: Diagramme des efforts sur la ferme, et la déformation avec le logiciel ROBOT 2020.....	60
Figure IV-3: Double cornières.....	61

Figure IV-4: Caractéristiques de la cornière L (70x70x06).....	61
Figure IV-5: Caractéristiques de la cornière L (50x50x04).....	62
Figure IV-6: Dimensions du poteau.....	71
Figure IV-7: Surface afférente du poteau (A9).....	73
Figure IV-8: Surface afférente du poteau (C'11).....	74
Figure IV-9: Surface afférente du poteau (D1).....	75
 Chapitre V	
Figure V-1: Schéma statique de la poutre au vent en pignon.....	79
Figure V-2: Caractéristiques de la cornière L (70x70x06).....	81
Figure V-3: Schéma statique de la panne intermédiaire IPE 100.....	83
Figure V-4: Caractéristiques de l'IPE 100.....	83
Figure V-5: Caractéristiques de l'IPE 120.....	88
Figure V-6: Palée de stabilité en long pan.....	90
Figure V-7: Méthode des coupures.....	90
Figure V-8: Caractéristiques de la cornière L(90x90x10).....	91
 Chapitre VI	
Figure VI-1: Mode de déformation (1).....	99
Figure VI-2: Mode de déformation (2).....	99
 Chapitre VIII	
Figure VIII-1: Assemblage diagonale-gousset et montant.....	111
Figure VIII-2: 3D de la jonction.....	111
Figure VIII-3: Longueurs des soudures.....	112
Figure VIII-4: Détail assemblage gousset-membrures de la ferme.....	113
Figure VIII-5: Schéma de la distribution des efforts	113
Figure VIII-6: Vue de face et en 3D de l'échantignole	116
Figure VIII-7: Tige d'encrage du pied du poteau	118
Figure VIII-8: Dispositions constructives	118

Figure VIII-9: Vérification de la section 1-1	120
Figure VIII-10: Vérification de la section 2-2	121
Figure VIII-11: Vérification de la section 3-3	121
Chapitre IX	
Figure IX-1: Section d'un poteau	124
Figure IX-2: Schéma de ferrailage du poteau	125
Figure IX-3: Coupe en élévation d'un poteau	125
Figure IX-4: Schéma de ferrailage des poutres.....	128
Chapitre X	
Figure X-1: Vue d'une semelle isolée.....	131
Figure X-2: Schéma de ferrailage d'une semelle.....	135
Figure X-3: Schéma de ferrailage des longrines.....	136

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1: Les valeurs E_{ij} et E_{vj} en fonction de $f_{c,j}$	12
---	----

Chapitre II

Tableau II.1 : Les valeurs de C_r et C_e	20
Tableau II.2 : Les valeurs de la pression dynamique.....	20
Tableau II.3 : Les coefficients de pression C_{pe} correspondants à chaque zone de paroi verticale.....	21
Tableau II.4 : Les coefficients C_{pe} correspondants à chaque zone de toiture.....	22
Tableau II.5: Les valeurs de la pression correspondantes à chaque zone de paroi verticale...25	25
Tableau II.6: Les valeurs de la pression correspondantes à chaque zone de la toiture.....25	25
Tableau II.7: Les coefficients de pression C_{pe} correspondants à chaque zone de paroi verticale.....	26
Tableau II.8: Les surfaces et coefficients C_{pe} correspondants à chaque zone de la toiture.....	28
Tableau II.9: Les valeurs de pression correspondantes à chaque zone de paroi verticale.....	28
Tableau II.10: Les valeurs de pression correspondantes à chaque zone de la toiture.....	28
Tableau II.11: Les coefficients de pression C_{pe} correspondants à chaque zone de paroi verticale.....	29
Tableau II.12: Les surfaces et coefficients C_{pe} correspondants à chaque zone de la toiture.....	31
Tableau II.13: Les valeurs de la pression correspondantes à chaque zone de paroi verticale.....	31
Tableau II.14: Les valeurs des pressions correspondantes à chaque zone de la toiture.....	31

Chapitre IV

Tableau IV.1: Les efforts dans les éléments de la ferme	60
Tableau IV.2: Les coefficients minorateurs B_2 et B_3	64
Tableau IV.3: Les sections de la ferme choisie.....	69
Tableau IV.4: Evaluation des charges revenantes aux murs extérieurs.....	72
Tableau IV.5: Evaluation des charges revenantes aux gradins.....	72

Chapitre V

Tableau V.1: Les valeurs de F_i	80
Tableau.V.2: Les sollicitations des éléments de la poutre au vent.....	80

Chapitre VI

Tableau.VI.1: Pénalité de vérification.....	96
Tableau.VI.2: Pourcentage de participation de masse.....	98
Tableau.VI.3: Combinaisons de calcul.....	100
Tableau.VI.4: Vérification de l'effort tranchant à la base.....	101
Tableau.VI.5: Déplacement max en situation durable.....	101
Tableau.VI.6: Déplacement des niveaux.....	102
Tableau.VI.7: Effet (P- Δ) suivant X-X	103
Tableau.VI.8: Effet (P- Δ) suivant Y-Y	103

Chapitre VII

Tableau.VII.1: Les efforts dans les éléments de la ferme.....	104
Tableau.VII.2: Les efforts dans les diagonales de la poutre au vent.....	105
Tableau.VII.3: Sollicitations dans les montants de rive.....	105
Tableaux.VII.4: profils adoptés pour la stabilité de la structure.....	107

Chapitre VIII

Tableau.VIII.1: Efforts dans les éléments de la ferme.....	109
Tableau.VIII.2: Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	109
Tableau.VIII.3: Dimension des cordons de soudure.....	112
Tableau.VIII.4: Les sollicitations les plus défavorables.....	117

Chapitre IX

Tableau IX.1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans le poteau.....	122
Tableau IX.2: Sollicitation dans les poteaux.....	123
Tableau IX.3 Armatures longitudinale dans le poteau.....	124
Tableau IX.4 Les Armatures transversales dans le poteau.....	124
Tableau IX.5 Vérification des contraintes dans le béton.....	124
Tableau IX.6 Vérification des sollicitations tangentes.....	125
Tableau IX.7 Armatures longitudinales dans les poutres.....	126
Tableau IX.8 Vérification des contraintes tangentielles.....	127
Tableau IX.9 Vérification de l'état limite de compression du béton.....	127
Tableau IX.10 Vérification de l'état d'ouverture des fissures.....	127
Tableau IX.11 Vérification de la flèche.....	128

Chapitre X

Tableau. X.1 : Les sollicitations à la base des poteaux (50*40).....	130
Tableau. X.2 : Vérification des contraintes dans le sol.....	132
Tableau.X.3 : Les armatures des semelles.....	135

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.

Table de matière

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction.....	2
I.2. Implantation de l'ouvrage.....	2
I.3. Caractéristiques.....	2
I.4. Etude du sol.....	2
I.5. La toiture.....	3
I.6. Conception de la charpente métallique	3
I.7. Matériaux utilisés.....	7
I.8. Les moyens d'assemblage.....	13
I.9. Les hypothèses fondamentales de calcul aux états limites.....	13
I.10. Règlements utilisés.....	15

Chapitre II: Etude climatique

II.1. Introduction.....	16
II.2. Les coefficients de calcul.....	17
II.3. Action de neige.....	32
II.4. Etude de la variation de la température.....	33
II.5. Conclusion.....	34

Chapitre III: Pré-dimensionnement des éléments secondaires

III.1. Calcul de la couverture.....	35
III.2. Chéneau et descente des eaux pluviales.....	38
III.3. Calcul des pannes.....	39
III.4. Calcul des liernes.....	50
III.5. Calcul de l'échantignole.....	51
III.6. Pré dimensionnement des éléments en béton.....	53

Table des matières

Chapitre IV: Pré-dimensionnement des éléments structuraux

IV.1. Calcul des fermes.....	57
IV.2. Les poteaux.....	71

Chapitre V: Calcul des contreventements

V.1. Introduction.....	79
V.2. Effort du vent sur le pignon.....	79
V.3. Détermination des sollicitations max dans les éléments de la poutre au vent.....	80
V.4. Vérification des éléments de la poutre au vent.....	81
V.5. Contreventement verticale (palée de stabilité).....	89

Chapitre VI: Etude Sismique

VI.1. Introduction.....	92
VI.2. Modélisation.....	93
VI.3. Analyse de la structure.....	93
VI.4. Conclusion.....	103

Chapitre VII: Vérification des éléments de la toiture

VII.1. Introduction.....	104
VII.2. Vérification des éléments de la ferme.....	104
VII.3. Vérification des diagonales de contreventement horizontal.....	105
VII.4. Vérification des montants de rive.....	105

Chapitre VIII: Calcul des assemblages

VIII.1. Introduction.....	108
VIII.2. Les différents types d'assemblages.....	108

Chapitre IX: Etude de l'ossature

IX.1. Introduction.....	122
IX.2. Etude des poteaux.....	122

Table des matières

IX.3. Etude des poutres.....	126
-------------------------------------	-----

Chapitre X: Etude de l'infrastructure

X.1. Introduction.....	129
-------------------------------	-----

X.2. Etude des fondations.....	129
---------------------------------------	-----

X.3. Détermination des armatures de la semelle	133
---	-----

X.4. Les longrines	135
---------------------------------	-----

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Les plans

Introduction

Introduction général

Le but des études en génie civil est de concevoir des bâtiments répondants aux besoins humains, capables de résister aux multiples phénomènes naturels (séismes, vent extrêmes...), ce qui implique la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés qui les rendent aptes à résister aux efforts auxquels ils seront soumis, et les transmettre aux fondations

Cependant toute étude génie civil (projet bâtiment) doit assurer les trois paramètres suivants

- ✓ Un maximum de sécurité (la stabilité de l'ouvrage)
- ✓ L'économie : la mise en place la moins coûteuse
- ✓ L'esthétique

Pour satisfaire les exigences précédentes, il convient de choisir convenablement les matériaux, de définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et de spécifier des procédures de contrôle adaptées au projet considéré au stade de la production, de la construction et de l'exploitation.

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

Dans le cadre de notre projet nous avons procédé au calcul d'une salle de sport de forme rectangulaire avec ossature en béton armé et la toiture en charpente métallique. Réimplantée dans une zone de moyenne sismicité, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer

une bonne résistance de l'ouvrage a long terme et assurer le confort et la sécurité.

Ce travail a été organisé de la manière suivante qui après l'introduction, on a :

- Premier chapitre : une présentation du projet est donnée.
- Deuxième chapitre : qui est consacré à l'évaluation des charges climatiques selon le règlement «RNV 2013».
- Troisième chapitre : Le pré-dimensionnement des éléments secondaires de la structure.
- Quatrième chapitre : Le pré-dimensionnement des éléments structuraux selon le règlement «CCM97» a été réalisé.
- Cinquième chapitre : Calcul du système de contreventement de la structure.
- Sixième chapitre : Comportement de la structure vis-à-vis du séisme a été analysé par la méthode modale spectrale, selon le règlement «RPA99 version 2003», grâce au logiciel «ROBOT».
- Septième chapitre : Traite la vérification des éléments de la toiture selon le règlement «CCM97» et aussi «EC3».
- Huitième chapitre : Étude des élément en béton armé
- Neuvième chapitre : Le dimensionnement des assemblages des différents éléments de la structure
- Dixième chapitre : L'étude de l'infrastructure

Le travail a été achevé par une conclusion générale.

Les dures lois de la nature, et l'importance des études en génie civil, poussent l'ingénieur à chercher en permanence les moyens les plus précis et les plus fiables dans les calculs, c'est pour cela que l'ingénieur a recours aux logiciels de calcul numériques tel que ; **ROBOT STRUCTURAL**, **SAP 2000**, **ETABS** qui sont disposés de toutes les fonctionnalités nécessaires pour mener les calculs dans les meilleurs conditions.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1- Introduction :

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire une étude génie civil d'une salle de sport de forme rectangulaire avec ossature en béton armé et la toiture en charpente métallique de groupe d'usage (1B), selon le règlement (RPA99 V2003).

I.2 Implantation de l'ouvrage :

Ce projet est implanté dans la commune d'EL-FLAYE daïra de SIDI-AICH wilaya de BEJAIA. La zone d'implantation est classée selon le RPA99/version2003 en zone IIa (moyenne sismicité).

Données relatives au site :

- Altitude : 277 m.
- Zone de neige : Zone A.
- Zone du vent : Zone I.

I. 3- Caractéristiques :

I. 3.1-Description architectural de l'ouvrage :

La salle de sport étudiant dont les plans sont donnés en annexe, présente les caractéristiques suivantes :

- Longueur totale en plan 35.30 m.
- Largeur totale en plan 15.55 m.
- La hauteur totale 12 .00 m.

I.3.2 - Ossature et la stabilité de la structure :

L'ossature sera en portiques auto-stables avec remplissage en maçonnerie rigide, la stabilité de la structure est assurée par une succession de portique en béton armée renforcée par des poutres de chainages.

I.4- Etude du sol :

Les études faites sur le sol d'un autre projet qui sera implanté ou voisinage de notre projet.

D'après les résultats obtenus par le bureau d'étude technique on souligne les conclusions suivantes :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

La contrainte admissible du sol tirée de la portance : $\sigma_{adm} = 1,25 \text{ bar}$ à partir d'une profondeur égale à 1,50m par rapport à la cote du terrain naturel.

Le site est classé en catégorie S2.

Les caractéristiques physique :

- Masse volumique humide $\gamma_h = 1.85 \text{ (t/m}^3\text{)}$
- Masse volumique apparente sèche $\gamma_d = 1.35 \text{ (t/m}^3\text{)}$
- Teneur en eau naturelle 12.80 %
- Degrés de saturation 86 %

I.5 La toiture :

Généralement pour les salles de sport, le dégagement d'un espace à l'intérieur est une priorité pour le concepteur, ce qui nous conduit à l'utilisation d'une toiture en charpente métallique, qui nous offre plusieurs avantages, dont les plus importants sont :

- Les poteaux intérieurs sont éliminés, permettant un usage plus souple et plus efficace de l'espace construit ;
- La légèreté de la toiture en charpente métallique par rapport à la dalle en béton armée ;
- La facilité de montage d'une toiture en charpente métallique dans une structure plus espacée.

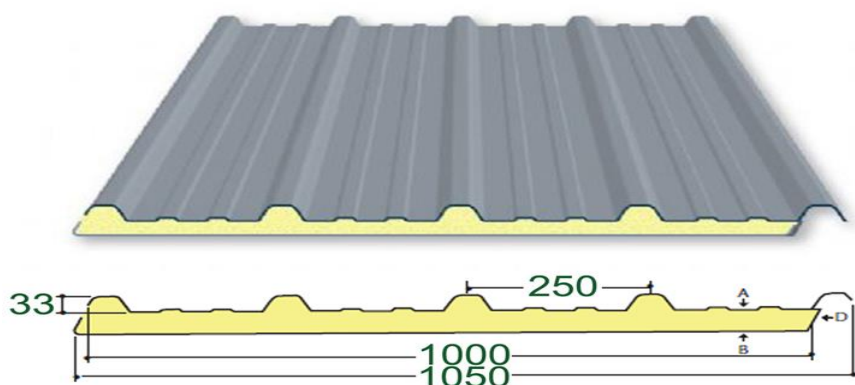


Figure I.1 : Panneau sandwich.

I.6 Conception de la charpente métallique :

Dans cette partie, nous allons choisir et justifier l'architecture de la charpente métallique

I.6.1 Le type de la structure :

Les structures en charpente métallique sont généralement de trois types :

- ✓ Les structures tridimensionnelles.
- ✓ Les structures en treillis.
- ✓ Les structures en portiques.

I.6.1.1-Les structures tridimensionnelles :

Ce sont des structures réalisées à partir de tubes ronds creux (figure I.2). Ces structures sont légères mais ont une capacité de portée très importante. Elles peuvent couvrir plus de 6000 m² de surface sans appuis intermédiaires.

Ce type de structure nécessite une main d'œuvre qualifiée et plus de temps pour le montage. Pour notre projet, de surface de 548.915 m². Les structures tridimensionnelles seront surestimées et onéreux.

Donc, elles ne sont pas une solution optimale pour réaliser cette salle.



Figure I.2 : structure tridimensionnelle

I.6.1.2- Les structures en portiques :

Ce sont les structures les plus répandues en construction métallique (figure I.3). Les portiques qui constituent l'ossature principale sont constitués par des traverses, qui supportent les pannes, et de poteaux qui supportent les traverses ; les poteaux et les traverses sont liés par des encastremets. Le transfert des efforts tranchants d'un niveau

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

au niveau inférieur s'effectue par le biais des moments de flexion que le déplacement horizontal relatif de ces deux niveaux permet de développer à la fois dans les traverses et dans les poteaux.

Les portiques constituent du fait des systèmes à nœuds déplaçables. Leur forme est très variable (traverses horizontales, inclinées, brisées, arquées, etc.) ; il peut exister un seul cadre ou plusieurs.

Les portiques en âme pleine sont les plus utilisés, peuvent être constitués de :

- Profils à inertie constante (IPE, HEA ...), comportant ou non en sus des renforts au niveau des moments maximaux (jarrets aux appuis sur poteaux, clé de faitage en milieu de travée).
 - Profils à inertie variable en PRS.
- ✓ Vu leurs conceptions technologiques simples et très variables, les structures en portiques peuvent être un bon choix pour notre projet.



Figure I.3: structure en portique

I.6.1. 3- Les structures en treillis :

Ces structures contiennent des systèmes de barres rectilignes situées dans un même plan et assemblées entre elles selon des triangles (d'où leur appellation : systèmes triangulés) (figure I.4). On peut considérer que les treillis ont des nœuds fixes. Elles sont constituées :

Membrure supérieure (arbalétrier)

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

- Membrure inférieure (entrait)
 - Âme à treillis (étrésillons), constituée d'éléments verticaux (montants) et obliques (diagonales)
- ✓ Vu leurs performances, les structures en treillis peuvent aussi être un bon choix pour notre projet.



Figure I.4: structure en treillis

I.6.2-Comparaison entre les structures en portique et les structures en treillis :

Les portiques à âmes pleines sont idéals pour des portées courantes de 10 à 30m et des travées courantes de 5 à 7m. Mais les fermes en treillis sont plus compétitifs pour les grandes portées, les bâtiments légers standardisés et les produits en grande série en usine qui est le cas pour notre projet. Et aussi, les fermes en treillis ont plusieurs avantages par rapport au portiques :

- Les structures en treillis ont été créés pour utiliser moins de matière donc moins de poids à résistance égale.
- Le prix de la matière des fermes treillis coûte moins cher que les portiques

I.6.3 Conclusion :

D'après la comparaison entre les différents types de structures, et pour fin pédagogique. On opte pour une structure en **fermes en treillis** articulées à leurs appuis.

Voir figure ci-après :

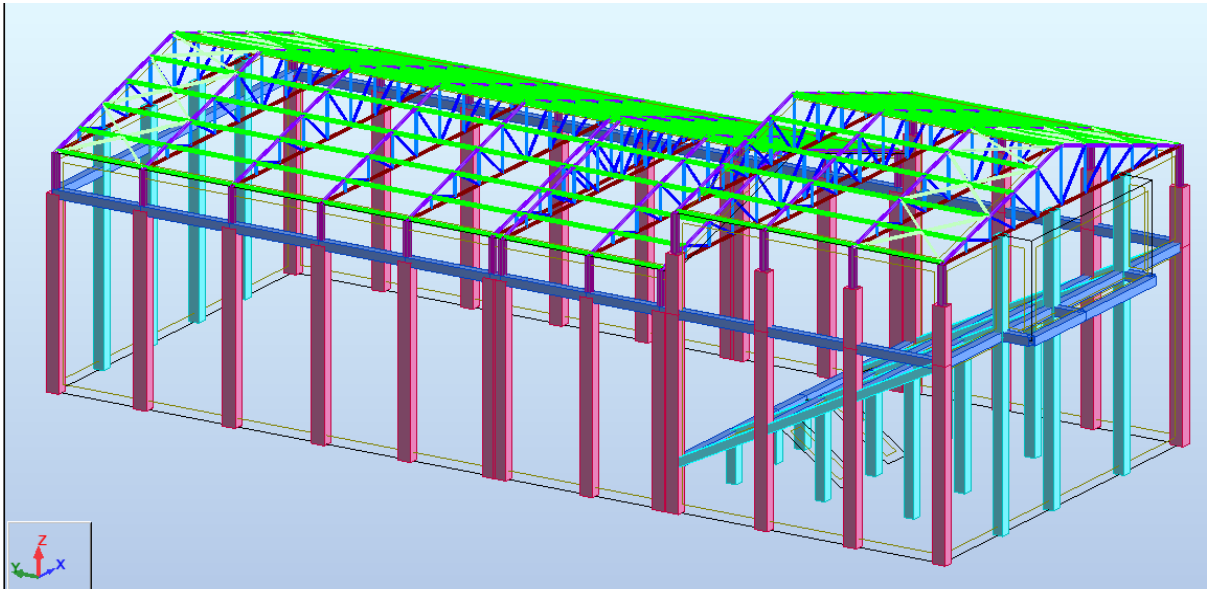


Figure I.5: Le modelé de la structure étudiée

I.7- Matériaux utilisés :

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux différentes sollicitations, leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que ; le cout, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre des matériaux prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.7.1- 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.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

•Propriétés de l'acier :

a) Résistance : Les nuances d'aciers courantes et leurs résistances limites sont données par règlement Eurocode 03.

La nuance d'acier choisie pour la réalisation de cet ouvrage est la S235.

b) Ductilité : La ductilité est la capacité des matériaux à se déformer plastiquement lors d'efforts élevés sans diminution significative de la résistance pendant plusieurs cycles de chargement.

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Le rapport } \frac{f_u}{f_y} > \begin{cases} 1.08 & \text{Haute ductilité} \\ 1.05 & \text{ductilité normale} \end{cases} \quad \text{Eurocode 02}$$

$$\begin{cases} f_u : \text{limite d'élasticité (MPa)} \\ f_y : \text{limite de résistance à la traction (MPa)} \end{cases}$$

- 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 supérieure à 15%, avec

- A_0 est la section transversale initiale de l'élément considéré.

c) Propriétés mécaniques de l'acier :

- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ MPa}$.

- Module d'élasticité transversale : $G = \frac{E}{2(1+\mu)} \approx 0,4 * E$

- Coefficient de Poisson : $\mu = 0,3$

- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 * 10^{-6}$

- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg} / \text{m}^3$

- Diagramme contrainte - déformation de l'acier :

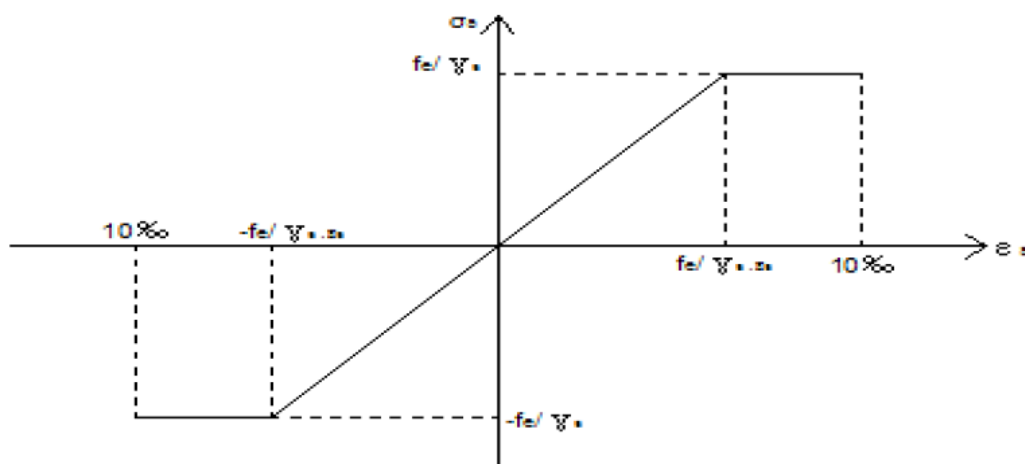


Figure I.6 : diagramme contrainte déformation de l'acier.

I.7.2- Le béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement d'un mélange de matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier, pierres cassées...) avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

I.7.2.1- Composition du béton :

Le dosage des différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations.

En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et des facteurs extérieurs, tel que la température, l'humidité, etc.

Il est composé :

- **D'un liant hydraulique (ciment) :**

Le ciment joue un rôle de liant. Sa qualité dépendante des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

- **Des granulats :**

- **Gravier :** constitué par des grains rocheux dont la grosseur avec des différents diamètres (3/8-8/15-15/25 et >25) mm.

- **Sable :** constitué par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits. Ils doivent être durs, propres et non gélives. Ils sont obtenus par concassage de roches dures (matériaux concassés).

- **D'eau de mouillage des granulats et d'hydratation du liant :**

- **Adjuvants :** Ce sont des produits chimiques qu'on ajoute au mélange pour améliorer une qualité.

- **D'eau de mouillage des granulats et d'hydratation du liant.**

- **Qualités recherchées pour un bon béton :**

- Résistance mécanique élevée (25-40 Mpa) ;
- Imperméabilité à l'eau et absence de réaction chimique avec l'acier ;
- Bonne mise en œuvre (facile à couler) ;
- Bonne tenue dans le temps.

- **Ces résultats seront obtenus, en jouant sur les paramètres suivants :**

- La qualité du ciment et granulats ;
- Le dosage (quantité) ;
- Un bon mélange (homogénéité).

I.7.2.2- Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

a) Masse volumique :

- La masse volumique d'un béton à granulats courants (normal) → 2200 ÷ 2400 kg/m³ ;
- La masse volumique d'un béton à granulats légers → 700 ÷ 1500 kg/m³ ;
- La masse volumique d'un béton à granulats lourds → 3500 ÷ 4000 kg/m³ ;
- La masse volumique du béton armé → 2500 kg/m³.

b) Retrait :

Le béton après sa confection contient un excès d'eau. Si la pièce en béton durcit dans une atmosphère non saturée en humidité, l'eau en excès va disparaître peu à peu, à la fois par évaporation et avec combinaison avec le ciment. Son départ s'accompagne d'une diminution de volume qu'on appelle le retrait.

c) Fluage :

Le fluage est le phénomène physique qui provoque la déformation irréversible d'un Matériau soumis à une contrainte constante (noté σ_0) pendant une durée infinie.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Il est fonction notamment des caractéristiques du béton, de son âge lors du chargement et de l'épaisseur de l'élément.

- Résistance caractéristique à la compression :

Un béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (f_{c28}), et que l'on nomme résistance caractéristique à la compression.

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} && \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} && \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} j < 28 \text{ jours}$$
$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{pour } j \geq 28 \text{ jours}$$

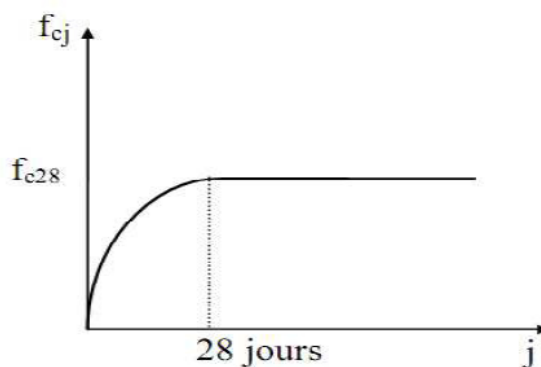


Figure I.7 : résistance du béton à la compression

- Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée (f_{tj}), est conventionnellement définie par la relation : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ (MPa)

I.7.2.3- Déformation du béton :

a) Déformation longitudinale : BAEL.91 [4]

- Module de déformation instantané $\Leftrightarrow E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$ (MPa); dû aux contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures.
- Module de déformation différée $\Leftrightarrow E_{vj} = E_{ij}^{1/3} = 3700 f_{cj}^{1/3}$ (MPa) ; dû aux sollicitations de longue durée d'application.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

f_{cj} (MPa)	25	30	40	50	60
E_{ij} (MPa)	32160	34180	37620	40520	43060
E_{vj} (MPa)	10820	11500	12650	13630	14490

Tableau I.1 : les valeurs E_{ij} et E_{vj} en fonction de f_{cj} .

b) Coefficient de Poisson :

- Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de Poisson est pris égal à 0.
- Pour le calcul des déformations, il est pris égal à 0,2.

-Diagramme contrainte /déformation de calcul :

•ELS :

E_b : module de déformation du béton

E_s : module de déformation de l'acier

Le rapport E_s/E_b est appelé coefficient d'équivalence : $n = 15$.

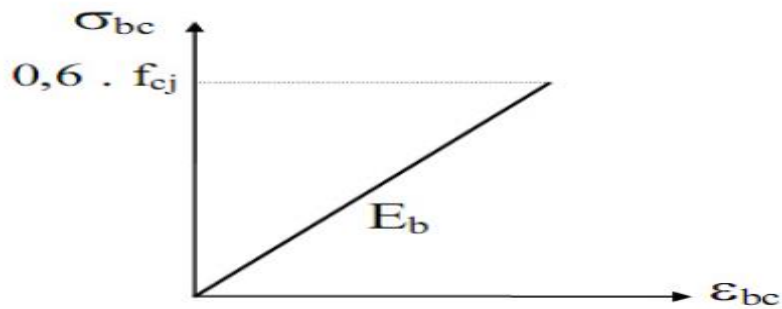


Figure I.8 : diagramme σ - ε du béton à l'ELS.

• E L U :

$$0 \leq \varepsilon_{bc} < 2 \quad , \quad 0 \leq \sigma_{bc} \leq f_{bu}$$

$$2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \quad , \quad \sigma_{bc} = f_{bu}$$

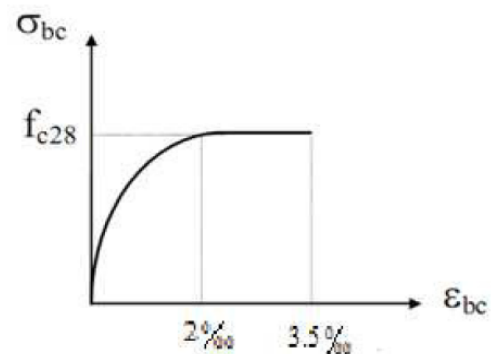


Figure I.9 : Diagramme σ - ε du béton à l'ELU.

I.8 : Les moyens d'assemblage :

Les caractéristiques principales du matériau des moyens d'assemblage sont examinées dans cette section. Les moyens d'assemblage peuvent être classifiés selon trois catégories :

- Moyens d'assemblage mécanique (boulons ; rivets ; goujons ; clous ...)
- Soudures
- Moyens d'assemblage chimique

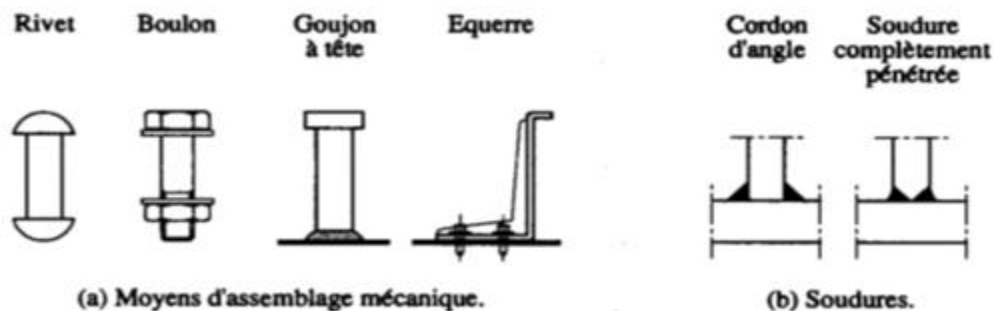


Figure I.10: Moyens d'assemblage mécanique et soudures.

- Rivets
- Boulons

On distingue deux types de boulons :

- ✓ Les boulons de charpente métallique.
- ✓ Les boulons à haute résistance.
- Soudures
 - Acier de construction
 - Acier inoxydable
 - Aluminium et ses alliages

I.9- Les hypothèses fondamentales de calcul aux états limites :

I.9.1- Hypothèses a l'ELU :

1. Conservation des sections planes (diagramme linéaire de déformations).
2. Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

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 passer 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.

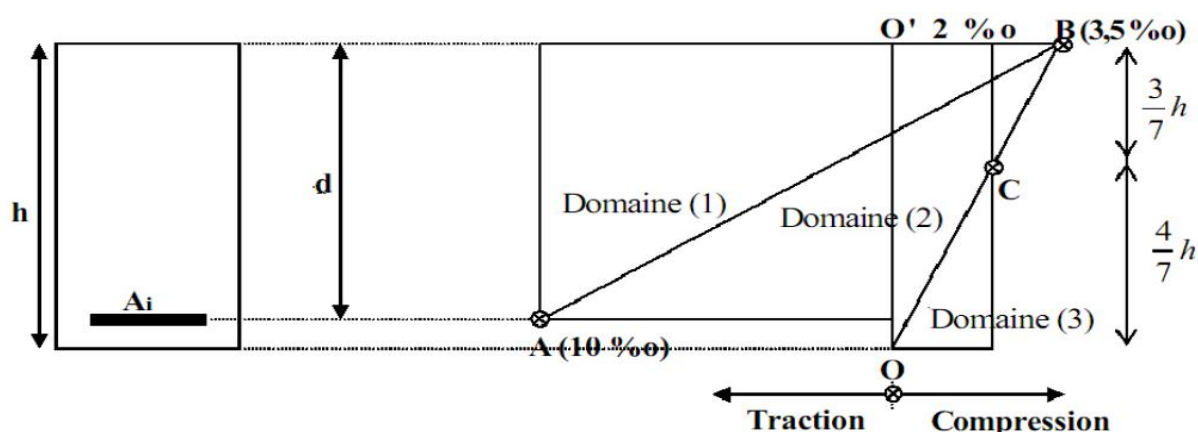


Figure I.11 : Diagramme des 3 pivots.

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

I.9.2- Hypothèse à l'ELS :

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

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

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

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

I.10- Règlements utilisés :

Pour l'étude de cet ouvrage, les règlements techniques utilisés sont les suivants :

- ✓ **RNV 2013** : l'étude climatique se fait suivant le règlement neige et vent Algérien 2013.
- ✓ **Euro code 3** : Calcul des structures en acier selon les normes européennes.
- ✓ **CCM97** : Règles de calcul des constructions métalliques.
- ✓ **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.L 91** : béton armé aux états limites.

Chapitre II :

Etude climatique

II.1- Introduction :

Les effets du vent ainsi que la neige, sur les structures métalliques est plus souvent prépondérants. Une étude approfondie et détaillée doit être menée minutieusement afin de déterminer les différentes actions et sollicitations. Et ceci dans toutes les directions.

Le règlement (DTR : RNV 2013) [1] sert pour la détermination des différentes actions du vent sur l'ensemble de la structure.

Les pressions exercées par le vent sur les surfaces sont déterminées par de nombreux facteurs :

- De la région.
- Du site d'implantation.
- De la hauteur de la structure.
- De la forme de la toiture.
- De la forme géométrique de l'ouvrage.

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

- ✓ Vent sur la façade latérale gauche.
- ✓ Vent sur la façade latérale droite.
- ✓ Vent sur la façade principale.
- ✓ Vent sur la façade secondaire.

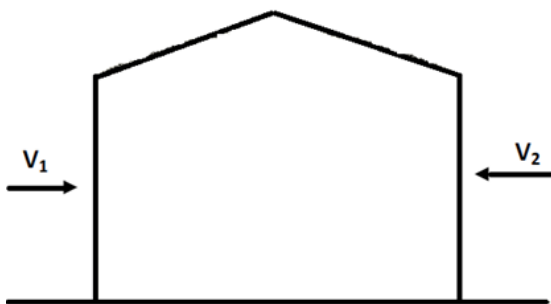


Figure.II.1: Vent sur façade gauche/droite

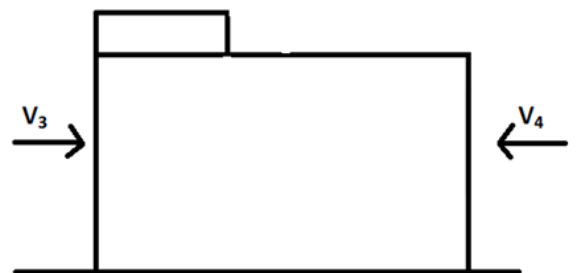


Figure.II.2: Vent sur façade principale/secondaire.

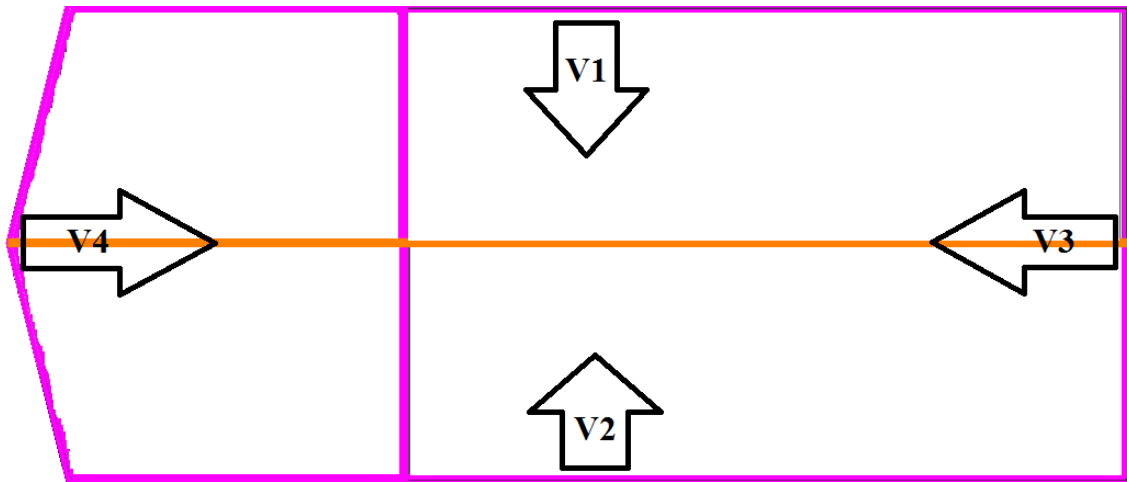


Figure II.3 : Vent sur plan de couverture.

II.2- Les coefficients de calcul :

II.2.1- Effet de la région ($q_{\text{réf}}$) :

La pression dynamique de référence pour les constructions est en fonction de la zone du vent, le tableau 2.2 du RNV 2013. comme notre structure est implantée dans la zone I

Donc : $q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$.

II.2. 2- Effet de site :

La structure sera implantée dans une zone suburbaine donc d'après le tableau 2.4 du RNV 2013 ; les valeurs des paramètres sont les suivantes :

- ✓. Le facteur de terrain $K_t = 0.215$
- ✓. Le paramètre de rugosité $Z_0 = 0.3 \text{ m}$
- ✓. La hauteur minimale $Z_{\text{min}} = 5 \text{ m}$
- ✓. Le coefficient $\varepsilon = 0.61$

II.2.3- Coefficient topographique :

Le coefficient topographique C_t prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, dénivellations, etc.

Le site est plat, le coefficient topographique est donné par le tableau 2.6 de RNV 2013

II.2.4- Coefficient dynamique (C_d) :

Chapitre II : Etude climatique

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

La valeur de C_d est déterminée selon la procédure du paragraphe 3. Cependant la valeur simplifiée du §3.2 peut être admise sous réserve de satisfaire les conditions qui y sont énoncées.

Dans notre cas $H \leq 15\text{m}$ on prend la valeur simplifiée : $C_d = 1$.

II.2.5- Détermination de pression dynamique (q_{dyn}) :

La salle à une hauteur égale à 12 m.

La pression dynamique $q_{\text{dyn}}(z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j d'une structure permanente est donnée par : $q_{\text{dyn}}(z_j) = q_{\text{ref}} C_e(z_j) \text{ N/m}^2$.

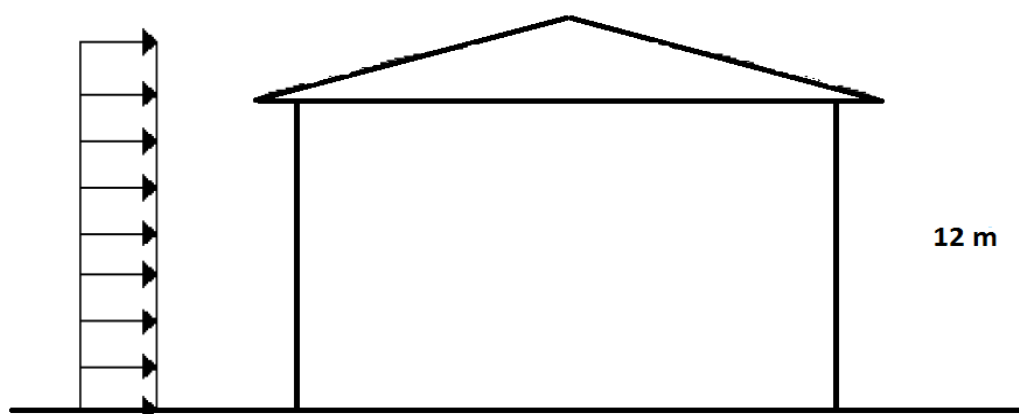


Figure II.4 : Répartition de la pression dynamique sur la salle.

II.2.6- Calcul de coefficient d'exposition (C_e) :

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

Comme notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques, la valeur de C_e est donnée par la formule suivante :

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times [1 + 7 \times I_v] \text{ chap. II RNV 2013 Art 2.2}$$

II.2.6.1 Intensité de la turbulence :

Il est donné par la formule suivante : (Éq 2.5-chapitre II-RNV-V2013) :

$$I_v(z) = \begin{cases} \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{Pour } Z_{\min} < Z \\ \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{z_0}\right)} & \text{Pour } Z \leq Z_{\min} \end{cases}$$

• **Parois** : $Z=10$ m, donc : $Z_{\min} < Z$

$$I_v(z) = 0.258$$

• **Toiture** : $Z=12$ m, donc : $Z_{\min} < Z$

$$I_v(z) = 0.271$$

II.2.6.2 coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité $Cr(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent .il est défini par la loi logarithmique suivante :

$$Cr(z) = k_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \quad \text{RNV 2013 Art 2.3 [1]}$$

$$Cr(z) = k_t \cdot \ln\left(\frac{Z_{\min}}{z_0}\right) \text{ pour } Z < Z_{\min}$$

Où:

K_t : facteur de terrain défini précédemment $K_t = 0.215$

Z_0 : paramètre de rugosité défini précédemment $Z_0 = 0.3$

Z_{\min} : hauteur minimale définie précédemment $Z_{\min} = 5$ m

Z : hauteur considérée (au centre des surface) $Z = 12$ m

Dans notre cas $Z > Z_{\min}$

II-2-6-3-Détermination de Cr et Ce :

	Z(m)	Cr	Ce
Parois	10	0.754	2.116
Toiture	12	0.793	2.297

Tableau II.1 : Les valeurs de Cr et Ce .

Chapitre II : Etude climatique

-Tableau donnant les valeurs de la pression dynamique :

	Z(m)	Ce	qdyn (N/m ²)
Parois	10	2.116	793.5
Toiture	12	2.297	861.375

Tableau II.2 : Les valeurs de la pression dynamique.

II.2.6.3.1- Direction du vent V1 (perpendiculaire à la façade latérale) :

a) Calcul des coefficients de pression extérieure Cpe :

• Paroi verticale :

On se réfère au paragraphe 1.1.1.2 du chapitre 5 à la figure (5-1) du RNV2013 pour déterminer les différentes zones de pression, et au tableau (5-1) pour déterminer les valeurs des coefficients Cpe, pour chaque direction du vent considérée.

Dans notre cas on a :

$$b=35.30 \text{ m} \quad ; \quad d=15.55 \text{ m} \quad ; \quad h=12 \text{ m}$$

$$e=\min (35.30 ; 2 \times 12)=24 \text{ m} \quad e > d \quad e/5 = 4.8 \text{ m.}$$

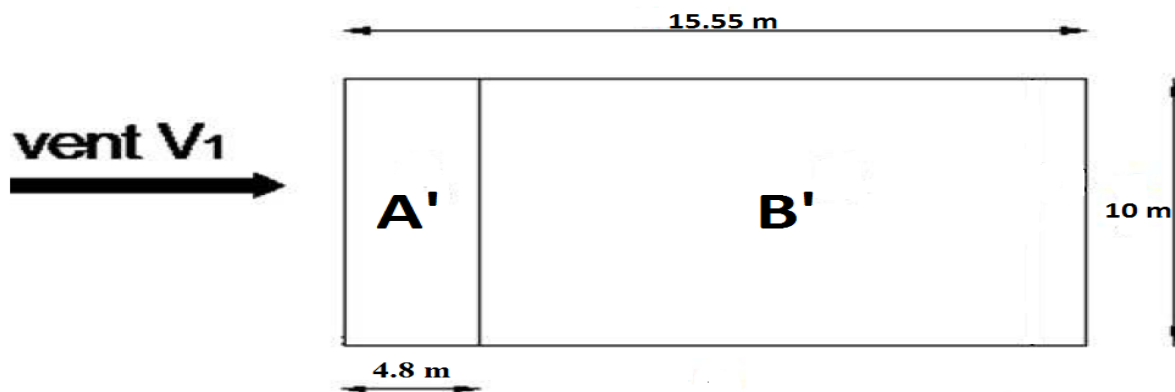


Figure II.5: légende pour les parois verticales.

Les coefficients de pression externe Cpe, des 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 m² et 10 m², auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement Cpe, 1 et Cpe, 10

Les surfaces des parois sont > 10 m² donc Cpe, = Cpe, 10.

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

Chapitre II : Etude climatique

Zones	A'	B'	D	E
C _{pe}	-1	-0.8	+0.8	-0.3

Tableau II.3 : Les coefficients de pression C_{pe} correspondants à chaque zone de paroi verticale.

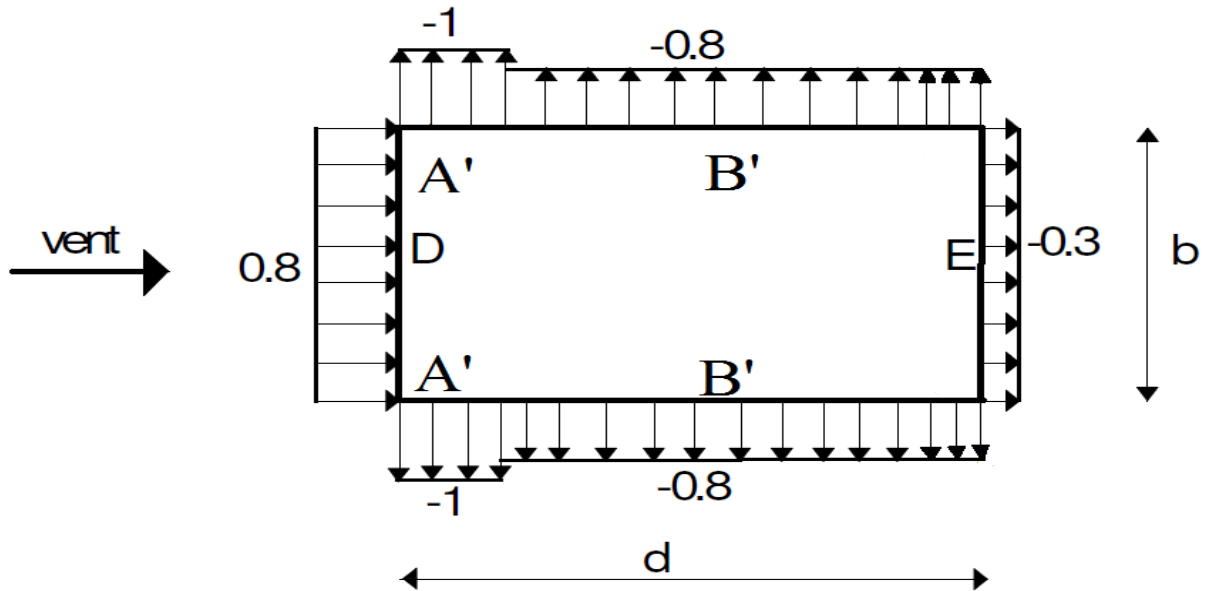


Figure II.6 : Légende pour les parois verticales.

•Pour la toiture :

On a une toiture à deux versants, pour la détermination du coefficient de pression on se réfère à la figure 5.4 chap. 5 du RNV A99.

La direction du vent est définie par un angle Θ avec :

$\Theta = 0$ vent (v_1 et v_2) ; dont la direction est perpendiculaire au génératrice et pour une valeur positive.

Chapitre II : Etude climatique

Il convient de deviser la toiture comme indique la figure ci-dessous :

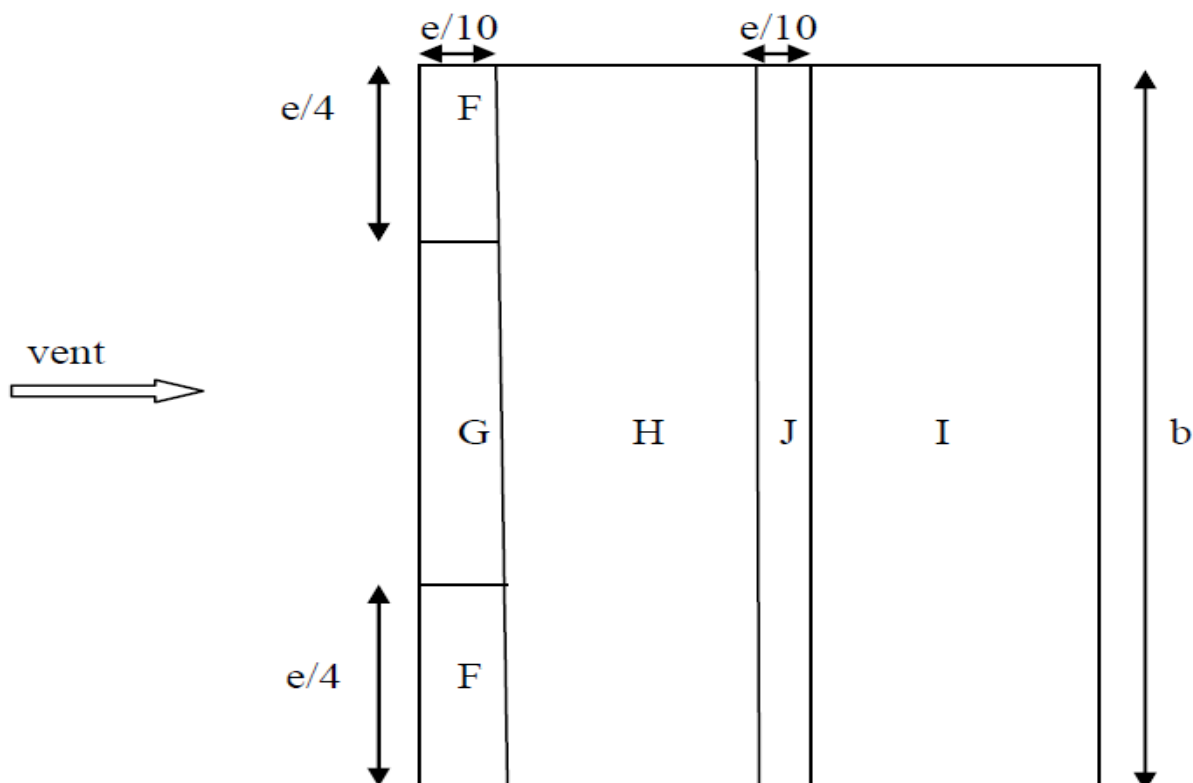


Figure II.7: légende pour les toitures à deux versants.

$h = 12 \text{ m}$; $b = 35,3 \text{ m}$; $d = 15,55 \text{ m}$; $\alpha = 14,4^\circ$; $e = \min [b, 2h] = 24 \text{ m}$

Les valeurs de C_{pe} s'obtiennent par interpolation linéaire entre les valeurs correspondantes à $\alpha = 5^\circ$ et celles de $\alpha = 15^\circ$.

Zones		F	G	H	I	J
Surfaces (m ²)		14.4	55.92	189.737	189.737	84.72
C _{pe}	Dépression	-0.98	-0.84	-0.33	-0.42	-0.88
	Surpression	0.18	0.18	0.18	-0.06	-0.06

Tableau II.4 : coefficients C_{pe} correspondants à chaque zone de toiture.

b) coefficient de pression intérieure (C_{pi}) :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloison intérieurs (hall industriel par exemple) est donné par la figure 5.14 du RNV 2013 en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

Avec :
$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces de toute les ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toute les ouvertures}}$$

• Calcul des surfaces des ouvertures :

- Façade principale :

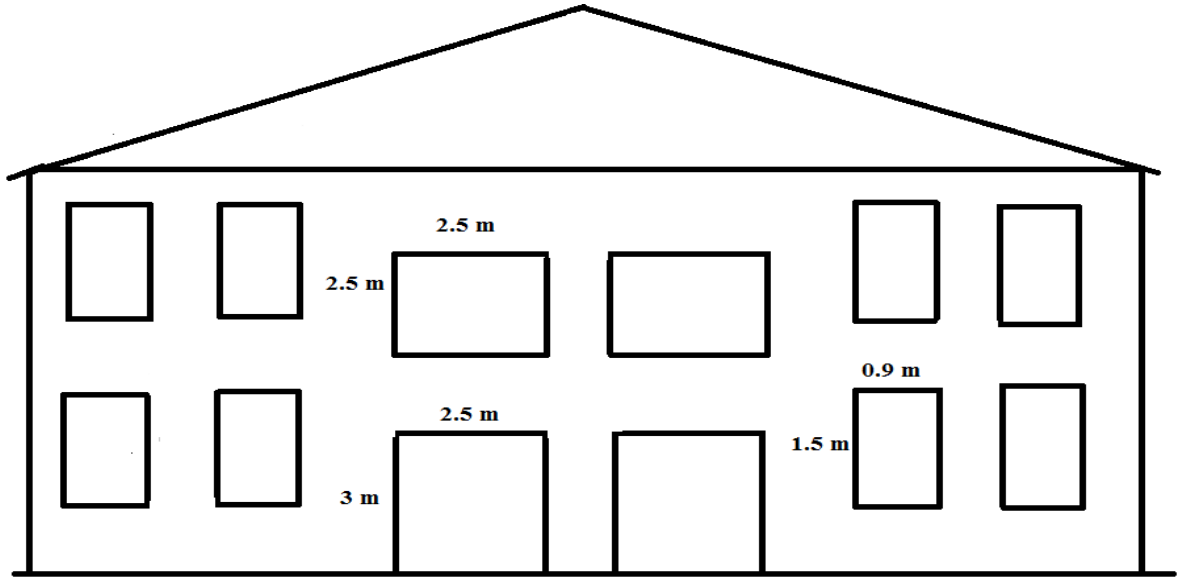


Figure II.8 : Surfaces des ouvertures sur la façade principale.

$$S = (0.9 \times 1.5)8 + (3 \times 2.5)2 + (2.5 \times 2.5)2 = 38.3 \text{ m}^2$$

- façade secondaire :

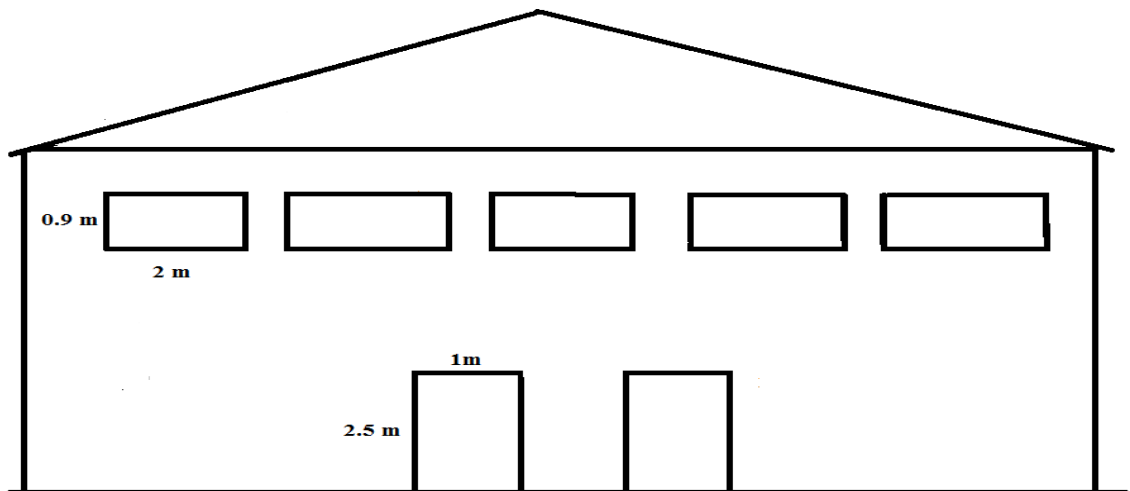


Figure II.9 : Surfaces des ouvertures sur la façade secondaire.

$$S = (0.9 \times 2)5 + (1 \times 2.5)2 = 14 \text{ m}^2$$

-Façade latérale gauche :

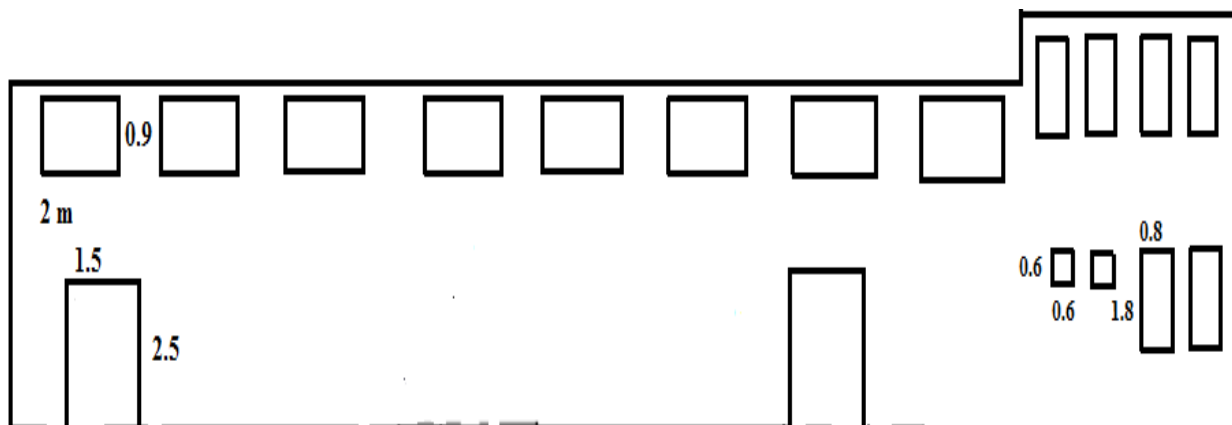


Figure II.10 : Surfaces des ouvertures sur la façade latérale gauche.

$$S = (0.9 \times 2)8 + (1.8 \times 0.8)6 + (0.6 \times 0.6)2 + (2.5 \times 1.5)2 = 31.26 \text{ m}^2$$

-Façade latérale droite :

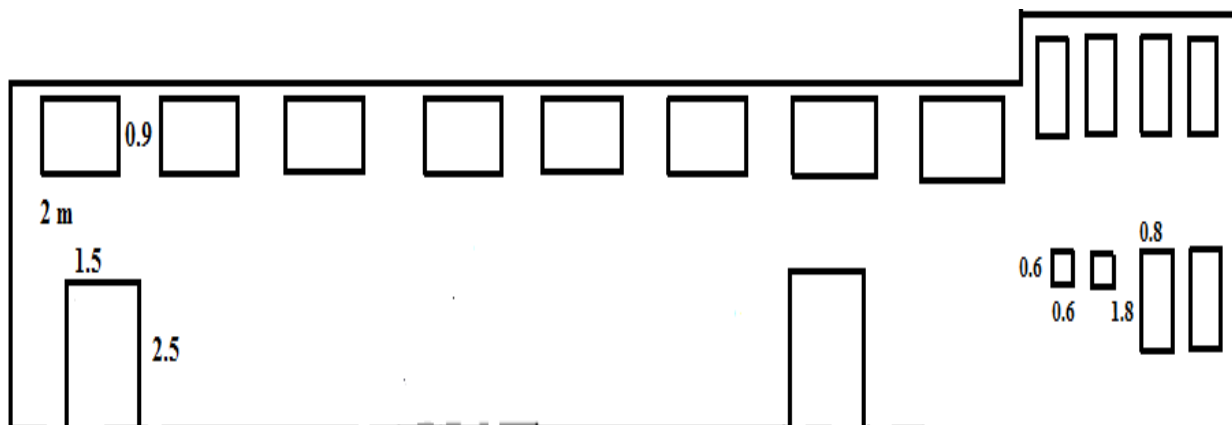


Figure II.11 : Surfaces des ouvertures sur la façade latérale droite.

$$S = (0.9 \times 2)8 + (1.8 \times 0.8)6 + (0.6 \times 0.6)2 + (2.5 \times 1.5)2 = 31.26 \text{ m}^2$$

$$\mu_p = \frac{14 + 31.26 + 38.3}{14 + 31.26 + 38.3 + 31.26} = \frac{83.56}{114.82}$$

$$\mu_p = 0.727 \quad \rightarrow \quad C_{pi} = -0.184 \text{ (voir figure 5.14 chap. 5 du RNV 2013)}$$

Les pressions q_{zj} sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$q_{zj} = C_d W_{zj} \quad \text{avec} \quad W_{zj} = q_{dyn} [C_{pe} - C_{pi}]$$

•Parois verticales :

Zones	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	W_{zj} (N/m ²)	q_{zj} (N/m)
A'	1	793.5	-1	-0.184	-0.816	-647.496	-647.496

Chapitre II : Etude climatique

B'	1	793.5	-0.8	-0.184	-0.616	-488.796	-488.796
D	1	793.5	+0.8	-0.184	+0.984	+780.804	+780.804
E	1	793.5	-0.3	-0.184	-0.116	-92.046	-92.046

Tableau II.5: Valeur de la pression correspondante à chaque zone de paroi verticale.

•La toiture :

	Zones	Cd	Qdyn (N/m ²)	Cpe	Cpi	Cpe- Cpi	Wzj (N/m ²)	qzj (N/m)
Dépression	F	1	861.375	-0.98	-0.184	-0.796	-685.655	-685.655
Surpression			861.375	0.18	-0.184	0.364	+313.534	+313.534
Dépression	G	1	861.375	-0.84	-0.184	-0.656	-565.062	-565.062
Surpression			861.375	0.18	-0.184	0.364	+313.534	+313.534
Dépression	H	1	861.375	-0.33	-0.184	-0.146	-125.760	-125.760
Surpression			861.375	0.18	-0.184	0.364	+313.534	+313.534
Dépression	I	1	861.375	-0.42	-0.184	-0.236	-203.285	-203.285
Surpression			861.375	-0.06	-0.184	-0.224	-210.176	-210.176
Dépression	J	1	861.375	-0.88	-0.184	-0.696	-599.517	-599.517
Surpression			861.375	-0.06	-0.184	-0.224	-210.176	-210.176

Tableau II.6: Valeus de la pression correspondantes à chaque zone de la toiture.

c) calcul de la force de frottement :

Les constructions pour lesquelles la force de frottement doit être calculée sont celle pour lesquelles soit le rapport

$$\sum \text{Des surfaces parallèle au vent} < 4 \times \sum \text{Des surfaces perpendiculaire au vent}$$

$$\Sigma = 796.8 \text{ m}^2 < 4 \Sigma = 4 \times 423.6 = 1694.4 \text{ m}^2.$$

Condition vérifiée, pas de frottement.

Chapitre II : Etude climatique

II.2.6.3.2- Direction V2 (perpendiculaire à la face latérale) :

Les valeurs de pressions sont les mêmes que la direction V1

II.2.6.3.3- Direction du vent V3 (perpendiculaire à la façade principale) :

a) coefficient de pression extérieure Cpe :

• parois verticales :

$b=15.55 \text{ m}$; $d=35.30 \text{ m}$; $h=12 \text{ m}$; $e=\min [b, 2h]= 15.55 \text{ m}$

$e/5=3.11 \text{ m}$; $d=36 \text{ m} > e=15.55 \text{ m}$

$e < d$ selon le règlement Algérien neige et vent la structure doit être devisée de la manière suivante :

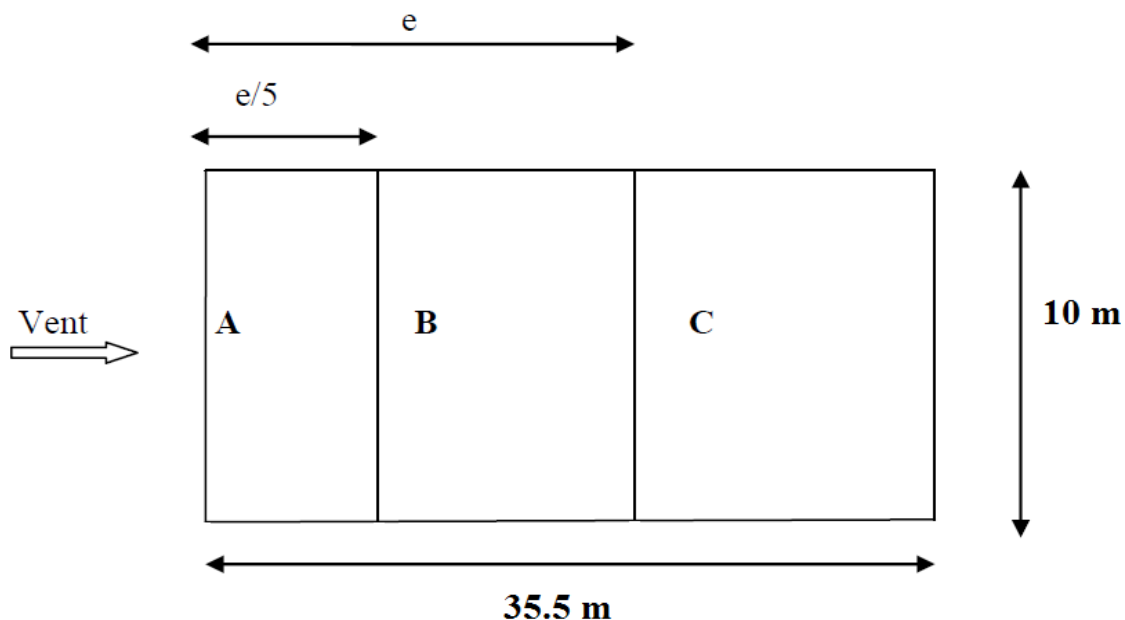


Figure II.12: légende pour les parois verticales.

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

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

Zones	A	B	C	D	E
Cpe	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.7 : Les coefficients de pression Cpe correspondants à chaque zone de paroi verticale.

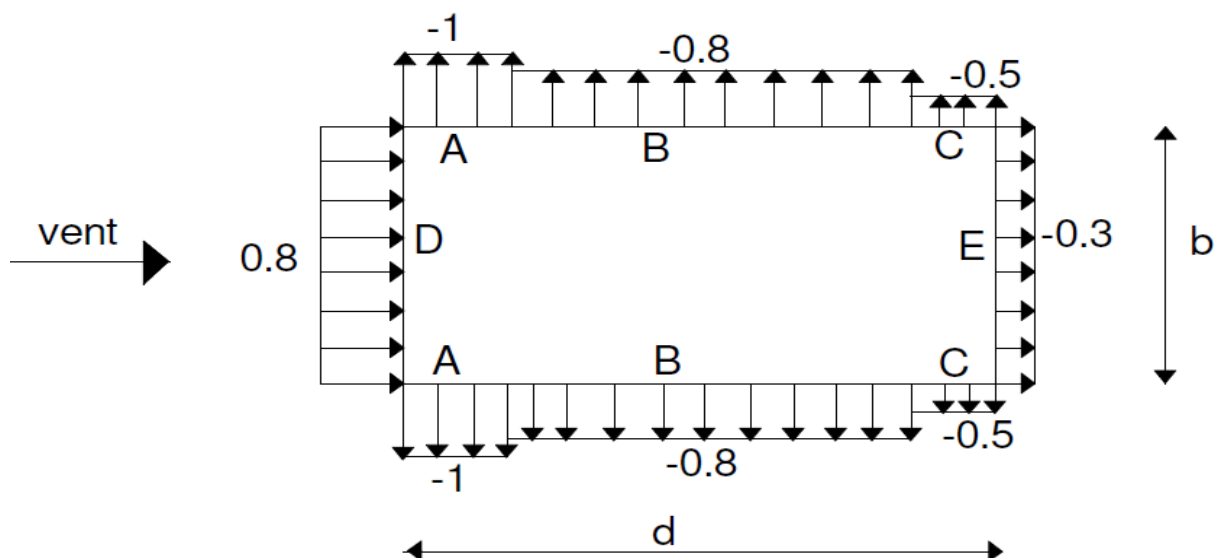


Figure II.13 : Légende pour les parois verticales.

•Toiture :

Pour un vent parallèle au génératrice on adopte pour C_{pe} la valeur correspondante à une toiture à deux versants : pour $\Theta = 90$, en Prenant pour $\alpha = 14.4^\circ$.

$b=15.55 \text{ m}$; $h=12 \text{ m}$; $e=\min[b,2h]=15.55 \text{ m}$

$e/4=3.887 \text{ m}$; $e/2=7.775 \text{ m}$; $e/10=1.555 \text{ m}$

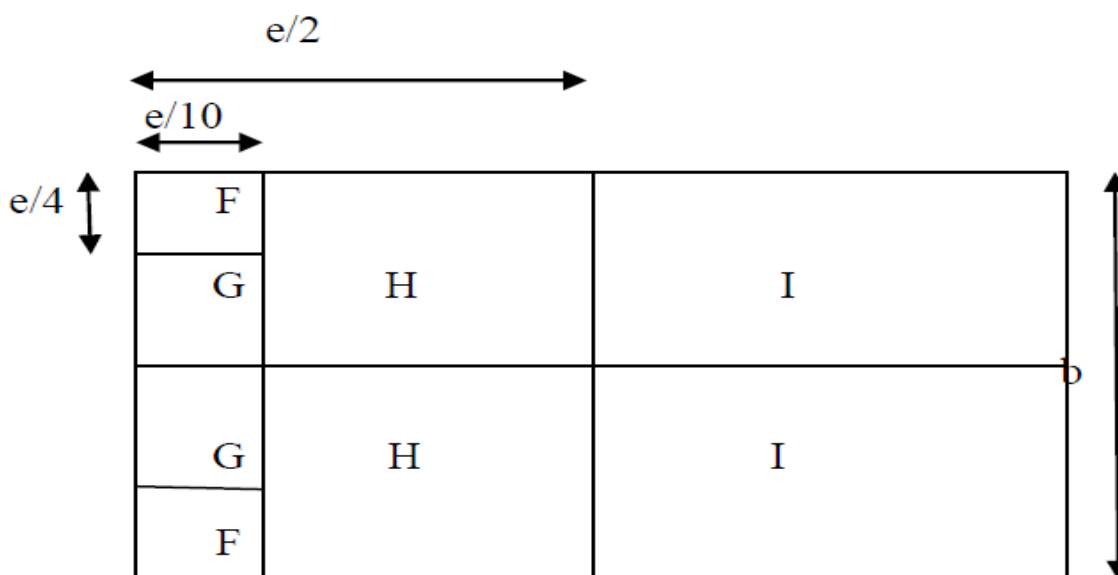


Figure II.14: légende pour les toitures à deux versants.

Afin de déterminer les valeurs de C_{pe} :

On a : $1\text{m}^2 < SF \text{ et } SG < 10\text{m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \log_{10}(S)$

Les zones de pression et les valeurs respectives correspondantes sont données par le tableau suivant :

Chapitre II : Etude climatique

Zones	F	G	H	I
Surfaces (m ²)	6.044	6.045	48.36	214
Cpe	-1.481	-1.453	-0.61	-0.51

Tableau II.8: Les surfaces et coefficients Cpe correspondants à chaque zone de toiture.

b) coefficients de pression intérieur Cpi:

$$\mu_p = \frac{14 + 31.26 + 31.26}{14 + 31.26 + 38.3 + 31.26} = \frac{76.52}{114.82}$$

$$\mu_p = 0.66 \quad \Rightarrow \quad C_{pi} = -0.16$$

$$q_{zj} = C_d W_{zj} \text{ avec } W_{zj} = q_{dyn} [C_{pe} - C_{pi}]$$

• Parois vertical :

Zones	Cd	Qdyn (N/m ²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Wzj (N/m ²)	qzj (N/m)
A	1	793.5	-1	-0.16	-0.84	-666.54	-666.54
B	1	793.5	-0.8	-0.16	-0.64	-623.04	-623.04
C	1	793.5	-0.5	-0.16	-0.34	-269.79	-269.79
D	1	793.5	+0.8	-0.16	+0.96	+761.76	+761.76
E	1	793.5	-0.3	-0.16	-0.14	-238.05	-238.05

Tableau II.9 : valeurs de la pression correspondes à chaque zones de parois verticale.

• Toitures :

Zones	Cd	Qdyn (N/m ²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Wzj (N/m ²)	qzj (N/m)
F	1	861.375	-1.481	-0.16	-1.321	-1137.878	-1137.878
G	1	861.375	-1.453	-0.16	-1.293	-1113.758	-1113.758
H	1	861.375	-0.61	-0.16	-0.45	-387.619	-387.619
I	1	861.375	-0.51	-0.16	-0.35	-301.481	-301.481

Tableau II.10 : valeurs de pression correspondantes à chaque zone de la toiture.

Chapitre II : Etude climatique

c) calcul de la force de frottement :

Les constructions pour lesquelles la force de frottement doit être calculée sont celle pour lesquelles soit le rapport

$$\sum \text{Des surfaces parallèle au vent} < 4 \times \sum \text{Des surfaces perpendiculaire au vent}$$

$$\Sigma = 610.2 \text{ m}^2 < 4 \Sigma = 4 \times 186.6 = 746.4 \text{ m}^2.$$

Condition vérifiée, pas de frottement.

II.2.6.3.4- Direction du vent V4 (perpendiculaire à la façade secondaire) :

a) coefficient de pression extérieure Cpe :

Les valeurs de Cpe pour le sens V4 sont les pour le V3

b) coefficients de pression intérieur Cpi:

$$\mu_p = \frac{38.3+31.26+31.26}{14+31.26+38.3+31.26} = \frac{99.02}{114.82}$$

$$\mu_p = 0.878 \quad \Rightarrow \quad C_{pi} = -0.313$$

$$q_{zj} = C_d W_{zj} \text{ avec } W_{zj} = q_{dyn} [C_{pe} - C_{pi}]$$

• Parois vertical :

Zones	Cd	Qdyn (N/m ²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Wzj (N/m ²)	qzj (N/m)
A	1	793.5	-1	-0.313	-0.687	-545.135	-545.135
B	1	793.5	-0.8	-0.313	-0.487	-386.435	-386.435
C	1	793.5	-0.5	-0.313	-0.187	-148.384	-148.384
D	1	793.5	+0.8	-0.313	+1.113	+883.166	+883.166
E	1	793.5	-0.3	-0.313	+0.013	+10.315	+10.315

Tableau II.13 : valeurs de la pression correspondes à chaque zones de parois verticale.

• Toitures :

Zones	Cd	Qdyn (N/m ²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Wzj (N/m ²)	qzj (N/m)
F	1	861.375	-1.481	-0.313	-1.168	-1006.086	-1006.086

Chapitre II : Etude climatique

G	1	861.375	-1.453	-0.313	-1.14	-981.967	-981.967
H	1	861.375	-0.61	-0.313	-0.297	-255.828	-255.828
I	1	861.375	-0.51	-0.313	-0.197	-169.690	-169.690

Tableau II.14 : Les valeurs des pressions correspondantes à chaque zone de la toiture.

c) calcul de la force de frottement :

Les constructions pour lesquelles la force de frottement doit être calculée sont celle pour lesquelles soit le rapport

$$\sum \text{Des surfaces parallèle au vent} < 4 \times \sum \text{Des surfaces perpendiculaire au vent}$$

$$\Sigma = 610.2 \text{ m}^2 < 4 \Sigma = 4 \times 186.6 = 746.4 \text{ m}^2.$$

Condition vérifiée, pas de frottement.

II.3- Action de neige :

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

La charge caractéristique de neige S (Kn/m²) par unité de surface en projection horizontale de toiture s'obtient par la formule suivante :

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

Où :

- Sk : Valeur de la charge de neige sur le sol donnée par le règlement RNV 2013 dans le paragraphe 4 en fonction de la zone et l'altitude neige.
- μ : coefficient d'ajustement des charges en fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donné au paragraphe 6 RNV 2013.

II.3.1- Calcul de la charge de neige sur le sol :

La charge de neige sur le sol SK définie par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

D'après la carte de zonage de la neige en Algérie, la wilaya de Bejaia est située en A.

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

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

Pour notre site : H= 277 m — Sk = 0.344 m

II.3.2- Neige sur la toiture :

Dans notre projet on a une toiture à deux versants avec une faible pente et qui est la même dans les deux côtés.

On a $\alpha = 14.4^\circ$

$\mu = 0.8$ d'après le tableau 2 de RNV2013

Alors la charge de neige est :

$$S = 0.8 \times 0.344 = 0.2752 \text{ kN / m}^2.$$

$$S = \mu \cdot S_k = 0.2752 \text{ kN/m}^2$$

La charge de la neige est : **S = 0.2752 kN/m²**

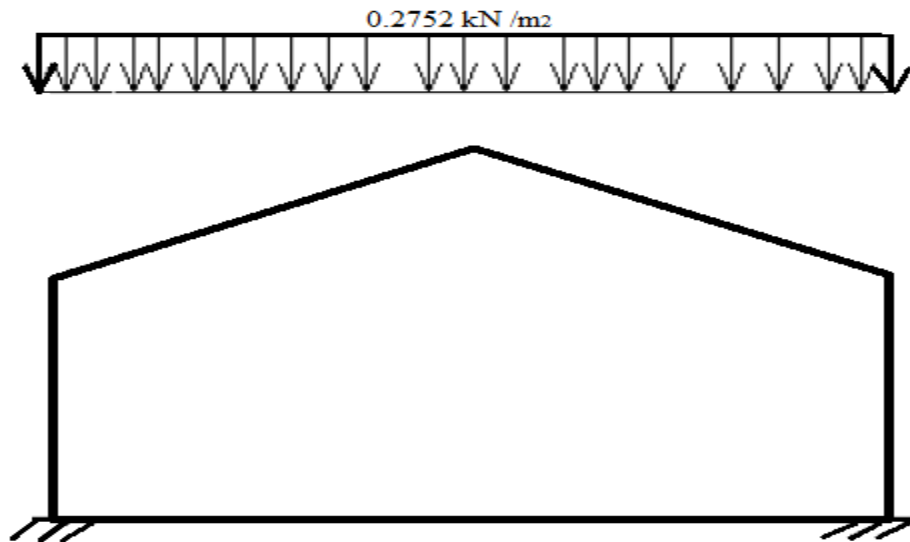


Figure II.18 : La valeur de la charge caractéristique de la neige.

II.4- Etude de la variation de la température :

On doit tenir compte des effets de la dilatation thermique chaque fois qu'il risque 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'aire libre (variation plus élevée du gradient thermique).

Et comme notre salle omnisport va être implantée à EL-FLAYE qui a une faible variation de température entre le jour et la nuit, alors l'effet de la température n'est pas pris en compte.

II.5- Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini les différentes valeurs représentatives des charges climatiques agissantes sur la structure telles que le vent, et la neige.

Donc on prend les valeurs les plus défavorables :

✓ Les valeurs de V_{Max} :

- Pour la dépression, celle exposée au vent sur la façade principale

avec : $C_{pi} = -0.16$ chargée en zone F. $V_{dépressions} = -1.138 \text{ KN/m}^2$.

-Pour la surpression, celle exposée au vent sur la façade latérale

avec : $C_{pi} = -0.184$ chargée en zone F et G. $V_{surpressions} = 0.314 \text{ KN/m}^2$.

✓ La charge de la neige est : $S = 0.2752 \text{ kN/m}^2$.

Chapitre III :
Pré-dimensionnement des
éléments secondaires.

III.1- Calcul de la couverture :

III.1.1- Matériaux de couverture :

La couverture, en panneaux sandwich, est composée de tôle et d'une matière isolante entre les deux parois.



Figure III.1: Couverture, en panneau sandwich.

-Poids propre : $P_p = 13.6 \text{ kg/m}^2$.

III.1.2- Détermination des sollicitations :

Compte tenu de la pente des versants, les pannes sont posées inclinées d'un angle (α). De ce fait, le fonctionnement est en flexion déviée.

•Charge à prendre des calculs :

a) charges permanentes G :

Poids du panneau avec tôles en acier externe et interne.

-Couverture : $(P_{\text{tole}} + P_{\text{isolant}}) = 13.6 \text{ kg/m}^2$

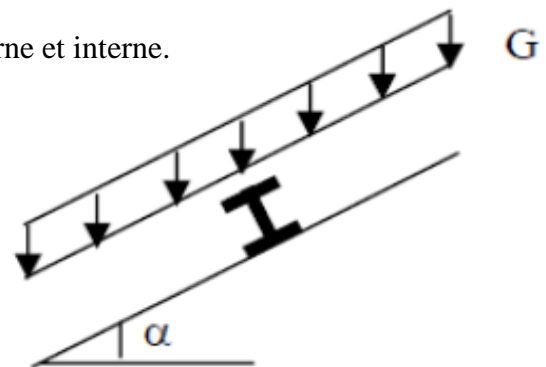


Figure III.2: Cas de charge permanente.

-Accessoire (boulons...) = 2,93 Kg/m²

$G_{\text{total}} = 13.6 + 2,93 = 16.53 \text{ Kg/m}^2$

$G_{\text{total}} = 0,1653 \text{ KN/m}^2$.

b) Surcharges d'entretien Q :

La charge d'entretien est déterminée suivant le document technique réglementaire (DTR-BC-2.2), Une charge de 1 KN appliquée sur une surface de 10 m².

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires.

Ces 10 m² forment un rectangle, dont un côté est déterminé par l'entre axe entre les éléments considérés. Donc une bande de (1 ml), Q sera prise égale à 1 KN/ml.

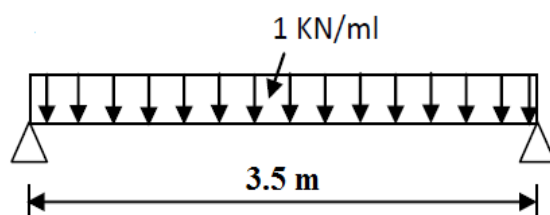


Figure III.3: Cas de charge d'entretien.

c) Actions climatiques :

-Surcharge de la neige :

$$S_n = 0.275 \text{ kN/m}^2.$$

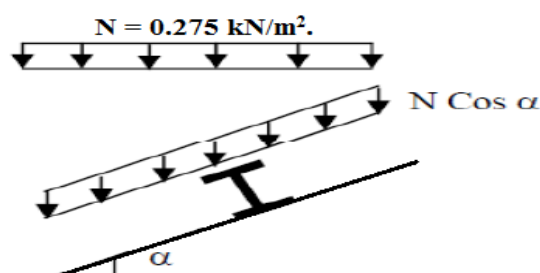


Figure III.4 : Cas de charge de neige.

- Action du vent :

La zone du vent la plus défavorable est celle exposée au vent sur la façade principale avec $C_{pi} = -0.16$ Vent, dépression extérieure maximale chargée en zone F.

$$V_{\text{dépr}} = -1.138 \text{ KN/m}^2.$$

$$V_{\text{surp}} = -1.138 \text{ KN/m}^2.$$

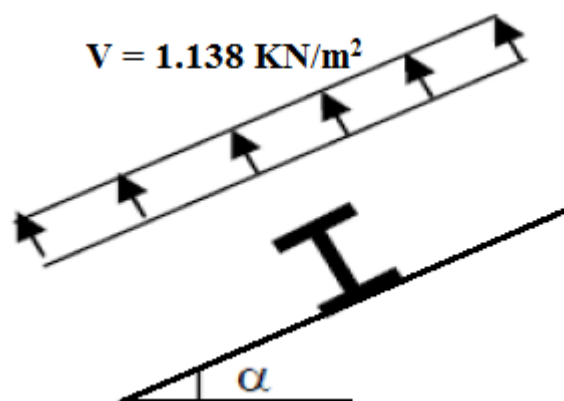


Figure III.5: Cas de l'effet du vent.

III.1.3-Vérification de la couverture :

Après plusieurs simulations on prend le nombre de panne = 6

a) Combinaison des charges et actions : à l'E.L.U :

- $q_1 = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 0.256 + 1.5 \times (1.55 \times 1) = 2.67 \text{ KN/ml}$.
 - $q_2 = 1.35 G + 1.5 S_n = 1.35 \times 0.256 + 1.5 \times (1.55 \times 0.275) = 0.761 \text{ KN/ml}$.
 - $q_3 = G + 1.5 V_{\text{dépr}} = 0.256 - 1.5 \times (1.55 \times 1.138) = -2.389 \text{ KN/ml}$.
 - $q_4 = 1.35 G + 1.5 V_{\text{surp}} = 1.35 \times 0.256 + 1.5 \times (1.55 \times 0.314) = 0.870 \text{ KN/ml}$.
- $$q = \max (q_1, q_2, q_3, q_4) = 2.67 \text{ KN/ml}.$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires.

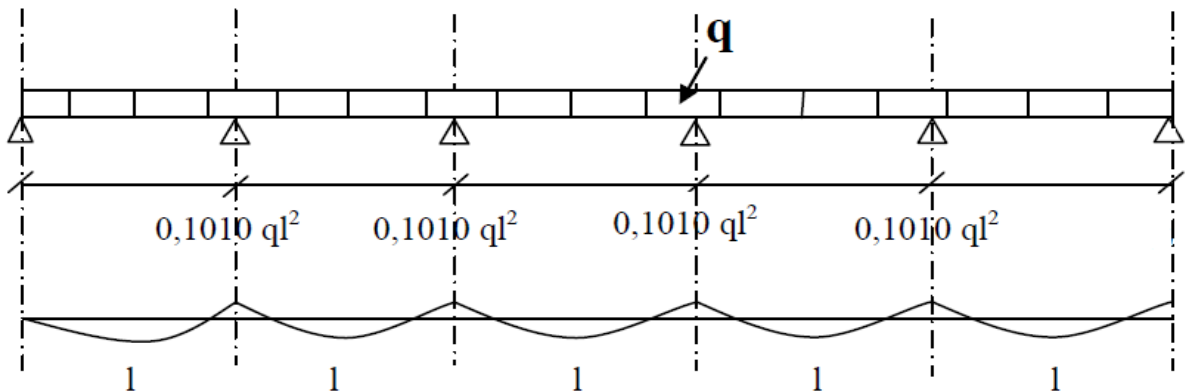
b) Combinaison des charges et actions à l'E.L.S :

- $q_1 = G + Q = 0.256 + 1.55 = 1.806 \text{ KN/ml}$.
 - $q_2 = G + S_n = 0.256 + 0.426 = 0.682 \text{ KN/ml}$.
 - $q_3 = G + V_{\text{dépr}} = 0.256 - 2.139 = -1.883 \text{ KN/ml}$.
 - $q_4 = G + V_{\text{surp}} = 0.256 + 0.314 = 0.57 \text{ KN/ml}$.
- $q_{\text{max}} = (q_1, q_2, q_3, q_4) = -1.883 \text{ KN/ml}$.

$L_{\text{vers}} = 8.03 \text{ m}$.

• Moment maximal pour une poutre continue sur 6 appuis simples :

Le moment maximal est déterminé suivant les formules de R.D.M par la méthode des 3 moments.



- $M^{\text{max}} = 0.1010 q l^2$
- $q = 2.67 \text{ KN/ml}$.
- $l = \text{espacement entre chaque panne} = 1.55 \text{ m}$.

• Vérification de la couverture par l'équation de la flèche :

- Equation de variation du moment:

$$M(x) = q \cdot \frac{x}{2} \cdot (1-x) - 0.1010 q \cdot lx = -q \cdot \frac{x^2}{2} + 0.399 q \cdot lx$$

- Détermination de la section d'abscisse x la plus sollicitée :

$$T(x) = -M'(x) = qx - 0,399 ql$$

$M(x)$ max correspond à $T(x)$ nul donc :

$$T(x_0) = 0 \Leftrightarrow x_0 = 0,399 l$$

- Equation de la flèche:

La flèche est obtenue en intégrant deux fois le moment fléchissant :

$$EIy'' = -M(x) \Rightarrow y'(x) = \frac{-1}{EI} \left[-\frac{qx^3}{6} + 0.199 qlx^2 + c_1 \right]$$

$$y(x) = \frac{-1}{EI} \left[-\frac{qx^4}{24} + 0.066 qlx^3 + c_1x + c_2 \right]$$

•Conditions aux limites :

$$y(0) = y(l) = 0$$

$$-y(0) = 0 ; \Rightarrow C_2 = 0$$

$$-y(l) = 0 ; \Rightarrow C_1 = -0,0246ql^3.$$

$$y(x) = \frac{-1}{EI} \left[-\frac{qx^4}{24} + 0.066 qlx^3 + -0,0246ql^3x \right].$$

•Flèche maximale « $y(x_0)$ »

$$y(x_0) = \frac{-1}{EI} [-0.001 ql^4 + 0.0042 ql^3 + -0,0098 ql^4].$$

$$y(x_0) = \frac{0.00661}{EI} ql^4$$

(σ_{max}) est limitée à 1/200 donc : $\sigma = y(x_0) \leq \sigma_{max}$.

$$\frac{0.00661}{EI} ql^4 = \frac{0.00661 \times (2.67 \times 10^{-2}) \times 155^4}{2.1 \times 10^4 \times 659} \leq \frac{L}{200}$$

$$= 0.0059 < 0.775 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

•Conclusion : La supposition du nombre de panne est bonne.

III.2. Chêneau et descente des eaux pluviales :

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

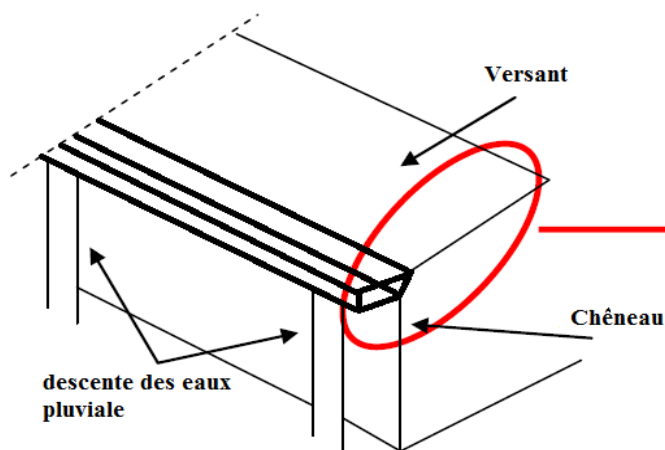


Figure III.6 : Chéneau d'eau.

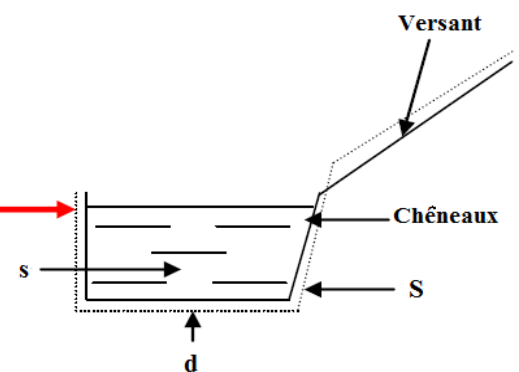


Figure III.7 : Coupe transversale du chéneau.

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires.

III.2.1- Calcul de la section du chéneau et des descentes d'eau:

La section des descentes sera déterminée comme suit :

$$\frac{s}{S} \geq \frac{6.3}{\sqrt{\frac{s}{d} \times p}}$$

Avec :

- s : section transversale du chéneau en (cm²).
- S : surface couverte intéressant le chéneau en (m²).
- d : périmètre de la section mouillée du chéneau en (cm).
- p : pente du chéneau (mm/m).

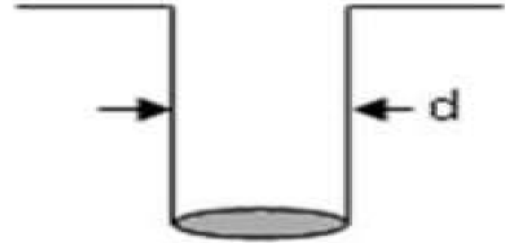


Figure III.8 : Moignon cylindrique

III.2.2- Diamètre des descentes d'eaux :

$$S_1 = 35.30 \times 7.775 = 274.457 \text{ m}^2 .$$

$$P = 1 \text{ mm/ m}$$

$$\text{Suivant l'abaque : } \Leftrightarrow \begin{cases} s_1 = 450 \text{ cm}^2 \\ d = 26 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{Annexe 6}).$$

III.3- Calcul des pannes :

III.3.1- Définition :

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges, s'appliquent sur la couverture à la traverse. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'exploitation climatique.

Elles sont réalisées soit en profilé formé à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilé formé à froid en (Z),(U), (Σ) ou en treillis pour les portées > 6 m.

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires.

On utilisera des profilés en I laminés à chaud.

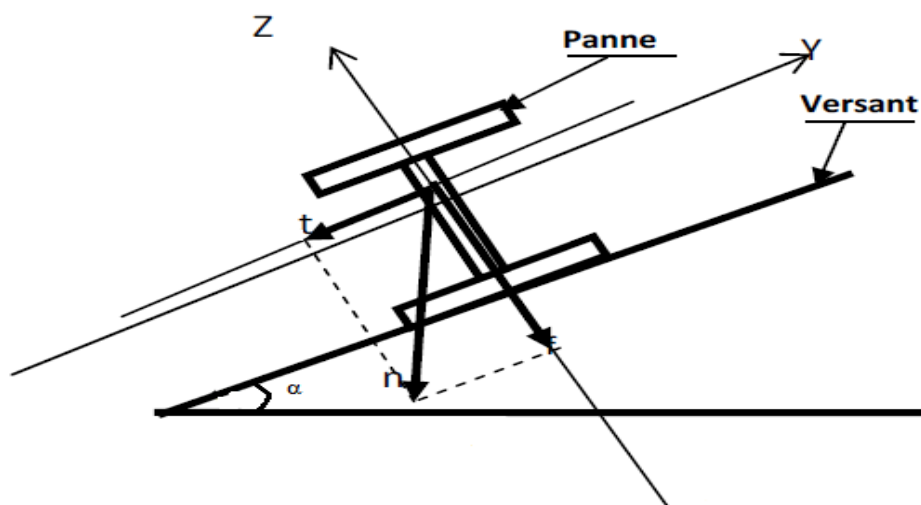


Figure III.9 : Disposition de la panne sur la toiture.

•Données de calcul :

On étudie la panne la plus sollicitée, qui est la panne intermédiaire de portée $L=3.5\text{m}$, incliné d'un angle $\alpha=14.4^\circ$ et dont l'entraxe égale « $e=1.55\text{ m}$ ».

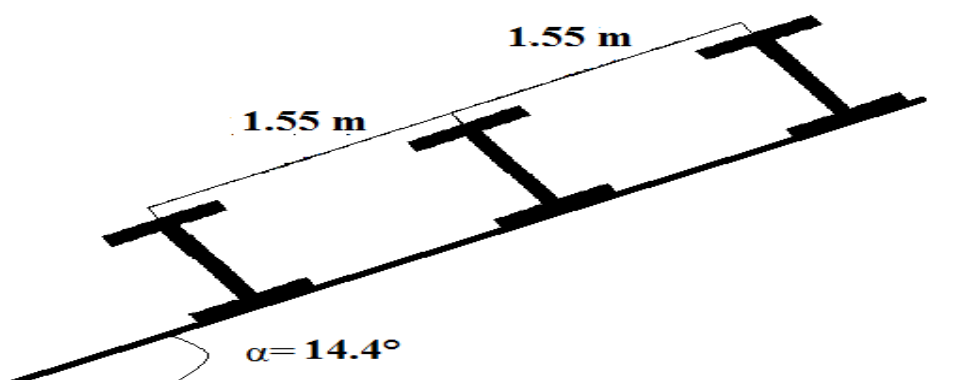


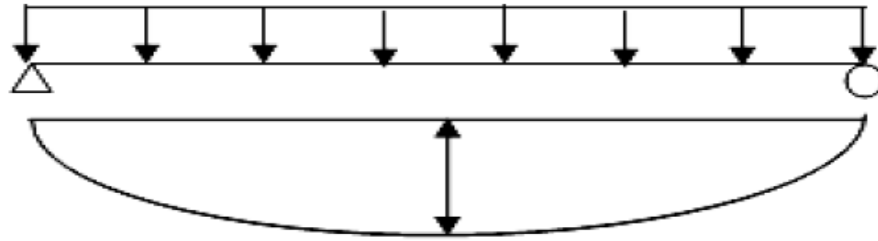
Figure III.10 : La pente du calcul.

III.3.2-Détermination des sollicitations :

III.3.2.1- évaluation des charges et surcharges :

a) Les charges permanentes G :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs).....13.6 kg /m²
- Poids propre d'accessoires d'attache2.93 kg / m²
- Poids propre de la pannes.....12 kg / m



$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} \qquad f = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI}$$

Figure III.11 : Schéma statique de panne sous charge permanente.

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

$$G = [(13.6 + 2.93) \times \left(\frac{1.55}{\cos 14.4}\right)] + 12$$

$$G = 0.384 \text{ kN/ml}$$

b) Surcharge d'entretien P :

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

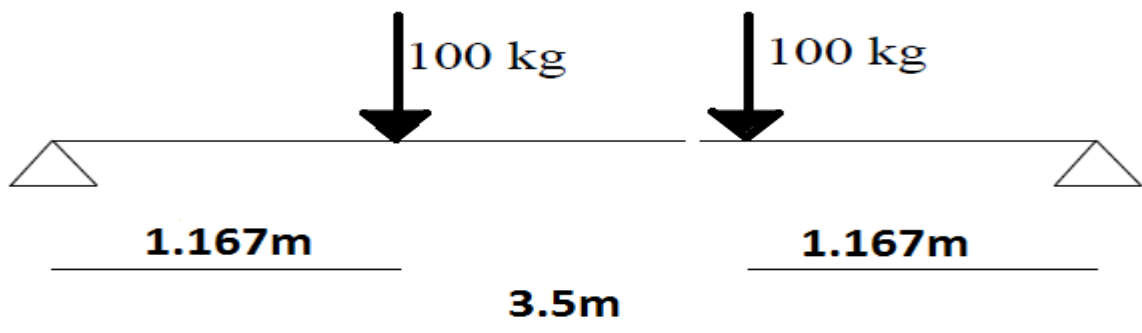


Figure III.12 : Schéma statique de panne sous charge d'entretien.

$$M_{\max} = 100 \times 1.167 = 116.7 \text{ kg.m}$$

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

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

$$Peq = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{3.5}$$

$$Peq = 76.2 \text{ Kg/ml}$$

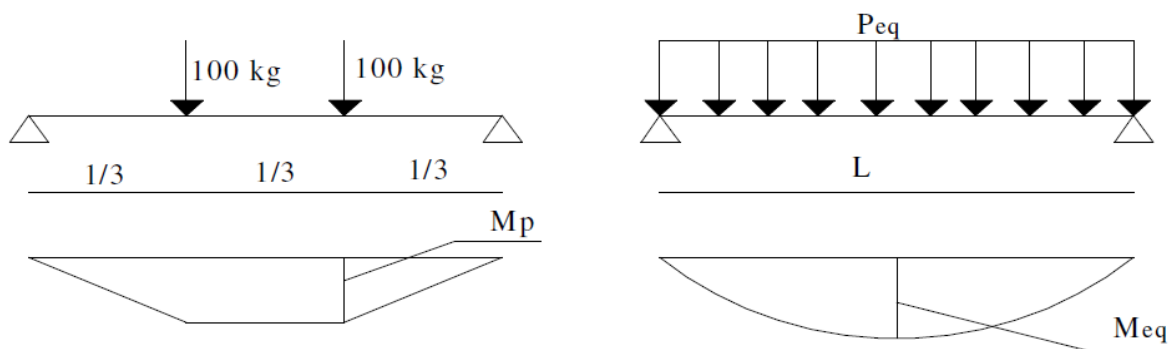


Figure III.13 : Moment dû à la charge d'entretien.

c) Surcharge climatique due au vent :

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur la façade principale avec $C_{pi} = -0.16$ Vent, dépression extérieure maximale en toiture chargée en zone F.

$$\text{Dépression : } V_{d\acute{e}pr} = -1.138 \times 1.55 = -1.764 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Surpression : } V_{surp} = 0.314 \times 1.55 = 0.487 \text{ KN/ml}$$

d) Surcharge climatique de la neige :

La surcharge de neige est en fonction de site d'implantation de la construction (Région, altitude) et de la forme de toiture.

$$S = 0.275 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0.275 \times 1.55 = 0.426 \text{ KN/ml}$$

III.3.2.2- Combinaisons des charges les plus défavorables :

• Les charges et surcharges appliquées :

$$G = 0.384 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 0.762 \text{ KN/ml.}$$

$$V_{d\acute{e}pr} = -1.764 \text{ KN/ml.}$$

$$V_{surp} = 0.487 \text{ KN/ml}$$

$$S = 0.426 \text{ KN/ml.}$$

• **Décomposition de charges:**

✓ **Suivant l'axe Z-Z :**

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0.384 \cos 14.4^\circ = 0.372 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{zz} = Q \cos \alpha = 0.762 \cos 14.4^\circ = 0.739 \text{ KN/ml}$$

$$S_{zz} = S \cos \alpha = 0.426 \cos 14.4^\circ = 0.413 \text{ KN/ml}$$

$$V_{\text{Surp}}(zz) = -1.764 \text{ KN/ml}$$

$$V_{\text{Dépr}}(zz) = 0.487 \text{ KN/ml}$$

✓ **Suivant l'axe Y-Y :**

$$G_{yy} = G \cdot \sin \alpha = 0.384 \sin 14.4^\circ = 0.1 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{yy} = Q \cdot \sin \alpha = 0.762 \sin 14.4^\circ = 0.189 \text{ KN/ml}$$

$$S_{yy} = S \cdot \sin \alpha = 0.426 \sin 14.4^\circ = 0.106 \text{ KN/ml}$$

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

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

III.3.2.3- Combinaisons d'actions :

• **Remarque :**

Les charges d'entretien ne se combinent pas avec les charges climatiques (vent et neige) d'après le DTR B-C 2.2 [5].

• **ELU :**

✓ **Axe Z-Z:**

$$G_{\min} + 1.5V_{\text{Dépr}} = 0.372 - 1.5 \times 1.764 = -2.274 \text{ KN/ml.}$$

$$1.35G_{\min} + 1.5V_{\text{Surp}} = 1.35 \times 0.372 + 1.5 \times 0.487 = 1.233 \text{ KN/ml.}$$

$$1.35G_{z,\max} + 1.5S_z = 1.35 \times 0.372 + 1.5 \times 0.413 = 1.122 \text{ KN/ml.}$$

$$1.35G_{z,\max} + 1.5Q_z = 1.35 \times 0.372 + 1.5 \times 0.739 = 1.611 \text{ KN/ml.}$$

✓ **Axe Y-Y :**

$$G_{\min} + 1.5V_{\text{Dépr}} = 0.1 - 0 = -2.274 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{\min} + 1.5V_{\text{Surp}} = 1.35 \times 0.1 + 0 = 0.135 \text{ KN/ml.}$$

$$1.35G_{y,\max} + 1.5S_y = 1.35 \times 0.1 + 1.5 \times 0.106 = 0.294 \text{ KN/ml.}$$

$$1.35G_{y,\max} + 1.5Q_y = 1.35 \times 0.1 + 1.5 \times 0.189 = 0.418 \text{ KN/ml.}$$

•ELS:

✓Axe Z-Z:

$$G_z + V_{\text{Dépr}(z)} = 0.372 - 1.764 = -1.392 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + V_{\text{Surp}(z)} = 0.372 + 0.487 = 0.859 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + S_z = 0.372 + 0.413 = 0.785 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + Q_z = 0.372 + 0.739 = 1.111 \text{ KN/ml}$$

✓Axe Y-Y :

$$G_y + V_{\text{Dépr}(y)} = 0.1 - 0 = 0.1 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + V_{\text{Dépr}(z)} = 1.35 \times 0.1 + 0 = 0.135 \text{ KN/ml}$$

$$G_y + S_y = 0.1 + 0.106 = 0.206 \text{ KN/ml}$$

$$G_y + Q_y = 0.1 + 0.189 = 0.189 \text{ KN/ml.}$$

III.3.3 – Pré-dimensionnement :

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

-Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{qz \times l^4}{E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{350}{200} = 1.75 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times qz \times l^4}{1.75 \times 384 \times E} = \frac{5 \times 1.392 \times 350^4 \times 10^{-1}}{1.75 \times 384 \times 2.1 \times 10^5} = 81.086 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit **IPE 100**.

Ses caractéristiques sont :

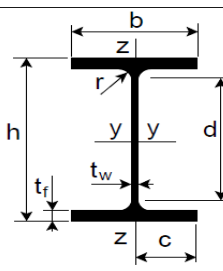
Profilés	Section	Dimensions				Caractéristiques			
	A cm ²	H mm	B mm	t _f mm	t _w mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} Cm ³	W _{plz} Cm ³
 <p style="text-align: center;">IPE 100</p>	10.3	100	55	5.7	4.1	171.0	15.91	39.4	9.1

Figure III.14 : Caractéristique du profilé IPE 100.

-Le poids propre réel G:

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

$$G = \left[(13.6 + 2.56) \times \left(\frac{1.55}{\cos 14.4}\right) \right] + 8.1$$

$$G = 0.340 \text{ kN/ml}$$

$$G_z = 0.34 \times \cos 14.4 = 0.329 \text{ KN/ml.}$$

$$G_y = 0.34 \times \sin 14.4 = 0.09 \text{ KN/ml.}$$

III.3.4 - Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de la flèche.
- Condition de résistance.

III.3.4.1- Les combinaisons de calcul :

$$(1) \begin{cases} q_z = 1.35G_z + 1.5Q_z \\ q_y = 1.35G_y + 1.5Q_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1.35 \times 0.329 + 1.5 \times 0.739 = 1.553 \text{ KN/ml} \\ q_y = 1.35 \times 0.09 + 1.5 \times 0.189 = 0.405 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z = G_z + 1.5V_{Dépr} \\ q_y = 1.35G_y + 1.5V_{Dépr} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0.329 - 1.5 \times 1.764 = -2.254 \text{ KN/ml} \\ q_y = 1.35 \times 0.09 + 0 = 0.122 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_z = 1.35G_z + 1.5S_z \\ q_y = 1.35G_y + 1.5S_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1.35 \times 0.329 + 1.5 \times 0.413 = 1.064 \text{ KN/ml} \\ q_y = 1.35 \times 0.09 + 1.5 \times 0.106 = 0.281 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$(4) \begin{cases} q_z = 1.35G_z + 1.5V_{Surp} \\ q_y = 1.35G_y + 1.5V_{Surp} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} qz = 1.35 \times 0.329 + 1.5 \times 0.487 = 0.775 \text{ KN/ml} \\ qy = 1.35 \times 0.09 + 0 = 0.122 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

III.3.4.2- Détermination des sollicitations :

•Moments :

✓ Sous le vent dépression :

$$\text{Axe Z-Z} \quad My = \frac{qz l^2}{8} = \frac{2.254 \times 3.5^2}{8} = 3.451 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad Mz = \frac{qy l^2}{8} = \frac{0.122 \times 3.5^2}{8} = 0.187 \text{ KN.m}$$

✓ Sous le vent surpression :

$$\text{Axe Z-Z} \quad My = \frac{qz l^2}{8} = \frac{0.775 \times 3.5^2}{8} = 1.186 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad Mz = \frac{qy l^2}{8} = \frac{0.122 \times 3.5^2}{8} = 0.187 \text{ KN.m}$$

✓ Sous charge d'exploitation:

$$\text{Axe Z-Z} \quad My = \frac{qz l^2}{8} = \frac{1.553 \times 3.5^2}{8} = 2.378 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad Mz = \frac{qy l^2}{8} = \frac{0.405 \times 3.5^2}{8} = 0.62 \text{ KN.m}$$

✓ Sous charge de la neige:

$$\text{Axe Z-Z} \quad My = \frac{qz l^2}{8} = \frac{1.064 \times 3.5^2}{8} = 1.629 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad Mz = \frac{qy l^2}{8} = \frac{0.281 \times 3.5^2}{8} = 0.43 \text{ KN.m}$$

•Effort tranchant:

$$\checkmark \text{ Effort tranchant dû au vent de dépr: } Vv = \frac{q l}{2} = \frac{-2.254 \times 3.5}{2} = -3.944 \text{ KN.}$$

$$\checkmark \text{ Effort tranchant dû au vent de surp: } Vv = \frac{q l}{2} = \frac{0.775 \times 3.5}{2} = 1.356 \text{ KN.}$$

$$\checkmark \text{ Effort tranchant dû à la neige: } Vs = \frac{q l}{2} = \frac{1.064 \times 3.5}{2} = 1.862 \text{ KN.}$$

$$\checkmark \text{ Effort tranchant dû au poids propre : } VG = \frac{q l}{2} = \frac{0.329 \times 3.5}{2} = 0.576 \text{ KN.}$$

$$\checkmark \text{ Effort tranchant dû aux charges d'exploitations: } VQ = \frac{q l}{2} = \frac{1.553 \times 3.5}{2}$$

$$= 2.718 \text{ KN.}$$

•1^{ère} combinaison :

$$Vz = VG + 1.5 V_{V\text{dépr}} = 0.576 - 1.5 \times 3.944 = -5.34 \text{ KN}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires.

$$V_Z = V_G + 1.5 V_{Surp} = 0.576 + 1.5 \times 1.356 = 2.61 \text{ KN}$$

•2^{ème} combinaison :

$$V_Z = 1.35 V_G + 1.5 V_Q = 1.35 \times 0.576 + 1.5 \times 2.718 = 4.854 \text{ KN}$$

•3^{ème} combinaison :

$$V_Z = 1.35 V_G + 1.5 V_S = 1.35 \times 0.576 + 1.5 \times 1.862 = 3.571 \text{ KN}$$

III.3.4.3- Vérification de la résistance des pannes :

a) Vérification à l'effort tranchant :

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

$$V_{Plz} = \frac{A_{vz} \times F_Y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.6}$$

Avec :

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

A_{vz} : Aire de cisaillement.

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

$$A_{vz} = 10.3 - 2 \times 5.5 \times 0.57 + (0.41 + 2 \times 0.7) \times 0.57 = 5.062 \text{ cm}^2$$

$$V_{Plz} = \frac{5.062 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 62.42 \text{ KN}$$

-Sous le vent dépression : $V = -5.34 \text{ KN} < V_{Plz} = 62.42 \text{ KN}$. Vérifiée.

-Sous le vent surpressions : $V = 2.61 < V_{Plz} = 62.42 \text{ KN}$. Vérifiée.

-Sous la charge verticale : $V = 4.854 \text{ KN} < V_{Plz} = 62.42 \text{ KN}$. Vérifiée.

-Sous la neige : $V = 3.571 \text{ KN} < V_{Plz} = 62.42 \text{ KN}$. Vérifiée.

b) Vérification au déversement :

La vérification à faire est : $M_{Rdy} = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{w_{pl y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$ EC3 Art 5.5.2 [3]

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

χ_{LT} : coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$ (l'élançement adimensionnel)

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0.5}$$

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

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires.

$$M_{cr} = \frac{C1\pi^2EIz}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{KW} \right) \times \frac{Iw^2}{IZ} + \frac{(KL)^2 \times GIt}{\pi^2EIz} + (C2Zg - C3Zj)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C2Zg - C3Zj) \right\}$$

EC3 Art F.1.2 [3].

C1, C2, C3 : facteurs dépendants des conditions de charge et d'encastrement.

C1 = 1,132, C2 = 0,459, C3 = 0,525

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{Avec : } \nu = 0.3$$

on aura G= 80769.23 MPa.

K et Kw : les facteurs de longueur effective avec : K=1 appui simple , Kw =1

L =350 cm

Zg = Za-Zs.

Zg: est la distance du point d'application de la charge au centre de torsion de la section

(Zg est positif si la charge agit vers le centre de torsion et négatif dans le cas contraire)

Za: Coordonnée du point d'application de la charge.

Zs: Coordonnée du centre de cisaillement.

$$\begin{cases} Z_a = -5 \text{ cm} & \text{sous le vent.} \\ Z_a = 5 \text{ cm} & \text{sous la charge verticale.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Z_s = 0 \text{ cm} & \text{section doublement symétrique EC3 figure F. 1.1} \\ Z_j = 0 \text{ cm} & \text{section doublement symétrique EC3 figure F. 1.1} \end{cases}$$

Zg =Za -Zs = -5 cm

It = 1,20 cm⁴ ,Iw = 353,698 cm⁶

• **Sous le vent:**

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times 3.14^2 \times 2.1 \times 15.91}{(1 \times 3.5)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \times \frac{0.035}{15.91} + \frac{(1 \times 3.5)^2 \times 0.808 \times 1.2}{3.14^2 \times 2.1 \times 15.91} + (0.459 \times (-0.05) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0.459 \times (-0.05) - 0) \right\}$$

Mcr = 6.665 KN. m

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 39,4 \times 10^{-6} \times 235}{6.665 \times 10^{-3}}} = 1.389$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 1.389 > 0.4$ Donc il y a risque de diversement

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires.

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$; Courbe (a) \rightarrow

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.3 \quad \text{Et } \bar{\lambda}_{LT} = 1.4$$

$$\chi_{LT} = 0.423$$

$$M_{Rdy} = 3.451 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 0.423 \times I \times \frac{39.4 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1}$$

$$M_{Rdy} = 3.451 \text{ KN.m} < 3.56 \text{ KN.m}$$

• **Sous charge verticale:**

$$M_{sdy} = 2.378 \text{ KN.m}$$

$$M_{cr} = 6.665 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 2.378 \text{ KN.m} < M_r = 3.56 \text{ KN.m} \quad \text{Vérifiée}$$

• **Sous la neige:**

$$M_{sdy} = 1.629 \text{ KN.m}$$

$$M_{cr} = 6.665 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 1.629 \text{ KN.m} < M_r = 3.56 \text{ KN.m} \quad \text{Vérifiée.}$$

Le diversement est vérifié donc on garde la section à **IPE 100**.

c) Stabilité au voilement par cisaillement :

Selon le CCM97, la résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les âmes non raidies ayant un rapport :

$$\frac{d}{tw} < 69\varepsilon$$

Avec:

$$\varepsilon = 1$$

d : distance entre nus intérieurs des semelles Pour notre profilé IPE100 :

$$d = h - 2(tf+r) \quad \Leftrightarrow \quad d = 100 - 2 \times (5.7+7) = 74.6$$

$$\frac{d}{tw} = \frac{74.6}{4.1} = 18.195 < 69$$

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

d) Vérification de la résistance :

-La condition à vérifier est :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl z}} \right)^\beta \leq 1 \quad \text{EC03 Art 5.4.8.1 [3]}$$

Avec : $\alpha = 2$, $\beta = 1$. (*profilé en I classe 1*).

• **Sous le vent dépression :**

$$\left(\frac{3.451}{8.417}\right)^2 + \left(\frac{0.187}{1.944}\right)^1 = 0.286 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

• **Sous le vent surpression :**

$$\left(\frac{1.186}{8.417}\right)^2 + \left(\frac{0.187}{1.944}\right)^1 = 0.116 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

• **Sous charge verticale:**

$$\left(\frac{2.378}{8.417}\right)^2 + \left(\frac{0.62}{1.944}\right)^1 = 0.427 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

• **Sous la neige:**

$$\left(\frac{1.629}{8.417}\right)^2 + \left(\frac{0.43}{1.944}\right)^1 = 0.05 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

e) Vérification de la flèche :

• **Combinaisons de calcul:**

$$(1) \begin{cases} qz = Gz + Qz \\ qy = Gy + Qy \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} qz = 0.329 + 0.739 = 1.068 \text{ KN/ml} \\ qy = 0.09 + 0.189 = 0.279 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} qz = Gz + V_{Dépr}z \\ qy = Gy + V_{Dépr}y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} qz = 0.329 - 1.764 = -1.435 \text{ KN/ml} \\ qy = 0.09 + 0 = 0.09 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} qz = Gz + Sz \\ qy = Gy + Sy \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} qz = 0.329 + 0.413 = 0.742 \text{ KN/ml} \\ qy = 0.09 + 0.106 = 0.196 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$(4) \begin{cases} qz = Gz + V_{Surp}z \\ qy = Gy + V_{Surp}y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} qz = 0.329 + 0.487 = 0.816 \text{ KN/ml} \\ qy = 0.09 + 0 = 0.09 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires.

• Calcul de la flèche:

- Suivant l'axe Z-Z:

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{1.435 \times 3.5^4}{2.1 \times 171} = 0.78 \text{ cm} < f_{adm} = 1.75 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée.}$$

- Suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0.279 \times 3.5^4}{2.1 \times 15.91} = 1.631 \text{ cm} < f_{adm} = 1.75 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée.}$$

• **Conclusion** : La section en **IPE 100** assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité ; donc il est convenable pour les pannes de notre structure.

III.4- Calcul de l'échantignolle :

III.4.1- 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).

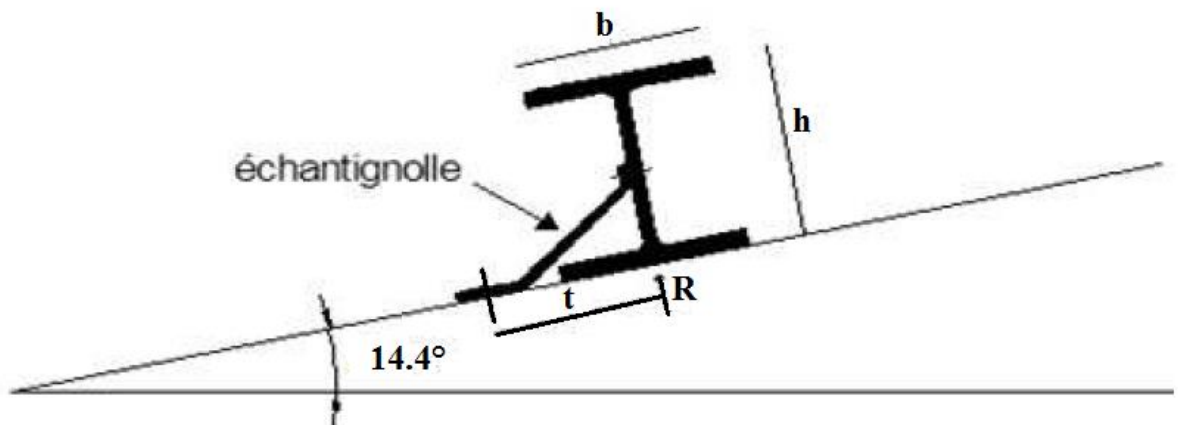


Figure III.15 : Echantignolle.

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

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

$$\text{Pour un IPE100} \Rightarrow \begin{cases} b = 5.5 \text{ cm} \\ h = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$5.5 \text{ cm} \leq t \leq 8.25 \text{ cm}$$

Soit $t = 8 \text{ cm}$.

III.4.2- Calcul des charges revenant à l'échantignolle :

a) Effort de soulèvement :

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires.

$$Q_z = GZ - 1.5V$$

$$Q_z = 0.329 - 1.5 \times 1.764$$

$$Q_z = - 2.317 \text{ KN/ml}$$

b) Effort suivant rampant :

$$Q_y = 1,35 \text{ Gy}$$

$$Q_y = 1,35 \times 0.09$$

$$Q_y = 0.121 \text{ KN/ml}$$

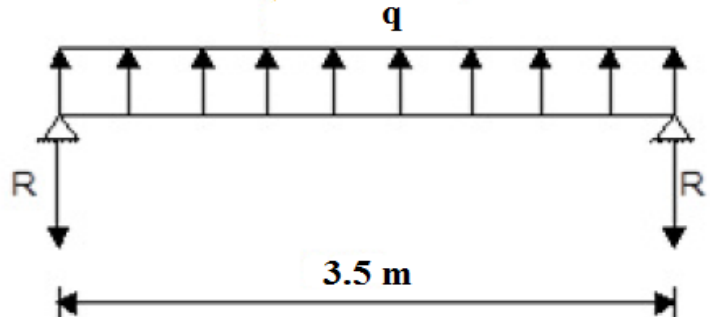


Figure III.16 : Réactions sous la charge 'q'.

• **Echantignolle de rive :**

$$R_z = Q_z \times l/2 = 4.055 \text{ KN}$$

$$R_y = Q_y \times l/2 = 0.213 \text{ KN}$$

• **Echantignolle intermédiaire :**

$$R'_z = 2.R_z = 8.109 \text{ KN}$$

$$R'_y = 2.R_y = 0.426 \text{ KN}$$

c) Calcul du moment de renversement :

$$MR = R_z t + R_y h/2$$

$$MR = 8.109 \times 0.08 + 0.426 \times 0.05$$

$$MR = 0.67 \text{ KN.m}$$

III.4.3-Dimensionnement de l'échantignolle :

• **Flexion simple :**

• **Remarque :**

Généralement les échantignolles sont des éléments formes à froid. La classe de section est au moins de classe 3.

$$M_{sdy} \leq M_{el.rd}$$

$$M_{el.rd} = W_{el} \cdot f_y / \gamma_{m0}$$

moment de résistance élastique de la section brute.

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires.

III.4.3.1-Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

$$\sigma \leq \frac{MR}{W_{el}} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{MR}{\sigma} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{6.7 \times 10^4}{235 \times 10^2} = 2.851 \text{ cm}^2$$

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

•Remarque :

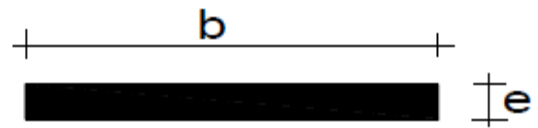
La largeur de l'échantignolle « a » est calculée après avoir dimensionné la membrure supérieure de la ferme, 2L70*70*6

$$a = 6+6+1 = 13 \text{ cm.}$$

Avec l'épaisseur du gousset de 10mm.

$$e \geq \sqrt{\frac{6.W_{el}}{a}} \Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times 2.851}{13}} = 1.32 \text{ cm.}$$

On prend : $e = 2 \text{ cm.}$



III.5- Pré dimensionnement des éléments en béton :

III.5. 1- Pré dimensionnement du gradin :

Hauteur = 504 cm.

Giron = 70 cm.

Contre marche = 36 cm.

• L'inclinaison de la pailasse :

$$Tg = \frac{5.04}{9.8} \rightarrow \alpha = 27.22^\circ.$$

• La longueur de la pailasse :

$$L = \frac{9.8}{\cos 27.22} = 11.02 \text{ m}$$

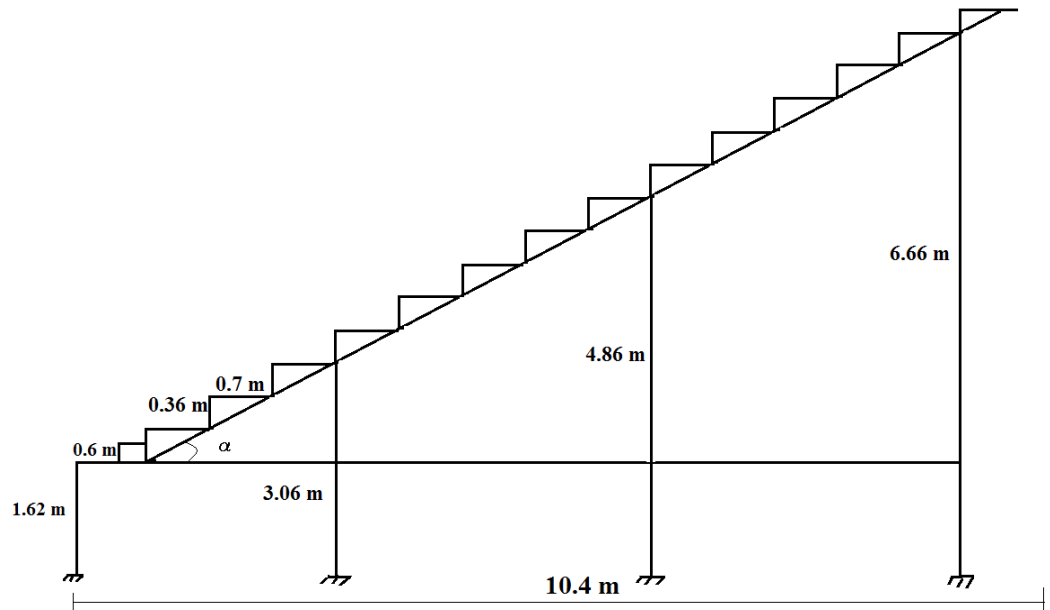


Figure III.17 : coupe transversal du gradin.

III.5. 2- Détermination de l'épaisseur du gradin :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad . \text{ Avec : } L = 11 \text{ m}$$

$$\frac{350}{30} \leq e \leq \frac{350}{20} \quad \Rightarrow 11.67 \text{ m} \leq e \leq 17.5 \text{ m}$$

On prend : $e = 17 \text{ cm}$.

III.5. 3- Pré dimensionnement des escaliers :

-Définition :

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages d'un bâtiment, ou le passage d'un niveau à un autre, Ils sont en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre projet, on a un seul type d'escalier réalisée en béton coulé sur place, est composé de deux volées liées à un palier de repos ;

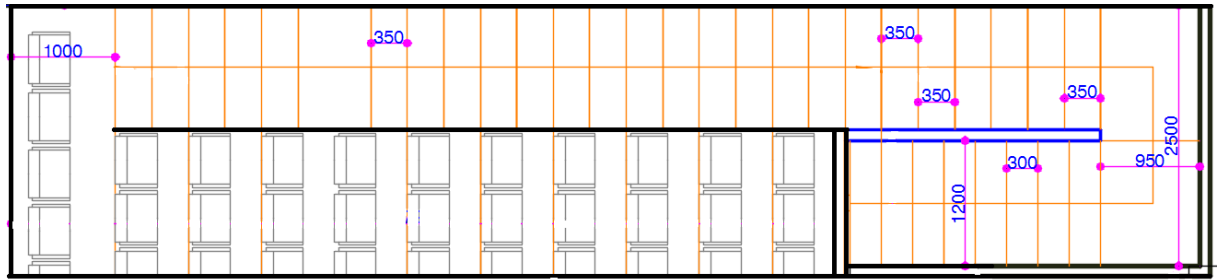


Figure III.18 : Vu en plans de l'escalier.

- Choix des dimensions :

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

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

Hauteur à franchir avec la volée₁ : H=1.62 m.

Hauteur à franchir avec la volée₂ : H=5.04 m.

$$\text{Avec : } h = \frac{H}{n} \Leftrightarrow n = \frac{H}{h}.$$

On prend : h = 18 cm

La volée₁ : n = 9 contre marche . $\Leftrightarrow n - 1 = 9 - 1 = 8$ (marches).

La volée₂ : n = 28 contre marche . $\Leftrightarrow n - 1 = 28 - 1 = 27$ (marches).

On prend g :

La volée₁ : g=30 cm

La volée₂ : g=35 cm . (pour des raisons esthétique) .

-Pour l'épaisseur on prend la même valeurs que le gradin e = 17 cm.

III.5. 3- Les poutres de chaînages :

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

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

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

$$L_{\max} = 350 \text{ cm} .$$

$$23.33 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm} .$$

• Vérification :

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

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires.

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ \frac{h}{b} \leq 4. \end{cases} \quad \text{RPA99 V2003 Art 7.5.1 [2].}$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Soit : $h = 30 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

On a : $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$

$h = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$

Vérifiée.

$h/b = 30/30 = 1 < 4$

Donc on adopte pour les poutres de chainages la section ($\mathbf{b \times h} = \mathbf{30 \times 30 \text{ cm}^2}$)

Chapitre IV :
Pré-dimensionnement des
éléments structuraux.

CHAPITRE IV: Pré-dimensionnement des éléments structuraux.

IV.1-Calcul des fermes :

IV.1.1- Introduction :

Les fermes jouent un rôle de poutres (poutres maitresses) dans une toiture en charpente métallique. Elles sont constituées le plus souvent, par des barres rectilignes, situées dans un même plan, assemblées entre elles selon des triangles, elles sont composées :

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

IV.1.2-Hypothèses de calcul:

- Les barres sont considérées comme rigides et indéformables. Les allongements ou les raccourcissements 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 où elles convergent.
- La ferme est considérée comme reposante sur deux appuis.
- Les forces extérieures sont supposées être situées dans le plan du système sont appliquées aux nœuds, ce qui conduit à des efforts normaux, exclusivement, dans les barres (compression, traction).
- Les calculs sont effectués exclusivement en élasticité, l'utilisation des propriétés plastiques de l'acier ne s'appliquent pas aux poutres ajourées.

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

- Cas de soulèvement : $G+1.5V$
- Cas de la neige seule : $1.35G+1.5S$

La ferme a une longueur de 15.55 m avec des forces concentrées verticales dues à la charge transmise par la toiture par l'intermédiaire des pannes. Le schéma statique sera comme le suivant :

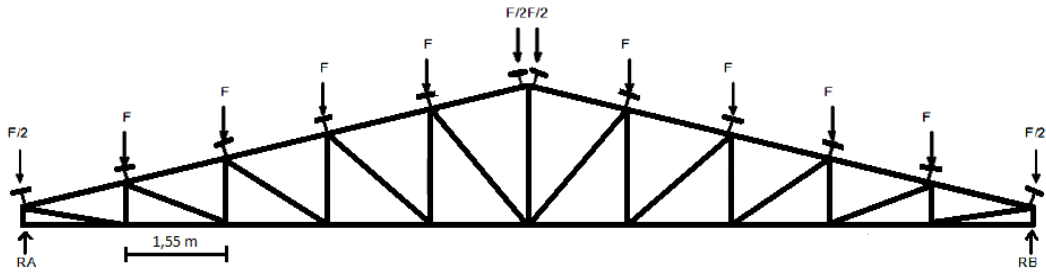


Figure IV.1: Schéma statique de la ferme.

IV.1.3-Détermination des forces revenant à la ferme :

On a des fermes de 15.55 m de longueur supportant 6 pannes par versant.
L'entre axe horizontal des pannes est de 1.55 m.

L'entre axe des fermes est de 3.5 m.

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

IV.1.3.1- Calcul des charges revenant à chaque nœud :

a) Nœud intermédiaire :

$$S = 1.55 \times 3.5 = 5.425 \text{ m}^2$$

•Poids propre :

- La couverture (panneaux sandwich) + accessoires de pose 0.256 × 5.425 = 1.389 KN
- La panne (IPE 100) 0.081 × 3.5 = 0.284 KN
- Les contreventements (la moyenne) 0.04 × 5.425 = 0.217 KN

TOTAL

1.89 KN

• Surcharges climatiques :

-Surcharge du vent :

La zone la plus chargée est F dont :

$$C_{pi} = 0.16$$

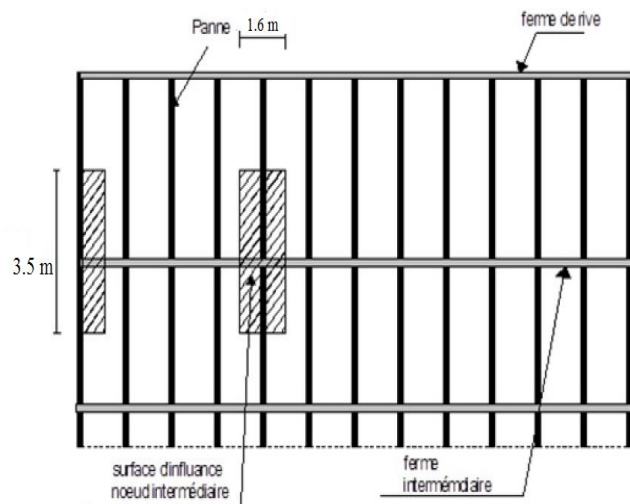
$$q_j = 1.138 \text{ KN/m}^2$$

$$V = q_j \times S = 1.138 \times 5.425 = 6.174 \text{ KN}$$

-Surcharge de la neige :

$$S_{max} = 0.275 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0.275 \times 5.425 = 1.492 \text{ KN.}$$



CHAPITRE IV: Pré-dimensionnement des éléments structuraux.

b) Nœud de rive :

$$S = 0.775 \times 3.5 = 2.713 \text{ m}^2$$

• Poids propre :

- La couverture (panneaux sandwich) + accessoires de pose $0.256 \times 2.713 = 0.694 \text{ KN}$

- La panne (IPE 100) $0.081 \times 3.5 = 0.284 \text{ KN}$

- Les contreventements (la moyenne) $0.04 \times 2.713 = 0.108 \text{ KN}$

TOTAL 1.08 KN

• Surcharges climatiques :

- Surcharges du vent :

La zone la plus chargée est F dont :

$$C_{pi} = 0.16$$

$$q_j = 1.138 \text{ KN/m}^2$$

$$V = q_j \times S = 1.138 \times 2.713 = 3.087 \text{ KN}$$

- Surcharges de la neige :

$$S_{\max} = 0.275 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0.275 \times 2.713 = 0.747 \text{ KN}$$

IV.1.3.2- Calcul des forces selon les combinaisons de charges :

a) Nœud intermédiaire :

- Soulèvement :

$$F = G + 1.5V = 1.89 + 1.5 \times (-6.174) = -7.371 \text{ KN}$$

- Neige:

$$F = 1.35G + 1.5S = 1.35 \times 1.89 + 1.5 \times 1.492 = 4.79 \text{ KN}$$

b) Nœud de rive:

- Soulèvement:

$$F = G + 1.5V = 1.08 + 1.5 \times (-3.087) = -3.537 \text{ KN}$$

- Neige:

$$F = 1.35G + 1.5S = 1.35 \times (1.08) + 1.5 \times 0.747 = 2.578 \text{ KN}$$

La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec le logiciel ROBOT2020. Les sollicitations dans les éléments sont reportés sur le tableau au suivant:

CHAPITRE IV: Pré-dimensionnement des éléments structuraux.

ELEMENTS	Membrures supérieure	Membrures Inférieure	Montants	Diagonales
	S ₆	I ₅	M ₁₁	D ₁₀
Sous G+1.5V (KN)	-162.41	127.84	41.17	-27.843
Sous 1,35G+1,5S (KN)	55.43	- 52.97	-12.75	8.608

Tableau IV.1 : Les efforts dans les éléments de la ferme.

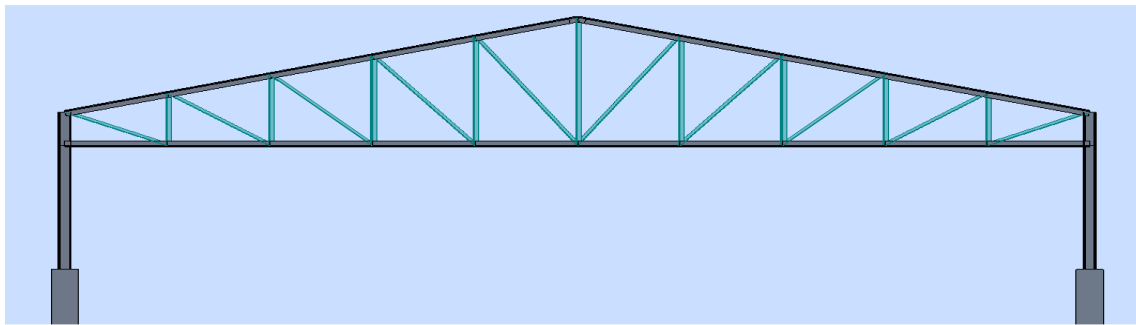


Figure IV.2: Diagramme des efforts sur la Ferme, et la déformation issu du logiciel ROBOT2020.

• Remarques :

- ✓ la combinaison la plus défavorable pour toutes les barres est : G+1,5V.
- ✓ convention de signe (+) traction, et (-) compression.

IV.1.4 – Pré-dimensionnement des éléments :

Les éléments sont dimensionnés à la base des efforts normaux N_{sd} qui les sollicites , et doivent vérifier la condition suivante:

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

$$\gamma_{m0} = 1.1$$

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

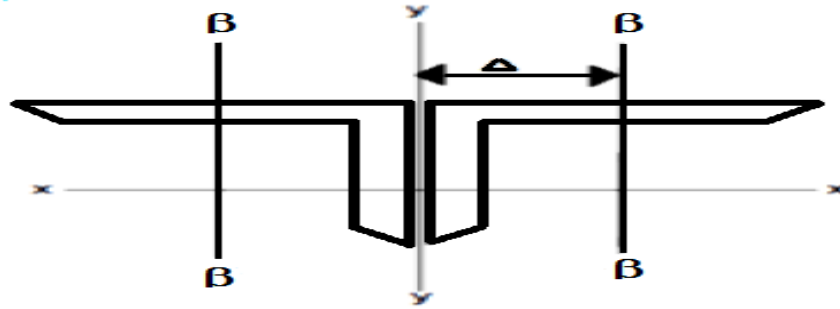


Figure IV.3: double cornière.

IV.1.4.1- Membrure supérieure:

$$N^{\max} = -162.41 \text{ KN.}$$

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

$$A \geq \frac{162.41 \times 1.1}{23.5} = 7.602 \text{ cm}^2$$

Soit : **2L (70×70×06)** de section $A_s = 16.26 \text{ cm}^2$

IV.1.4.2- Membrure inférieure:

$$N^{\max} = 127.84 \text{ KN.}$$

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

$$A \geq \frac{127.84 \times 1.1}{23.5} = 5.984 \text{ cm}^2$$

Soit : **2L (70×70×06)** de section $A_s = 16.26 \text{ cm}^2$

Profilé	Section	Dimensions			Caractéristiques géométriques	
	A cm ²	h=b mm	t mm	y _s mm	I _y = I _z cm ⁴	i _y =i _z cm
L (70×70×06)	8.13	70	6	1.93	36.88	2.13

Figure IV.4 : Caractéristiques de la cornière L (70×70×06).

IV.1.4.3 - Diagonale:

$$N^{\max} = -27.843 \text{ KN.}$$

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

$$A \geq \frac{27.843 \times 1.1}{23.5} = 1.303 \text{ cm}^2$$

Soit : **2L (50×50×04)** de section $A_s = 7.78 \text{ cm}^2$

CHAPITRE IV: Pré-dimensionnement des éléments structuraux.

IV.1.4.4 - Les montants:

$$N^{\max} = - 41.17 \text{ KN.}$$

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

$$A \geq \frac{41.17 \times 1.1}{23.5} = 1.927 \text{ cm}^2$$

Soit : **2L (50×50×04)** de section $A_s = 7.78 \text{ cm}^2$

Profilé	Section	Dimensions			Caractéristiques géométriques	
	A cm ²	h=b mm	t mm	y _s mm	I _y = I _z cm ⁴	i _y =i _z cm
L (50×50×04)	19,2	50	4	1.36	8.97	1.52

Figure IV.5 : Caractéristiques de la cornière L (50×50×04).

IV.1.5 - Vérification des éléments :

IV.1.5.1 - Membrures supérieures :

a) Au flambement:

$$N^{\max} = -162.41 \text{ KN.} \quad (-) \text{ pour la compression.}$$

$$N_{sd} = 55.43 \text{ KN.}$$

$$l_0 = 160.26 \text{ cm.}$$

$$L_y = 0.9 \times l_0 = 144.23 \text{ cm.}$$

$$L_z = l_0 = 160.26 \text{ cm.}$$

$$A = 2L (70 \times 70 \times 6) \Leftrightarrow A = 16.26 \text{ cm}^2.$$

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

I_z : I_β d'une seule cornière.

A_C : aire d'une seule cornière.

$$I_y = 2 \cdot I_\alpha = 2 \times 36.88 = 73.76 \text{ cm}^4. \quad I_y : I_\alpha \text{ d'une seule cornière.}$$

$$I_z = 177.84 \text{ cm}^4.$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{73.76}{16.26}} = 2.13 \text{ cm.}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{177.84}{16.26}} = 3.307 \text{ cm.}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{144.23}{2.13} = 67.716$$

CHAPITRE IV: Pré-dimensionnement des éléments structuraux.

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{160.26}{3.307} = 48.461$$

$$\bar{\lambda} = [\beta_a \cdot A \cdot f_y / N_{cr}]^{0.5} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0.5} \quad \text{Avec : } \beta_w = 1.$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0.5} = 93.9 \varepsilon.$$

$$\varepsilon = [235 / f_y]^{0.5}.$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{67.716}{93.9} \right] = 0.721 \quad \bar{\lambda}_y = 0.721 > 0.2$$

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

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{48.461}{93.9} \right] = 0.516 \quad \bar{\lambda}_z = 0.516 > 0.2$$

Calcul de χ_{\min} :

$$\Phi = 0.5 \times \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]. \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2 [3]}$$

courbe (c) $\rightarrow \alpha = 0.49$

$$\Phi = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (0.721 - 0.2) + 0.721^2] = 0.887$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{0.887 + [0.887^2 - 0.712^2]^{\frac{1}{2}}} = 0.705$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{0.887 + [0.887^2 - 0.516^2]^{\frac{1}{2}}} = 0.621$$

$$\chi_{\min} = \min (\mathbf{0.887; 0.621}) = 0.621$$

$$N_{crd} = \chi_{\min} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1 [3].}$$

$$N_{crd} = 0.621 \times 1 \times 16.26 \times \frac{23.5}{1.1} = 215.965 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 162.41 \text{ KN.} < N_{crd} = 215.965 \text{ KN.} \quad \text{Vérifiée.}$$

On garde la section des cornières à **2L (70×70×6)** ;

b) Vérification de la section choisie à la résistance:

•Condition de résistance:

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \min (N_{pl,rd} ; N_{u,rd})$$

Avec:

$$N_{u,rd} = \frac{\beta \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

CHAPITRE IV: Pré-dimensionnement des éléments structuraux.

-Résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,rd} = 16.26 \times 23.5 / 1.1 = 347.373 \text{ KN}$$

-Résistance ultime de la section nette:

•Cas de cornières assemblées par une seule aile :

- Pour une attache avec un seul boulon:

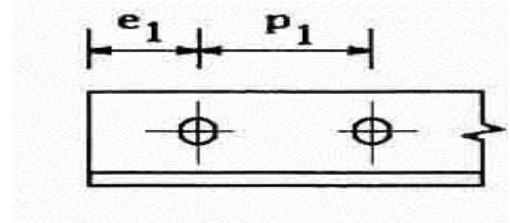
$$N_{u,rd} = \frac{2(e_2 - 0.5d_0)t.f_u}{\gamma_{M2}}$$

- Pour une attache avec deux boulons:

$$N_{u,rd} = \frac{\beta_2 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

- Pour une attache avec trois boulons ou plus:

$$N_{u,rd} = \frac{\beta_3 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$



Où β_2 ; β_3 sont des coefficients minorateurs donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 1 - coefficients minorateurs β_2 et β_3		
Entraxe P_1	$\leq 2.5 d_0$	$\geq 5.0 d_0$
(2 boulons) β_2	0.4	0.7
(3 boulons ou plus) β_3	0.5	0.7

Tableau IV. 2 – Les coefficients minorateurs β_2 et β_3 .

Soient des cornières isolées de 2L (70×70×6) ($A = 16.26 \text{ cm}^2$), avec un trois boulons de 12 mm et trou de 13mm.

Donc : $\beta_3 = 0.7$; $d_0 = 1.3 \text{ mm}$

Section nette : $A_{net} = 2 \times (8.13 - 0.9 \times 1.3) = 13.92 \text{ cm}^2$

$$N_{u,rd} = \frac{0.7 \times 13.92 \times 36}{1.25} = 280.627 \text{ KN.}$$

$N_{std} = 55.43 \text{ KN} < 280.627 \text{ KN.}$

IV.1.5.2 - Membrures inférieures :

a) Au flambement:

$N^{\max} = 127.84 \text{ KN.}$

$N_{sd} = -52.97 \text{ KN.}$

$l_0 = 155.5 \text{ cm.}$

$L_y = 0.9 \times l_0 = 139.95 \text{ cm.}$

$L_z = l_0 = 155.5 \text{ cm.}$

CHAPITRE IV: Pré-dimensionnement des éléments structuraux.

$$A = 2L (70 \times 70 \times 6) \Rightarrow A = 16.26 \text{ cm}^2.$$

$$I_Z = 2.[I_\beta + A_C \times \Delta^2]$$

$$I_y = 2. I_\alpha = 2 \times 36.88 = 73.76 \text{ cm}^4. \quad I_y : I_\alpha \text{ d'une seule cornière.}$$

$$I_Z = 177.84 \text{ cm}^4.$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{73.76}{16.26}} = 2.13 \text{ cm.}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_Z}{A}} = \sqrt{\frac{177.84}{16.26}} = 3.307 \text{ cm.}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{139.95}{2.13} = 65.704$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{155.5}{3.307} = 47.02.$$

$$\bar{\lambda} = [\beta_\alpha \cdot A \cdot f_y / N_{cr}]^{0.5} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_W]^{0.5} \quad \text{Avec : } \beta_W = 1.$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{65.704}{93.9} \right] = 0.7 \quad \bar{\lambda}_y = 0.7 > 0.2.$$

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

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{47.02}{93.9} \right] = 0.5. \quad \bar{\lambda}_z = 0.5 > 0.2.$$

Calcul de χ_{\min} :

$$\Phi = 0.5 \times [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2].$$

EC3 Art 5.5.1.2 [3]

courbe (c) $\rightarrow \alpha = 0.49$

$$\Phi = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (0.7 - 0.2) + 0.7^2] = 0.867$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{0.867 + [0.867^2 - 0.7^2]^{\frac{1}{2}}} = 0.725$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{0.867 + [0.867^2 - 0.5^2]^{\frac{1}{2}}} = 0.635$$

$$\chi_{\min} = \min (\mathbf{0.725; 0.635}) = 0.635$$

$$N_{crd} = \chi_{\min} \cdot \beta_W \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{mo}}$$

EC3 Art 5.5.1.1 [3].

$$N_{crd} = 0.635 \times 1 \times 16.26 \times \frac{23.5}{1.1} = 220.512 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 127.84 \text{ KN.} < N_{crd} = 220.512 \text{ KN.}$$

Vérifiée.

On garde la section des cornières à **2L (70×70×6)**.

b) Vérification de la section choisie à la résistance :

•Condition de résistance :

$$N_{sd} \leq N_{trd} = \min(N_{pl,rd}; N_{u,rd})$$

-Résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,rd} = 16.26 \times 23.5 / 1.1 = 347.373 \text{ KN}$$

-Résistance ultime de la section nette:

Soient des cornières isolées de 2L (70×70×6) ($A = 16.26 \text{ cm}^2$), avec trois boulons de 12 mm et trou de 13mm.

$$\text{Donc : } \beta_3 = 0.7 ; \quad d_0 = 1.3 \text{ mm}$$

$$A_{net} = 2 \times (8.13 - 0.9 \times 1.3) = 13.92 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,rd} = \frac{0.7 \times 13.92 \times 36}{1.25} = 280.627 \text{ KN.}$$

$$N_{std} = 52.97 \text{ KN} < 280.627 \text{ KN.}$$

IV.1.5.3 - La diagonale :

a) Au flambement:

$$N^{\max} = -27.843 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 8.608 \text{ KN.}$$

$$l_0 = 223 \text{ cm.}$$

$$L_y = 0.8 \times l_0 = 178.4 \text{ cm.}$$

$$L_z = l_0 = 223 \text{ cm.}$$

Soit : 2L (50×50×04) de section $A_s = 7.78 \text{ cm}^2$

$$I_y = 2 \cdot I_\alpha = 2 \times 8.97 = 17.94 \text{ cm}^4.$$

$$I_z = 24.428 \text{ cm}^4.$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{17.94}{7.78}} = 2.306 \text{ cm.}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{24.428}{7.78}} = 3.14 \text{ cm.}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{178.4}{2.306} = 77.363.$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{223}{3.14} = 71.02.$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{77.363}{93.9} \right] = 0.824 \quad \bar{\lambda}_y = 0.824 >$$

CHAPITRE IV: Pré-dimensionnement des éléments structuraux.

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

$$\bar{\lambda}_Z = \left[\frac{71.02}{93.9} \right] = 0.756 \quad \bar{\lambda}_Z = 0.756 > 0.2.$$

Calcul de χ_{\min} :

$$\Phi = 0.5 \times \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]. \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2 [3]}$$

courbe (c) $\rightarrow \alpha = 0.49$

$$\Phi = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (0.824 - 0.2) + 0.824^2] = 0.992$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{0.992 + \left[0.992^2 - 0.824^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0.581$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{0.992 + \left[0.992^2 - 0.756^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0.556$$

$$\chi_{\min} = \min (\mathbf{0.581}; \mathbf{0.556}) = 0.556$$

$$N_{\text{crd}} = \chi_{\min} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1 [3].}$$

$$N_{\text{crd}} = 0.556 \times 1 \times 7.78 \times \frac{23.5}{1.1} = 92.41 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{sd}} = 27.843 \text{ KN.} < N_{\text{crd}} = 92.41 \text{ KN.} \quad \text{Vérfiée.}$$

On garde la section des cornières à **2L (50×50×4)**.

b) Vérification de la section choisie à la résistance:

•Condition de résistance:

$$N_{\text{sd}} \leq N_{\text{trd}} = \min (N_{\text{pl,rd}}; N_{\text{u,rd}}).$$

-Résistance plastique de la section brute :

$$N_{\text{pl,rd}} = 7.78 \times 23.5 / 1.1 = 166.209 \text{ KN.}$$

-Résistance ultime de la section nette:

Soient des cornières isolées de **2L (50×50×4)** ($A = 7.78 \text{ cm}^2$), avec trois boulons de 12 mm et trou de 13mm.

$$\text{Donc : } \beta_3 = 0.7 ; \quad d_0 = 1.3 \text{ mm}$$

$$A_{\text{net}} = 2 \times (3.89 - 0.9 \times 1.3) = 2.72 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{u,rd}} = \frac{0.7 \times 2.72 \times 36}{1.25} = 54.835 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{std}} = 8.608 \text{ KN} < 54.835 \text{ KN.}$$

IV.1.5.4 - Le montant :

a) Au flambement:

$$N^{\max} = 41.17 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = -12.75 \text{ KN.}$$

$$l_0 = 200 \text{ cm.}$$

$$L_y = 0.8 \times l_0 = 160 \text{ cm.}$$

$$L_z = l_0 = 200 \text{ cm.}$$

Soit : 2L (50×50×04) de section $A_s = 7.78 \text{ cm}^2$

$$I_y = 2 \cdot I_\alpha = 2 \times 8.97 = 17.94 \text{ cm}^4.$$

$$I_z = 24.428 \text{ cm}^4.$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{17.94}{7.78}} = 2.306 \text{ cm.}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{24.428}{7.78}} = 3.14 \text{ cm.}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{160}{2.306} = 69.38$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{3.14} = 63.694$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{69.38}{93.9} \right] = 0.739 \quad \bar{\lambda}_y = 0.739 > 0.2.$$

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

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{63.694}{93.9} \right] = 0.678 \quad \bar{\lambda}_z = 0.678 > 0.2.$$

Calcul de χ_{\min} :

$$\Phi = 0.5 \times \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right].$$

EC3 Art 5.5.1.2 [3]

courbe (c) $\rightarrow \alpha = 0.49$

$$\Phi = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (0.739 - 0.2) + 0.739^2] = 0.905$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{0.905 + \left[0.905^2 - 0.739^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0.634$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{0.905 + \left[0.905^2 - 0.678^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0.608$$

$$\chi_{\min} = \min (\mathbf{0.634; 0.608}) = 0.608$$

$$N_{crd} = \chi_{\min} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{mo}}$$

EC3 Art 5.5.1.1 [3].

CHAPITRE IV: Pré-dimensionnement des éléments structuraux.

$$N_{crd} = 0.608 \times 1 \times 7.78 \times \frac{23.5}{1.1} = 101.05 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 41.17 \text{ KN} < N_{crd} = 101.05 \text{ KN.} \quad \text{Vérfiée.}$$

On garde la section des cornières à **2L (50×50×4)**.

b) Vérification de la section choisie à la résistance :

•Condition de résistance:

$$N_{sd} \leq N_{trd} = \min (N_{pl,rd} ; N_{u,rd})$$

-Résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,rd} = 7.78 \times 23.5 / 1.1 = 166.209 \text{ KN}$$

-Résistance ultime de la section nette :

Soient des cornières isolées de **2L (50×50×4)** ($A = 7.78 \text{ cm}^2$), avec trois boulons de 12 mm et trou de 13mm.

$$\text{Donc : } \beta_3 = 0.7 ; \quad d_0 = 1.3 \text{ mm}$$

$$A_{net} = 2 \times (3.89 - 0.9 \times 1.3) = 2.72 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,rd} = \frac{0.7 \times 2.72 \times 36}{1.25} = 54.835 \text{ KN.}$$

$$N_{std} = 12.75 \text{ KN} < 54.835 \text{ KN.}$$

IV.1.6 - Conclusion:

Les sections choisies sont données dans le tableau suivant :

Eléments	Section choisie
Membrures supérieures	2L (70×70×6)
Membrures inférieures	2L (70×70×6)
Les diagonales	2L (50×50×4)
Les montants	2L (50×50×4)

Tableau IV.3 : Les sections de la ferme choisie.

IV.1.7 -Calcul du poids réel de la ferme :

-Membrane supérieure :

$$2L (70 \times 70 \times 6) \text{ à } 12.76 \text{ kg/ml.}$$

$$\text{Longueur : } 15.58 \text{ m}$$

$$\text{Poids des membrures supérieures (} W_{ms} \text{)} = 198.8 \text{ kg.}$$

CHAPITRE IV: Pré-dimensionnement des éléments structuraux.

-Membrure inférieure :

2L (70×70×6) à 12.76 kg/ml.

Longueur : 15.05 m

Poids des membrures inferieures (W_{mi})= 192.166 kg.

-Montants :

2L (50×50×6) à 6.12 kg/ml.

Longueur totale : 17.3 m

Poids des montants (W_m)= 105.876 kg.

-Diagonales :

2L (50×50×4) à 6.12 kg/ml.

Longueur totale : 18.3 m

Poids des diagonales (W_d)= 111.996 kg.

-Poids total de la ferme :

$W = W_{ms} + W_{mi} + W_m + W_d = 198.8 + 192.166 + 105.876 + 111.996 = 608.838$ kg.

Nous ajoutons forfaitairement 20% pour tenir compte du poids des goussets, des boulons, des contreventements verticaux entre fermes et de la peinture.

Poids total de la ferme est :

$W = 608.838 + 121.767 = 730.605$ kg.

W = 7.31 KN.

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.

Le RPA 99 préconise en zone sismique IIa.

Les poteaux doivent avoir les sections suivantes :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$.
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$.
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$

Avec h_e : la hauteur libre de portique.

- **Sens longitudinale (A9) :**

- $h_e = 6.36$ m de niveau +0.00 m jusqu'à +6.36 m
- $h_e = 3.34$ m de niveau +6.66 jusqu'à +10 m

- **Sens transversale :**

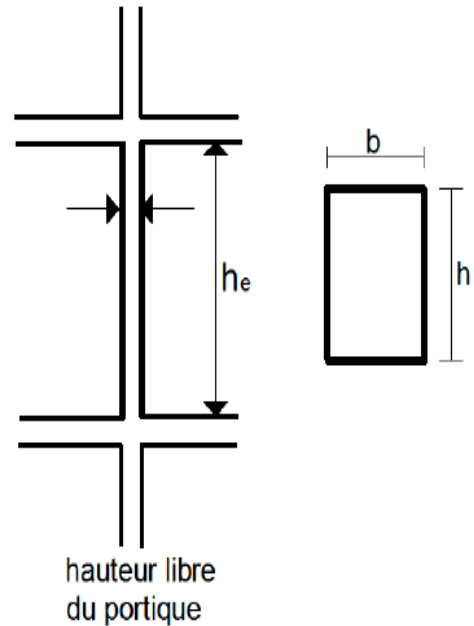


Figure IV.6: Dimensions du poteau.

• **C'11 :**

- $h_e = 6.36$ m de niveau +0.00 jusqu'à +6.36 m
- $h_e = 1.34$ m de niveau +6.66 jusqu'à +8 m

• **D1 :**

- $h_e = 6.36$ m de niveau +0.00 m jusqu'à +6.36 m
- $h_e = 3.34$ m de niveau +6.66 jusqu'à +10 m

On adopte préalablement la section des poteaux :

$$b_1 \times h_1 = (40 \times 50) \text{ cm}^2 \quad \text{Sens longitudinale}$$

$$b_2 \times h_2 = (40 \times 40) \text{ cm}^2 \quad \text{Sens transversale}$$

CHAPITRE IV: Pré-dimensionnement des éléments structuraux.

IV.2.1- Evaluation des charges et des surcharges :

a) - Murs extérieurs :

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
2	Brique creuses	/	0.15	1.3
3	Brique creuses	/	0.10	0.9
4	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent G				2.74

Tableau IV.4: Evaluation des charges revenantes aux murs extérieurs.

b)- Gradin :

N°	Couches		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Dalle pleine		25	$0.17 / \cos \alpha$	4.8
2	Mortier de pose	Horizontal	20	0.02	0.4
		Vertical	20	$0.02h / g$	0.21
4	Enduit de ciment		18	$0.015 / \cos \alpha$	0.304
5	Poids des marches		22	$h / 2$	3.96
6	Garde de corps		/	/	0.6
Charge permanent G					10.274
Charge d'exploitation Q					4

Tableau IV.5 : Evaluation des charges revenantes aux gradins.

IV.2.2- 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.

IV.2.2.1- Poteau -(A9) :

- la surface afférente : $S = 7.775 \times 3.1 = 24.102 \text{ m}^2$

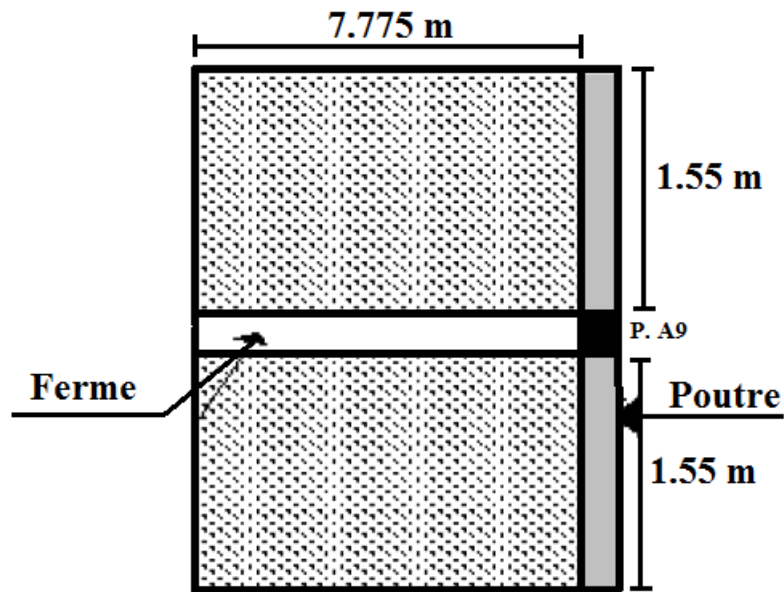


Figure IV.7: surface afférente du poteau (A9).

a) Les charges et surcharges :

– Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs)	$0.136 \times 24.102 = 3.278$ KN
– Poids propre d'accessoires d'attache	$0.0293 \times 24.102 = 0.706$ KN
– Poids propre des contreventements (poids forfaitaire)	$0.04 \times 24.102 = 0.964$ KN
– Poids propre de la ferme	7.31 KN
– Poids propre de la panne	$(0.081 \times 6) \times 3.5 = 1.701$ KN
– Poids propre des poutres	$25 \times (3.5 \times 0.3 \times 0.3) = 7.875$ KN
– Poids propre des murs	$2.74 \times 23.87 = 65.4$ KN
– Poids propre des gradins	$10.274 \times 5.425 = 55.736$ KN
– Poids propre des poteaux	$25 \times (8 \times 0.5 \times 0.4) = 40$

Poids total G= 182.485 KN.

b) Effet de la neige :

$$N_n = 0.275 \text{ KN/m}^2$$

$$N_n = 0.275 \times 24.102 = 6.628 \text{ KN}$$

IV.2.2.2- Poteau -(C'11) :

- la surface afférente:

$$S = 1.525 \times 2.6 = 3.965 \text{ m}^2$$

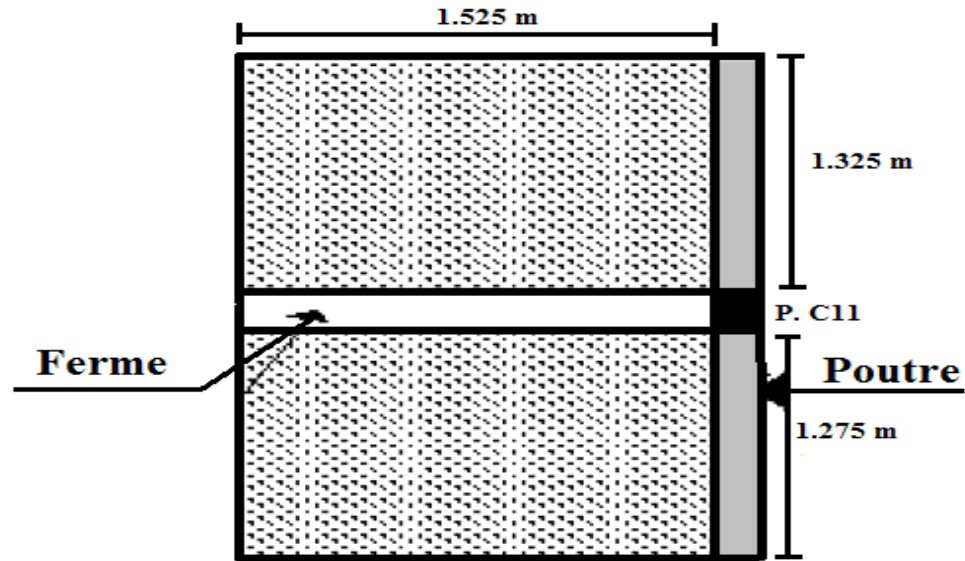


Figure IV.8: surface afférente du poteau (C'11).

a) Les charges et surcharges :

– Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs)	$0.136 \times 3.965 = 0.54$ KN
– Poids propre d'accessoires d'attache	$0.0293 \times 3.965 = 0.116$ KN
– Poids propre des contreventements (poids forfaitaire)	$0.04 \times 3.965 = 0.158$ KN
– Poids propre de la ferme	7.31 KN
– Poids propre de la panne	$(0.081 \times 6) \times 3 = 1.458$ KN
– Poids propre des poutres	$25 \times (3 \times 0.3 \times 0.3) = 6.75$ KN
– Poids propre des murs	$2.74 \times 20.02 = 54.85$ KN
– Poids propre des poteaux	$25 \times (8 \times 0.5 \times 0.4) = 40$ KN

Poids total G= 110.94 KN.

b) Effet de la neige :

$$N_n = 0.275 \text{ KN/m}^2$$

$$N_n = 0.275 \times 3.965 = 1.09 \text{ KN.}$$

IV.2.2.3 - Poteau -(D1) :

- la surface afférente:

$$S = 1.5 \times 3.565 + 1 \times 2.04 = 7.388 \text{ m}^2$$

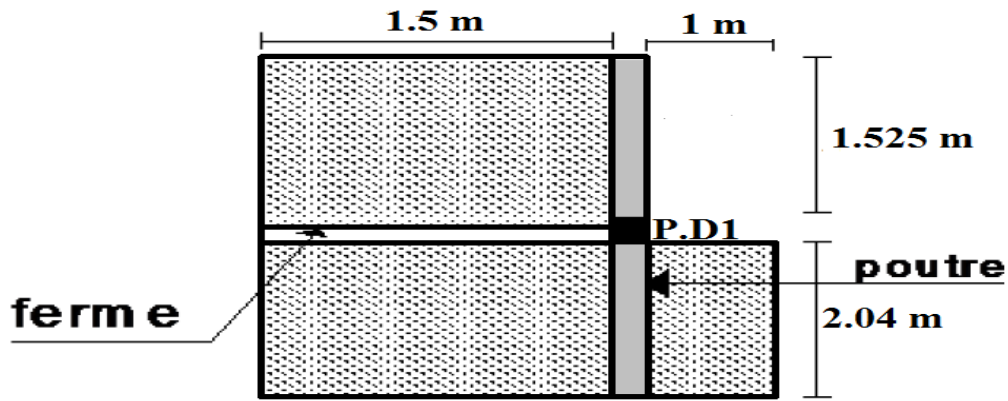


Figure IV.9: surface afférente du poteau (D1).

a) Les charges et surcharges :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) 0.136 × 7.388= 1.005 KN
- Poids propre d'accessoires d'attache 0.0293×7.388= 0.216 KN
- Poids propre des contreventements (poids forfaitaire) 0.04×7.388= 0.296 KN
- Poids propre de la ferme 7.31 KN
- Poids propre de la panne (0.081× 6)×3.965=1.927 KN
- Poids propre des poutres 25×(3.965×0.3×0.3)=8.921 KN
- Poids propre des murs 2.74×35.65= 97.681 KN
- Poids propre des gradins 10.274×7.388= 75.9 KN
- Poids propre des poteaux 25×(10×0.5×0.4)= 50 KN

Poids total G= 242.54 KN.

b) Effet de la neige :

$$N_n = 0.275 \text{ KN/m}^2$$

$$N_n = 0.275 \times 7.388 = 2.032 \text{ KN.}$$

IV.2.3- Vérification du poteau –A9 :

$$N_u = 1,35 G + 1,5 N = 1.35 \times 182.485 + 1.5 \times (6.628 + 21.7) = 288.847 \text{ KN.}$$

IV.2.3.1- Vérification à la compression simple :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \text{ avec } B : \text{ section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Leftrightarrow B \geq \frac{288.847 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.019 \text{ m}^2$$

On a $B = 0.5 \times 0.4 = 0.2 \text{ m}^2 > 0.019$ Vérifiée.

CHAPITRE IV: Pré-dimensionnement des éléments structuraux.

IV.2.3.2- Vérification au flambement :

D'après le BAEL 91 on doit vérifier que :

$$B_r \geq \frac{Nu}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e \times A_s}{B \times \gamma_s} \right]}$$

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'élanement : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

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

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 6.36 = 4.452 \text{ m}^2.$$

$$I = \frac{0.4 \times 0.5^3}{12} = 4.167 \times 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$i = 0.144.$$

$$\lambda = 30.84 < 50$$

$$\alpha = 0.736.$$

$$B_r \geq \frac{288.847 \times 10^{-3}}{0.736 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{1.15} \times 0.02 \right]} = 0.015 \text{ m}^2.$$

$$B_r = (50 - 2.5) \times (40 - 2.5) = 0.178 \text{ m}^2 > 0.015 \text{ m}^2.$$

Donc : pas de risque au flambement.

On opter pour un poteau : **(50 × 40) cm²**

CHAPITRE IV: Pré-dimensionnement des éléments structuraux.

IV.2.4- Vérification du poteau –C'11:

$$N_u = 1,35 G + 1,5 N = 1,35 \times 110,94 + 1,5 \times 1,09 = 151,404 \text{ KN.}$$

IV.2.4.1- Vérification à la compression simple :

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

$$B \geq \frac{N_u}{0,6 \times f_{c28}} \Leftrightarrow B \geq \frac{151,404 \times 10^{-3}}{0,6 \times 25} = 0,01 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } B = 0,4 \times 0,4 = 0,16 \text{ m}^2 > 0,01 \quad \text{Vérifiée.}$$

IV.2.4.2- Vérification au flambement :

D'après le BAEL 91 on doit vérifier que :

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

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 6,36 = 4,452 \text{ m}.$$

$$I = \frac{0,4 \times 0,4^3}{12} = 2,133 \times 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$i = 0,115.$$

$$\lambda = 38,55 < 50$$

$$\alpha = 0,736.$$

$$B_r \geq \frac{151,404 \times 10^{-3}}{0,736 \times \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{1,15} \times 0,02 \right]} = 8,07 \times 10^{-3} \text{ m}^2.$$

$$B_r = (40 - 2,5) \times (40 - 2,5) = 0,14 \text{ m}^2 > 8,07 \times 10^{-3}.$$

Donc : pas de risque au flambement.

On opter pour un poteau : **(40 × 40) cm²**

IV.2.5- Vérification du poteau –D1 :

$$N_u = 1,35 G + 1,5(N+Q) = 1,35 \times 242,54 + 1,5 \times (2,032 + 29,552) = 374,805 \text{ KN.}$$

IV.2.5.1- Vérification à la compression simple :

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

$$B \geq \frac{N_u}{0,6 \times f_{c28}} \Leftrightarrow B \geq \frac{374,805 \times 10^{-3}}{0,6 \times 25} = 0,025 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } B = 0,5 \times 0,4 = 0,2 \text{ m}^2 > 0,025 \quad \text{Vérifiée.}$$

CHAPITRE IV: Pré-dimensionnement des éléments structuraux.

IV.2.5.2- Vérification au flambement :

D'après le BAEL 91 on doit vérifier que :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e \times A_s}{B \times \gamma_s} \right]}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 6.36 = 4.452 \text{ m}^2.$$

$$I = \frac{0.4 \times 0.5^3}{12} = 4.167 \times 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$i = 0.144.$$

$$\lambda = 30.84 < 50.$$

$$\alpha = 0.736.$$

$$B_r \geq \frac{374.805 \times 10^{-3}}{0.736 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{1.15} \times 0.02 \right]} = 0.02 \text{ m}^2.$$

$$B_r = (50 - 2.5) \times (40 - 2.5) = 0.178 \text{ m}^2 > 0.02 \text{ m}^2.$$

Donc le poteau ne risque pas au flambement.

On opter pour un poteau : **(50 × 40) cm²**

✓ Conclusion :

Après que nous avons fini le pré-dimensionnement des éléments et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- ✓ Les poutres de chainages : **30×30 cm²**.
- ✓ Poteaux sens longitudinale : **50×40 cm²**.
- ✓ Poteaux sens transversale (Axes B, C et D) : **50×40 cm²**.
- ✓ Poteaux sens transversale (Axes B', C', D' et E') : **40 ×40 cm²**.

Chapitre V :
Calcul des contreventements.

V.1 Introduction :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, freinages des ponts roulants, effet de séismes, chocs, etc.

Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et en façade « palées de stabilité ». Et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les longs pans.

IV.2-Effort du vent sur le pignon :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses puis aux potelets puis à la traverse du portique, ce dernier n'est pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif dans le plan de la toiture.

La poutre contreventée sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales des potelets ; auxquels on ajoute un effort d'entraînement.

IV.2.1- Calcul des efforts horizontaux :

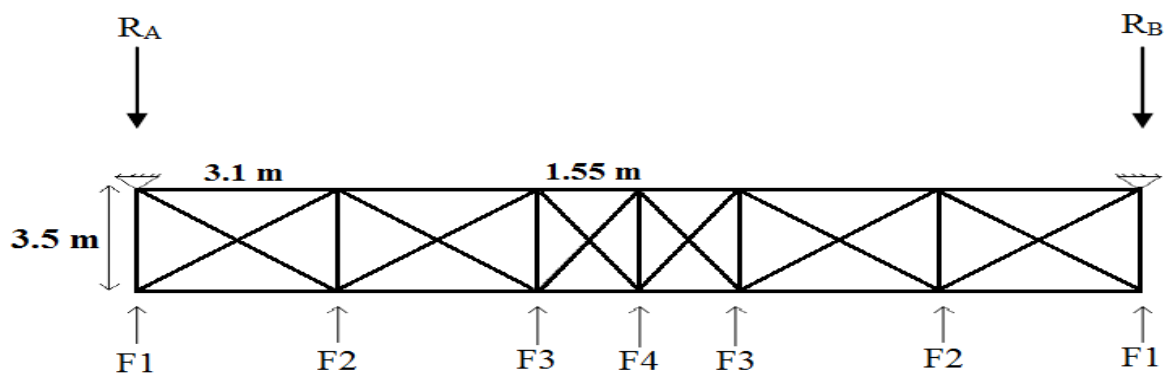


Figure V.1 : schéma statique de la poutre au vent en pignon.

-Calcul des réactions dues au vent sur la poutre au vent :

$$F_i = 1.5 \times \left[(W_i \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n} \right] \quad \text{RNVA 99 [1].}$$

Dans ce genre de systèmes seules les diagonales tendues qui sont prises en compte dans les calculs. Par raison de symétrie, il suffit d'étudier la moitié de la poutre.

- F_{fr} : La force de frottement : $F_{fr} = 0$

- n : Nombre de nœuds ($n = 6$)

Chapitre V : Calcul des contreventements

-Calcul de S_i :

$$S_i = \frac{h_i \times l_i}{2}$$

-Les résultats de F_i sont résumés dans le tableau ci-dessous :

F	F1	F2	F3	F4
h_i (m)	10.398	11.193	11.789	11.987
l_i (m)	1.55	3.1	2.325	1.55
S_i (m ²)	8.058	17.349	13.705	9.29
$w_{max} \times S_i$	9.171	19.743	15.596	10.572
F_i (KN)	13.75	29.615	23.394	15.858

Tableau V.1. Les valeurs de F_i .

$$W_{max} = 1.138 \text{ KN/m.}$$

$$R_A = R_B = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2 \times (F_1 + F_2 + F_3)}{2} = 82.623 \text{ KN.}$$

IV.3-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 ROBOT 2013.

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

Elément		Longueur (m)	N (kn)
Membrures supérieure	S1	3.2	-96.597
	S3		44.485
Membrures inférieure	I8	3.2	-96.6
	I6		41
Montant	M11	3.5	5.093
	M14		-2.527
Diagonale	D21	4.742	-4.46
	D22		2.224

Tableau.V.2 : Les sollicitations des éléments de la poutre au vent.

IV.3.1- Evaluation des efforts dans les barres :

Pour déterminer les efforts dans les barres, on peut utiliser l'une des méthodes de la résistance des matériaux suivantes :

Chapitre V : Calcul des contreventements

- ✓ Méthode d'isolation des nœuds.
- ✓ Méthode graphique de CRIMONA.
- ✓ Méthode des sections de RITTER, dont l'avantage a déterminé l'effort dans une barre quelconque.
- ✓ Méthode des composantes de CULMANN.

IV.4- Vérification des éléments de la poutre au vent :

IV.4.1- Les diagonales :

a) Section de la diagonale :

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_D dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suite :

$$F_D \times \cos \theta + F_1 - R = 0 \quad ; \quad \theta = \tan^{-1} \frac{3.1}{3.5} = 41.532^\circ$$

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{82.623 - 13.75}{\cos 41.532} = 92 \text{ KN.}$$

$$N_{std} = 1.5 F_d = 138 \text{ KN (effort de traction max)}$$

-Calcul de la section brute A:

$$N_{std} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \Leftrightarrow A \geq \frac{N_{std} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{138 \times 1.1}{23.5} = 6.46 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière \Leftrightarrow **L 70×70×6** Avec : $A = 8.13 \text{ cm}^2$.

Profilé	Section	Dimensions			Caractéristiques géométriques	
	A cm ²	h=b mm	t mm	y _s mm	I _y =I _z cm ⁴	i _y =i _z cm
L (70×70×06)	8.13	70	6	1.93	36.88	2.13

Figure. V.2 : Caractéristiques de la cornière L (70×70×06).

b) Vérification à la résistance ultime de la section :

•Condition de résistance:

$$N_{sd} \leq N_u = \frac{\beta \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

Soit des cornières isolées de **L (70×70×6)** ($A = 8.13 \text{ cm}^2$), avec trois boulons de 12 mm et trou de 13mm.

Chapitre V : Calcul des contreventements

Donc : $\beta_3 = 0.7$; $d_0 = 1.3 \text{ mm}$

Section nette : $A_{\text{net}} = 8.13 - 0.5 \times 1.3 = 7.48 \text{ cm}^2$

$$N_u = \frac{0.7 \times 7.48 \times 36}{1.25} = 150.798 \text{ KN.}$$

$N_{\text{std}} = 138 \text{ KN} < 150.798 \text{ KN.}$

•Conclusion :

Une cornière isolée de **L 70x70x6** ($A = 8.13 \text{ cm}^2$), avec trois boulons de 12 mm et trou de 13mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

IV.4.2- Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance :

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charge verticale, et en outre à la compression sous F où doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée. Les formules de vérifications sont les suivantes :

$$\left(\frac{M_y.s_d}{M_{N_y.Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z.s_d}{M_{N_z.Rd}} \right)^\beta \leq 1 \quad \text{EC03 Art 5.4.8.1 [3]}$$

Avec : $\alpha = 2$, $\beta = 5n$ Avec $\beta \geq 1$

$$M_{N_y.Rd} = M_{ply.Rd} \times \left[\frac{1-n}{1-0.5a} \right]$$

$$M_{N_y.Rd} = M_{ply.Rd} \times \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

$$A_w = A - 2.b.t_f$$

$$a = \min (A_w/A ; 0.5)$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} \quad ; \quad N_{pl.Rd} = \frac{A.f_y}{\gamma_{M0}} \quad ;$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad ; \quad M_{plz.Rd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

a) Charges et surcharges revenantes à la panne intermédiaire :

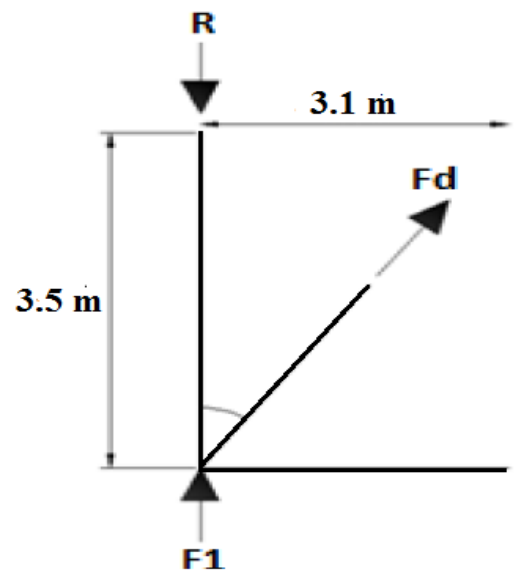
-Flexion déviée (calcul des pannes) :

$$G = 0.34 \text{ KN/ml}$$

$$V = -1.764 \text{ KN/ml}$$

•Compression:

$$V = F_2 = 29.615 \text{ KN.}$$



Chapitre V : Calcul des contreventements

• **Combinaison de charge :**

$$Q_{max} = G - 1.5 V = 0.34 - 1.5 \times 1.764 = -2.306 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{max} = 2.306 \text{ KN/ml}$$

$$Q_y = 2.306 \times \sin 14.4 = 0.573 \text{ KN/ml}$$

$$Q_z = 2.306 \times \cos 14.4 = 2.234 \text{ KN/ml}$$

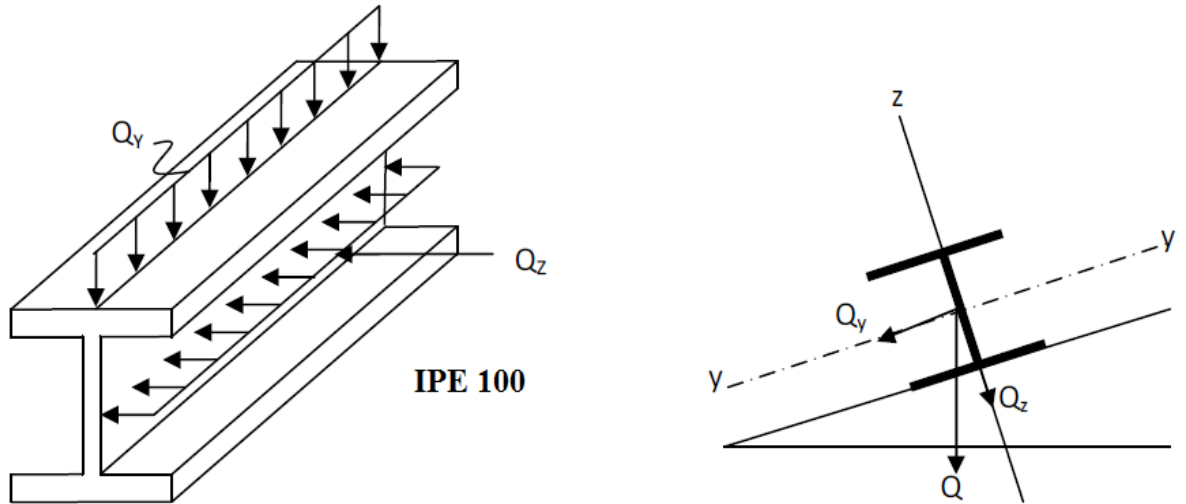


Figure V.3: Schéma statique de la panne intermédiaire. IPE 100 :

Profil	h	b	t _w	t _f	r	Mass e par mètre P	Aire de la section A	Moment quadrati- que I _y	Module de résistance élastique à la flexion W _{el,y}	Rayon de giration i _y	2 × S _y		I _z	W _{el,z}	i _z	2 × S _z	
											Module plastique W _{pl,y}	A _c				W _{pl,z}	A _y
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²
100	100	55	4,1	5,7	7	8,1	10,3	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7

Figure V.4: Caractéristique IPE 100.

$$M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{2.234 \times 3.5^2}{8} = 3.42 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{q_y \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{0.573 \times 1.75^2}{8} = 0.219 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{39.4 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1.1} = 8.417 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{w_{pl,z} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{9.1 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1.1} = 1.944 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_1} = \frac{10.3 \times 23.5}{1.1} = 220.045 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1.35 \times 32.214 = 39.980 \text{ KN.}$$

b) Incidence de l'effort tranchant :

Si : $V_{sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$ → il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

A mi-travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

c) Incidence de l'effort normal :

Si : $N_{sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl.Rd}; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0})$ → il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$0.25 N_{pl.Rd} = 0.25 \times 220.045 = 55.011 \text{ KN}$$

$$A_w = 10.3 - 2 \times 5.5 \times 0.57 = 4.03 \text{ cm}^2.$$

$$0.5 \times 4.03 \times 23.5 / 1.1 = 43.048 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 39.980 < \text{Min} (55.011; 43.048) = 43.048 \text{ KN}.$$

→ L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut-être négligée.

• Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{Ny.Rd} = M_{ply.Rd} = 8.414 \text{ KN.m}$$

$$M_{Nz.Rd} = M_{plz.Rd} = 1.944 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{3.42}{8.414}\right)^2 + \left(\frac{0.219}{1.944}\right)^1 = 0.277 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

IV.2.2.2 Vérification de l'élément aux instabilités (déversement) :

a)-Semelle supérieure :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture il n'y a donc pas risque de déversement.

b)-Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent du soulèvement est susceptible de déverser de moment quelle est libre tout au long de sa portée.

• Combinaison à l'ELU :

$$G-1.5V$$

$$Q_{z.sd} = G \text{ Cos}\alpha - 1.5V$$

Chapitre V : Calcul des contreventements

$$Q_{y.sd} = 1.35G \sin\alpha$$

$$N_{sd} = 1.5F_2$$

Avec :

$$G = 0.34 \text{ KN/ml} \ll \text{charge permanente} \gg$$

$$V = -1.764 \text{ KN/ml} \ll \text{vent de soulèvement} \gg$$

$$F_2 = 29.615 \text{ KN/ml} \ll \text{effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire} \gg$$

• Charge de flexion :

$$Q_{z.sd} = G \cos\alpha - 1.5V = -2.317 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{y.sd} = 1.35G \sin\alpha = 0.114 \text{ KN/ml}$$

$$M_y = \frac{qz l^2}{8} = \frac{2.317 \times 3.5^2}{8} = 3.547 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{qy \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{0.114 \times 1.75^2}{8} = 0.044 \text{ KN.m}$$

• Charge de compression :

$$N_{sd} = 1.5F_2 = 44.423 \text{ KN}$$

• La formule de vérification aux instabilités est la suivante :

-Flexion déviée composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z.sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

-Flexion déviée composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z.sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

On à :

$$M_{ply.Rd} = 8.414 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz.Rd} = 1.944 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = 220.045 \text{ KN}$$

• Calcul de $\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$:

-Flambement par rapport à l'axe fort y-y:

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^{-2}]^{\frac{1}{2}}}$$

$$\varphi_y = 0.5 \times \left[1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]. \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2 [3]}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] [\beta_A]^{0.5}$$

α : Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'Euro code 3.

-Flambement par rapport à l'axe faible z-z:

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \overline{\lambda}_z^2]^{\frac{1}{2}}}$$

$$\varphi_z = 0.5 \times [1 + \alpha_z \cdot (\overline{\lambda}_z - 0.2) + \overline{\lambda}_z^2]$$

$$\overline{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] [\beta_A]^{0.5}$$

Avec : $\beta_A = 1$. Pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{350}{4.07} = 85.995$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{175}{1.24} = 141.129$$

$$\lambda_1 = \pi [E/f_y]^{0.5} = 93.9\varepsilon$$

$$\varepsilon = [235/f_y]^{0.5}$$

$$\overline{\lambda}_y = \left[\frac{85.995}{93.9} \right] = 0.915$$

$$\overline{\lambda}_z = \left[\frac{141.129}{93.9} \right] = 1.5$$

•Courbe de flambement:

$$h/b = 100/55 = 1.82 > 1.2$$

axe de flambement y-y \Rightarrow courbe de flambement « a » $\alpha_y = 0.21$

axe de flambement z-z \Rightarrow courbe de flambement « b » $\alpha_z = 0.34$

$$\varphi_y = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (0.915 - 0.2) + 0.915^2] = 0.994$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.994 + [0.994^2 - 0.915^2]^{\frac{1}{2}}} = 0.724$$

$$\varphi_z = 0.5 \times [1 + 0.34 \times (1.5 - 0.2) + 1.5^2] = 1.847$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.847 + [1.847^2 - 1.5^2]^{\frac{1}{2}}} = 0.343$$

$$\chi_{\min} = \min(0.724; 0.343) = 0.343$$

-Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \leq 1$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT} \cdot (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2]$$

Avec : $\alpha = 0.21$ pour les sections laminées.

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] [\beta_A]^{0.5}$$

$\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1 et 2

λ_{LT} : Élancement de l'élément vis-à-vis au déversement pour les profilés laminés I ou H

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z/i_z}{h/e_s} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{175}{1.24}}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{175/1.24}{10/0.57} \right)^2 \right]^{0.25}} = 76.771$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0.817 > 0.4 \quad \text{On tenir compte du risque de déversement}$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (0.817 - 0.2) + 0.817^2] = 0.898$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.898 + [0.898^2 - 0.817^2]^{0.5}} = 0.786$$

-Calcul des coefficients K :

$$\mu_{LT} = 0.15 \overline{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 \quad \text{et } \mu_{LT} \leq 0.9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \quad \text{et } K_{LT} \leq 1$$

Avec : β_{MLT} est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$\beta_{MLT} = 1.3$ pour une poutre simplement appuyée avec une charge répartie

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.5 \times 1.3 - 0.15 = 0.143 \leq 0.9 \quad \text{OK}$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{0.293 \times 44.423}{0.343 \times 10.3 \times 23.5} = 0.923 \leq 1 \quad \text{OK}$$

$$\mu_y = \overline{\lambda}_y \cdot (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{et } \mu_y \leq 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \quad \text{et } K_{LT} \leq 1.5$$

$$\mu_y = 0.915 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{39.4 - 34.2}{34.2} = -1.129 \leq 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{-1.129 \times 44.423}{0.724 \times 10.3 \times 23.5} = 1.286 \leq 1.5$$

$$\mu_z = \overline{\lambda}_z \cdot (2\beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \quad \text{et } \mu_z \leq 0.9$$

$$K_{yz} = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \quad \text{et } K_{LT} \leq 1.5$$

$$\mu_z = 1.5 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{9.1 - 5.78}{5.78} = -1.526 \leq 0.9$$

$$K_z = 1 - \frac{-1.526 \times 44.423}{0.343 \times 10.3 \times 23.5} = 1.817 \geq 1.5 \quad \text{Non vérifiée}$$

On augmente la section : **Soit IPE 120**

Chapitre V : Calcul des contreventements

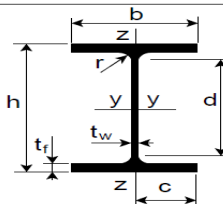
Profilés	Section	Dimensions				Caractéristiques			
	A cm ²	H mm	B mm	t _f mm	t _w mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} Cm ³	W _{plz} Cm ³
	13.2	120	64	6.3	4.4	317.8	27.65	60.7	13.6
IPE 120									

Figure V.5 : Caractéristiques de l'IPE 120.

Avec :

$G = 0.368 \text{ KN/ml}$ « charge permanente »

$V = -1.764 \text{ KN/ml}$ « vent de soulèvement »

$F2 = 29.615 \text{ KN/ml}$ « effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire »

• Charge de flexion :

$Q_{z.sd} = 2.289 \text{ KN/ml}$

$Q_{y.sd} = 0.124 \text{ KN/ml}$

$M_y = 3.505 \text{ KN.m}$

$M_z = 0.047 \text{ KN.m}$

• Charge de compression :

$N_{sd} = 44.423 \text{ KN}$

On à :

$M_{ply.Rd} = 12.968 \text{ KN.m}$

$M_{plz.Rd} = 2.905 \text{ KN.m}$

$N_{pl.Rd} = 282 \text{ KN}$

Calcul de χ_{min}

$\lambda_y = 71.429$

$\lambda_z = 120.690$

$\overline{\lambda}_y = 0.76$

$\overline{\lambda}_z = 1.285$

$\alpha_y = 0.21$

$\alpha_z = 0.34$

$\varphi_y = 0.848$

$\chi_y = 0.817$

$\varphi_z = 1.51$

$\chi_z = 0.434$

$\chi_{min} = \min(0.817 ; 0.434) = 0.434$

-Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :

$\lambda_{LT} = 86.139$

$\overline{\lambda}_{LT} = 0.917 > 0.4$ On tenir compte du risque de déversement

Chapitre V : Calcul des contreventements

$$\varphi_{LT} = 0.995$$

$$\chi_{LT} = 0.723$$

-Calcul des coefficients K :

$$\mu_{LT} = 0.101 \leq 0.9 \quad \text{OK}$$

$$K_{LT} = 0.965 \leq 1 \quad \text{OK}$$

$$\mu_y = -0.919 \leq 0.9 \quad \text{OK}$$

$$K_y = 1.278 \leq 1.5 \quad \text{OK}$$

$$\mu_z = -1.225 \leq 0.9 \quad \text{OK}$$

$$K_z = 1.429 \leq 1.5 \quad \text{OK}$$

•Flexion déviée composée avec risque de déversement :

$$\frac{44.423}{0.434 \times 282} + \frac{0.965 \times 3.505}{0.723 \times 12.968} + \frac{1.429 \times 0.047}{2.905} \leq 1$$

$$0.385 + 0.361 + 0.023 = 0.769 \leq 1 \quad \text{OK}$$

•Flexion déviée composée avec risque de flambement :

$$\frac{44.423}{0.409 \times 282} + \frac{1.28 \times 3.505}{12.968} + \frac{1.429 \times 0.047}{2.905} \leq 1$$

$$0.385 + 0.346 + 0.023 = 0.753 \leq 1 \quad \text{OK}$$

•Conclusion :

Le profilé **IPE120** est adéquat comme montant et panne de toiture.

IV.5. Contreventement verticale (Palée de stabilité) :

IV.5.1 Calcul de Palée de stabilité en long pan:

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignon transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

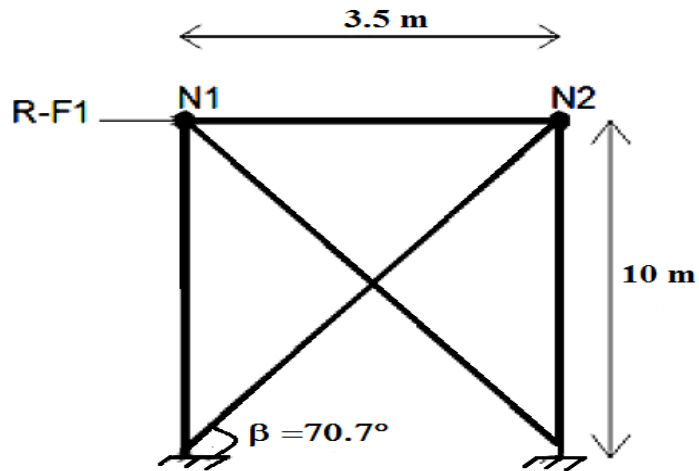


Figure V.6 : palée de stabilité en long pan.

a) Dimensionnement du palée de stabilité :

L'évaluation des efforts de traction dans les diagonales tendues ce fait par la méthode des coupures :

$$-N \cdot \cos \beta + (R-F1) = 0$$

$$N = \frac{R-F1}{\cos \beta} = \frac{82.623 - 13.75}{\cos 70.7} = 208.381 \text{ KN.}$$

$$N_{std} = 1.5 N = 312.572 \text{ KN (effort de traction max).}$$

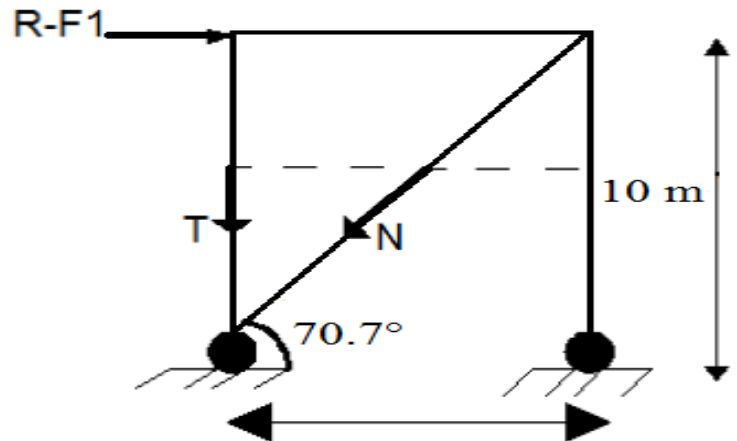


Figure V.7: méthode des coupures.

b) Section de la diagonale :

-Calcul de la section brute A:

$$N_{std} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma m_0} \Rightarrow A \geq \frac{N_{std} \times \gamma m_0}{f_y}$$

$$A \geq \frac{208.381 \times 1.1}{23.5} = 14.631 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière \Rightarrow L 90x90x10

Chapitre V : Calcul des contreventements

Profilé	Section	Dimensions			Caractéristiques géométriques	
	A cm ²	h=b mm	t mm	y _s mm	I _y = I _z cm ⁴	i _y =i _z cm
L(90×90×10)	17.1	90	10	2.58	126.9	2.72

Figure V.8 : Caractéristiques de la cornière L (90×90×10).

b) Vérification à la résistance ultime de la section:

•Condition de résistance:

$$N_{sd} \leq N_u = \frac{\beta \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

- Soit des cornières isolées de **L (90×90×10)** (A= 17.1 cm²), avec trois boulon de 12 mm et trou de 13mm.

Donc : $\beta_3 = 0.7$; $d_0 = 1.3$ mm

Section nette : $A_{net} = 17.1 - 0.5 \times 1.3 = 16.45$ cm²

$$N_u = \frac{0.7 \times 16.45 \times 36}{1.25} = 331.163 \text{ KN.}$$

$$N_{std} = 312.572 \text{ KN} < 331.163 \text{ KN.}$$

•Conclusion :

Une cornière isolée de **L 90x90x10** (A= 17.1 cm²), avec un boulon de 12 mm et un trou de 13mm convient pour les barres de contreventement du palée de stabilité.

Chapitre VI :

Etude sismique.

VI.1- Introduction :

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts (ruines de constructions et perte de vies humaines). Il est très important de concevoir avec précaution les structures pour résister au maximum aux effets engendrés par les sollicitations auxquelles elles sont soumises. Pour cela elles doivent être conçues et construites de manière adéquate pour résister à ces secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règles parasismiques algériennes (RPA99 V2003).

L'analyse de la structure est faite par le logiciel ROBOT qui est basé sur la méthode des éléments finis.

• Concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

• DESCRIPTION DE ROBOT :

Basé sur la méthode des éléments finis, le ROBOT 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.

VI.2- Modélisation :

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements des structures, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

VI.3- Analyse de la structure :

VI.3.1- 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.

VI.3.2- Méthodes de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VI.3.2.1- la méthode statique équivalente :

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basée sur l'utilisation des spectres de réponse.

Mais comme le " RPA 99 V 2003 " préconise que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcul 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 :

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

Avec :

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 : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

T_1, T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du [RPA99/ version 2003], site (S2) : T_1 (sec) = 0,15s T_2 (sec) = 0,4s.

(η) : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

Chapitre VI : Etude sismique

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

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 : $\eta = 0,93 > 0,7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0,93$

•Estimation de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99/ version 2003 par la formule (4.6) :

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

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$h_N = 12 \text{ m}$.

C_T = est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le tableau 4.6 du RPA 99/version 2003.

Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie

D'où : $C_T = 0,05$

Donc :

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 :**

$dx = 15.55 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0,274\text{s}$

- **Sens longitudinal :**

$dy = 35,30 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0,182\text{s}$

D'après le RPA 99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$T_x = \min (T; T_x) = \min (0,25\text{s}; 0,274\text{s}) \Rightarrow T_x = 0,274\text{s}$

$T_y = \min (T; T_y) = \min (0,25\text{s}; 0,182\text{s}) \Rightarrow T_x = 0,182\text{s}$

Chapitre VI : Etude sismique

T_x et T_y sont inférieure à T₂ = 0,4s

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D = 2,5 \eta = 2,5 \times 0,93$$

$$D = 2,32$$

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.

Portique auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide :

$$R = 3,5$$

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 portiques	0
2	Redondance en plan	0
3	Régularité en plan	0
4	Régularité en élévation	0,05
5	Contrôle de qualité des matériaux	0,05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1
$\sum P_q$		0,2

Tableau VI.1 : Pénalité de vérification.

$$Q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,05 + 0,1 = 1,2$$

W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculé à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

Avec:

$$W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

W_{Gi} : Charges permanentes et charge 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 β = 0,3

$$W = 3308.49 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

$$\text{Donc : } V = \frac{0.2 \times 2.32 \times 1.2}{3.5} \times 3308.49$$

$$V = 526.333 \text{ KN}$$

VI.3.2.2- Principe de la méthode spectrale :

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

a) Spectre de la réponse 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, T1, T2, Q : sont déjà déterminés.

$$Q = 1,2 \quad A = 0,2 \quad \eta = 0,93 \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0,4s$$

b) Nombre de modes de vibrations à considérer :

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.

Chapitre VI : Etude sismique

- 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.

c) Résultat de calcul :

1) Pourcentage de participation de masse :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
15/ 1	1,70	0,59	77,46	0,00	0,00	77,46	0,00
15/ 2	2,13	0,47	77,46	46,21	0,00	0,00	46,21
15/ 3	2,20	0,45	78,55	46,21	0,00	1,09	0,00
15/ 4	2,91	0,34	92,96	46,21	0,00	14,41	0,00
15/ 5	3,36	0,30	93,01	46,72	0,00	0,05	0,50
15/ 6	3,51	0,28	93,01	94,67	0,00	0,00	47,95
15/ 7	3,70	0,27	97,59	94,67	0,00	4,58	0,00

Tableau VI.2 : pourcentage de participation de masse.

D'après les résultats obtenu dans le tableau ci-dessus, on voit bien que les exigences du RPA (art4.3.4) sur le nombre de modes à retenir sont vérifiées pour les deux directions principales à partir du 4^{ème} mode pour le sens X et à partir du 6^{ème} pour le sens Y.

2) Les réponses modales de la structure :

• Déformation modale :

Les déformations de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants sont illustrés par les figures suivantes :

- **Mode 1 : Translation suivant X-X, période T = 0.59 s, taux de participation de la masse 77.46 %**

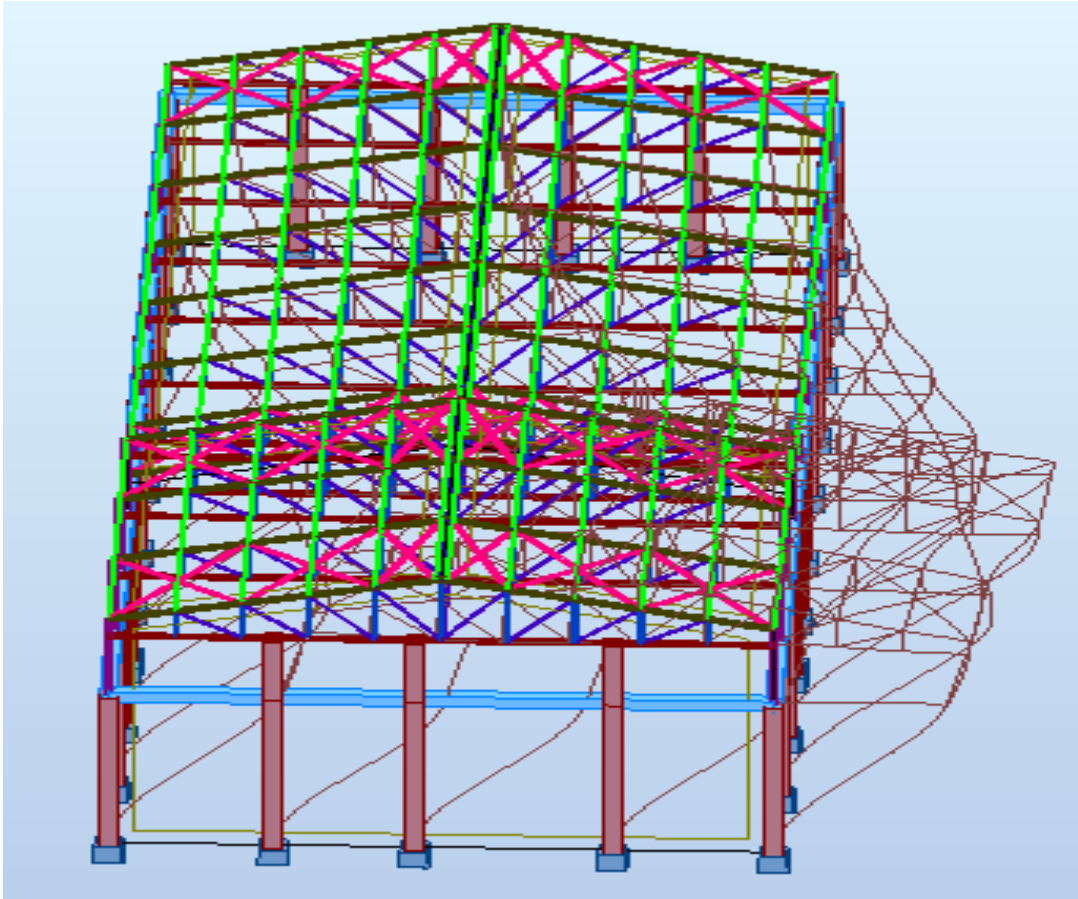


Figure VI.1 : Mode de déformation (1).

- Mode 2 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0.47$ s, taux de participation de la masse 46.21 %

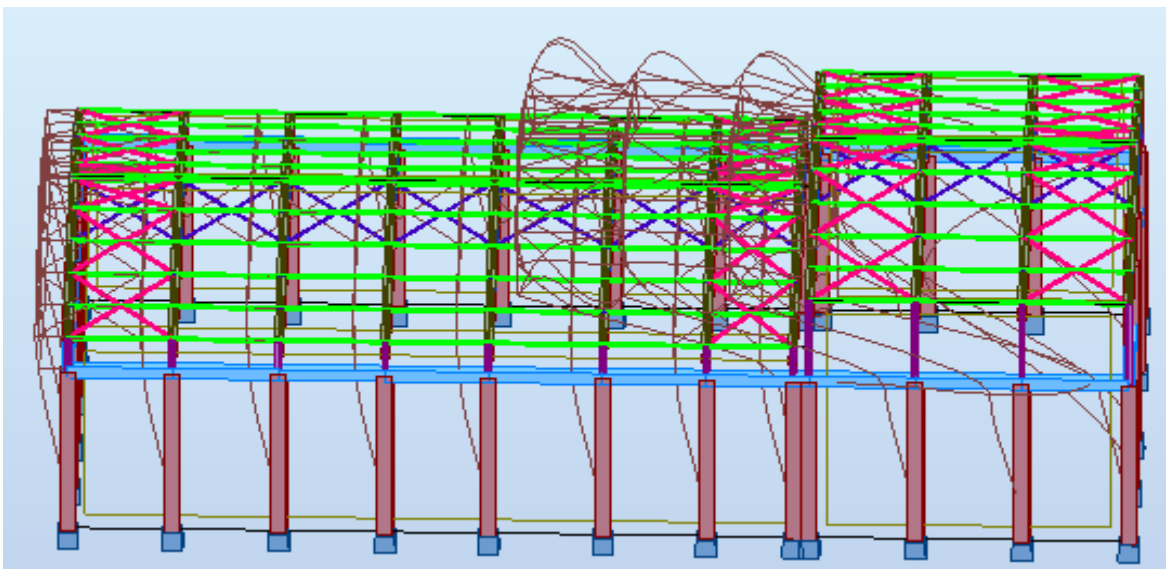


Figure VI.2 : Mode de déformation (2).

Chapitre VI : Etude sismique

VI.3.3- 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.

VI.3.3.1- Les combinaisons de calcul :

•Notation :

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

N : Action de la neige.

V: Action du vent.

- $V_{1G.D}$: Vent sur la façade latérale gauche avec dépression intérieure.
- $V_{2G.S}$: Vent sur la façade latérale gauche avec surpression intérieure.
- $V_{3.Avant}$: Vent sur la façade principale avec dépression intérieure.
- $V_{4.Arriere}$: Vent sur la façade secondaire avec dépression intérieure.

E : Action sismique.

Les combinaisons de calculs adoptés selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Etat limite ultime		Etat limite de service	
1	$G + 1.5 V_{1G.D}$	1	$G + V_{1G.D}$
2	$G + 1.5 V_{1G.S}$	2	$G + V_{1G.S}$
3	$G + 1.5 V_{3.Avant}$	3	$G + V_{3.Avant}$
4	$G + 1.5 V_{4.Arriere}$	4	$G + V_{4.Arriere}$
5	$1.35G + 1.5 Q$	5	$G + Q$
6	$1.35G + 1.5 N$	6	$G + N$
7	$1.35 (G + Q + N)$	7	$G + 0.9(Q + N)$
8	$G + Q + E$		
9	$G + Q \mp 1.2E_x$		
10	$G + Q \mp 1.2E_y$		
11	$0.8G \mp E_x$		
12	$0.8G \mp E_y$		

Tableau VI.3 : Combinaisons de calcul.

Chapitre VI : Etude sismique

VI.3.3.2- Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8V _{statique} (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	526.333	421.067	481.92	Vérifiée
Sens yy	526.333	421.067	454.69	Vérifiée

Tableau VI.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

L'effort tranchant dynamique est supérieur à 80% de l'effort tranchant statique dans les deux sens.

VI.3.3.3- Vérification des déplacements :

1^{er} Cas : situation durable :

•Les déplacements sont limités à :

✓Déplacement horizontal :

$$\begin{cases} \frac{h}{150} & \text{Sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} & \text{Avec charge du vent} \end{cases} \quad \text{EC3 Art 4.2.2 [3].}$$

Où h : hauteur du poteau

✓Déplacement vertical :

$$\frac{L}{200} \quad L : \text{longueur de la travée} \quad \text{EC3 tab 4.1 [3]}$$

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	G + 1.5 V _{3.Avant}	1.35 (G+Q)	0.3	0.1
Suivant Y	G + 1.5 V _{3.Avant}	1.35 (G+Q)	1.4	0.2
Suivant Z	G + 1.5 V _{3.Avant}	1.35 (G+Q)	0.3	0.8

Tableau VI.5 : Déplacement max en situation durable.

$$\begin{cases} \frac{h}{150} = \frac{1000}{150} = 6.67 \text{ cm} \\ \frac{h}{125} = \frac{1000}{125} = 8 \text{ cm} \\ \frac{L}{200} = \frac{1555}{200} = 7.77 \text{ cm} \end{cases}$$

On constate que les déplacements suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

2^{ème} Cas : situation accidentelle :

Le D.T.R RPA 99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismiques seules (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 suite :

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

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)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture	7.3	7

Tableau VI.6 : Déplacement des niveaux.

$$\frac{h}{100} = \frac{1000}{100} = 10 \text{ cm}$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 12 cm, donc ils sont vérifiés.

VI.3.4- Effet de deuxième ordre :

Les effets de seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

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 ».

Chapitre VI : Etude sismique

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)	Δk (cm)	Pk (KN)	Vk (KN)	hk (m)	$\frac{\Delta k}{h_e}$ (%)	θ_k
12	0.3	3308.49	481.92	10	0.025	0.017

Tableau VI.7 : Effet (P- Δ) suivant X-X.

$\theta_k = 0.017 < 0.10 \Rightarrow$ Donc les effets (P- Δ) peuvent être négligés.

• **Sens Y-Y :**

Niveau (m)	Δk (cm)	Pk (KN)	Vk (KN)	hk (m)	$\frac{\Delta k}{h_e}$ (%)	θ_k
12	1.4	3308.49	454.69	10	0.116	0.084

Tableau VI.8 : Effet (P- Δ) suivant Y-Y.

$\theta_k = 0,084 < 0.10 \Rightarrow$ Donc les effets (P- Δ) peuvent être négligés.

VI.4. Conclusion

L'étude dynamique reste l'une des étapes les plus importantes, globalement on a pu satisfaire la grande majorité des exigences du **RPA 99/2003** ce qui n'est pas une chose aisée pour tout types de structures (entre le bon comportement et la vérification de la période), car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Chapitre VII :
Vérification des éléments de
la toiture.

Chapitre VII : Vérification des éléments de la toiture

VII.1- Introduction :

Après le pré-dimensionnement des éléments et modélisation de la structure, on passe aux différentes vérifications (traction, flambement et résistance) sous les efforts les plus défavorables tirés du logiciel ROBOT 2013

VII.2- Vérification des éléments de la ferme :

Les vérifications à faire sont :

VII.2.1- A la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.3 [3]}$$

VII.2.2- Au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1 [3]}$$

VII.2.3- La condition de résistance :

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

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

N_{rd} : Effort résistant.

La vérification des différents éléments de la ferme est donnée dans le tableau suivant :

Eléments			$N_{sd}(\text{KN})$	$N_{rd}(\text{KN})$	$N_{sd}(\text{KN})/N_{rd}(\text{KN})$	Observations
Membrures supérieures	S 215	Compression	94.35	954.38	0.072	Vérifier
Membrane inférieures	I 213	Compression Traction	-81.37	954.38	0.067	Vérifier
Montants	M 200	Compression Traction	33.06	267.33	0.05	Vérifier
Diagonales	D 226	Compression Traction	-69.11	267.33	0.19	Vérifier

Tableau VII.1: Les efforts dans les éléments de la ferme.

Chapitre VII : Vérification des éléments de la toiture

VII.3- Vérification des diagonales de contreventement horizontal (poutre au vent) :

Les efforts maximaux obtenus par le Robot dans les diagonales de contreventement horizontal (poutre au vent), et la vérification est donnée dans le tableau suivant :

Eléments		N _{sd} (KN)	N _{rd} (KN)	N _{sd} (KN)/N _{rd} (KN)	Observations
Contreventement Horizontal	P.V 590	-15.28	267.33	0.04	Vérifier

Tableau VII.2 : Les efforts dans les diagonales de la poutre au vent.

VII.4- Vérification des montants de rive : (HEA 200)

VII.4.1- 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 :

Combinaison	N _{sd} (KN)	V _y (KN)	V _z (KN)	M _y (KN.m)	M _z (KN.m)
1.35(G+Q+N)	34.46	4.27	-66.26	-21.61	-3.63
G+Q-1.2Ey	61.32	8.14	-75.035	-25.50	11.39

Tableau VII.3 : Sollicitations dans les montants de rive.

VII.4.2- Vérification à l'effort tranchant :

• **Suivant Y-Y :**

$$V_{ply} = A_{vy} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \right)$$

$$A_{vy} = 28.8 \text{ cm}^2.$$

$$V_{ply} = 28.8 \times \left(\frac{23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} \right) = 355.22 \text{ KN.}$$

$$V_{Sd} = 8.14 \text{ KN.} < V_{ply} = 355.22 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

$V_{Sd} = 8.14 \text{ KN.} < 0.5 V_{ply} = 177.61 \text{ KN}$ Donc pas de réduction pour le moment résistant.

• **Suivant Z-Z :**

$$A_{vz} = 18.08 \text{ cm}^2.$$

Chapitre VII : Vérification des éléments de la toiture

$$V_{plz} = 18.08 \times \left(\frac{23.5}{\sqrt{3 \times 1.1}} \right) = 223 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = -75.035 \text{ KN.} < V_{plz} = 223 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

$$V_{sd} = -75.035 \text{ KN.} < 0.5V_{plz} = 111.5 \text{ KN} \quad \text{Donc pas de réduction pour le moment résistant.}$$

VII.4.3- Vérification à l'effort normal :

$$N^{\max} \leq \min \{0.5A_w \cdot f_y ; 0.25N_{pl}\}$$

$$0.5A_w \cdot f_y = 0.5 \times 8.04 \times 23.5 = 94.74 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N^{\max} = \mathbf{94.74 \text{ KN.}}$$

$$0.25N_{pl} = 0.25 \times \frac{44.1 \times 23.5}{1.1} = 235.53 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 81.04 \text{ KN} < N^{\max} = 94.74 \text{ KN.} \quad \text{Vérifiée.}$$

Donc pas de réduction des moments autour des deux axes.

VII.4.4- Vérification aux instabilités :

- Vérification au flambement :

$$N^{\max} = 81.04 \text{ KN.}$$

$$l_k = 334 \text{ cm.}$$

$$\mathbf{HEA 200} \Rightarrow A = 44.1 \text{ cm}^2.$$

$$I_y = 3692 \text{ cm}^4. \quad i_y = 8.28 \text{ cm.}$$

$$I_z = 1336 \text{ cm}^4. \quad i_z = 4.98 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{334}{8.28} = 40.33$$

$$\lambda_z = \frac{334}{4.98} = 67.07.$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{40.33}{93.9} \right] = 0.43 \quad \bar{\lambda}_y = 0.43 > 0.2.$$

Vérifiée.

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{67.6}{93.9} \right] = 0.71. \quad \bar{\lambda}_z = 0.71 > 0.2$$

Calcul de χ_{\min} :

$$\chi_y = 0.944$$

$$\chi_z = 0.773$$

$$\chi_{\min} = \min (\mathbf{0.944; 0.773}) = 0.773$$

Chapitre VII : Vérification des éléments de la toiture

$$N_{rd} = \chi_{\min} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1 [3].}$$

$$N_{rd} = 0.773 \times 1 \times 44.1 \times \frac{23.5}{1.1} = 728.271 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 81.04 \text{ KN} < N_{crd} = 728.271 \text{ KN.} \quad \text{Vérfiée.}$$

Pas de risque de flambement.

Conclusion :

Donc tous profilés choisis pour assurer la résistance et la stabilité de la structure sont admis. Les profilés adoptés pour tous les éléments sont récapitulés dans le tableau suivant :

Eléments de la toiture		Profilés adoptés
La couverture		un panneau sandwich de 13.6 Kg /m2
Pannes		IPE 120
Ferme	Membrures Supérieures	2L (90.90.12)
	Membrures Inferieures	2L (90.90.12)
	Diagonales	2L (50.50.5)
	Manants	2L (50.50.5)
	Manants de rive	EHA 200
Contreventement Horizontal (Poutre au vent)		2L (50.50.5)

Tableaux VII.4 : profiles adoptés pour la stabilité de la structure.

Chapitre VIII :
Calcul des assemblages.

VIII.1- Introduction :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

Dans ce chapitre, on va concevoir et dimensionner les principaux assemblages entre les éléments métalliques d'une part et autre un élément métallique et un autre en béton armé.

VIII.2- Les différents types d'assemblages :

Il existe plusieurs types d'assemblage dans la construction et plusieurs techniques pour les réaliser. Ils doivent cependant tous obéir à la même règle : les assemblages ne doivent jamais affaiblir la résistance des pièces.

Dans notre projet on retrouve différents types d'assemblages qui sont :

- ✓ Assemblage Poteau-ferme.
- ✓ Assemblage des éléments de la ferme.
- ✓ Assemblage des éléments de contreventement.
- ✓ Assemblage des pannes-ferme.

VIII.2.1-Assemblage des éléments de la ferme :

Les fermes sont généralement constituées par cornières assemblées par des goussets. Les barres de triangulation doivent, autant que possible, concourir à l'axe neutre des profils constitutifs, ils sont cependant d'usage courant, dans la construction rivée, de faire concourir les lignes de trusquinage (c'est-à-dire les lignes des rivées d'attache). Cette méthode facilite le traçage en atelier. On n'a pas les mêmes raisons d'opérer ainsi dans les fermes soudées, où il est préférable de faire concourir les axes neutres. On diminue ainsi les efforts secondaires. Les barres sont donc reliées entre elles par les extrémités : ces joints de liaison sont appelés nœuds.

La conception d'une poutre à treillis consiste à choisir le type de barre du composant, le type de nœuds et le moyen d'assemblage (soudée ou boulonnée).

Les sections des barres peuvent être constituées de cornières jumelées à ailes égales ou inégales parfois renforcées par des plats, des sections tubulaires (rond ou carré) et pour des très fortes charges des sections en **I**, **H** ou **T**. L'assemblage des différentes barres

Chapitre VIII : Calcul des assemblages

aux nœuds se fait soit par un assemblage boulonné ou soudé à l'aide de cordons de soudure, jamais les deux moyens ensemble.

Le calcul se fait selon les sollicitations les plus défavorables données dans le tableau ci-dessous.

Eléments	Membrures supérieures	Membrures inférieures	Diagonales	Montants	Montants de rive
Effort (KN)	94.35	-81.37	-69.11	33.06	61.32
Section	2L(90.90.12)	2L(90.90.12)	2L(50.50.5)	2L(50.50.5)	HEA200

Tableau VIII.1 : Efforts dans les éléments de la ferme.

Les éléments de la ferme sont constitués de deux cornières d'où l'effort repris par chaque cornière est $F/2$.

VIII.2.1.1-Pré-dimensionnement du gousset :

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, il est donné par le tableau suivant :

F (KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Tableau VIII.2 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

- Pour les membrures supérieures : $N = 129.14 \text{ KN} < 200 \text{ KN}$.
- Pour les membrures inférieures : $N = 120.26 \text{ KN} < 200 \text{ KN}$.
- Pour les diagonales : $N = 63.69 \text{ KN} < 200 \text{ KN}$.
- Pour les montants : $N = 33.68 \text{ KN} < 200 \text{ KN}$.

Donc on choisit $e = 10 \text{ mm}$.

VIII.2.1.2- Assemblage gousset-montant ou gousset diagonale :

La section du montant est la même que celle du diagonale : Cornières 2L(50.50.5). Donc on fait le dimensionnement de l'assemblage par l'effort maximal entre elle.

Chapitre VIII : Calcul des assemblages

$N_{sd} = 69.11$ KN (l'effort de compression représente un effort axial par rapport à la cornière et un effort de cisaillement par rapport au boulon).

N_{sd} provoque : **a**-cisaillement du boulon.

b -pression diamétrale.

a)-Vérification au cisaillement :

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

Ou :

$$F_{vrd} = \frac{\alpha_v \cdot A \cdot f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \quad \text{Résistance au cisaillement par plan de cisaillement.}$$

On considère forfaitairement trois boulons ordinaires de classe 6.8 :

$\alpha_v = 0,5$: Boulons 6.8, lorsque le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon.

$F_{ub} = 600$ Mpa (classe 6.8).

$\gamma_{mb} = 1,25$ (boulon sollicité au cisaillement).

V_{sd} : effort tranchant du calcul par boulon.

$$V_{sd} = \frac{N_{sd}}{n \cdot p}$$

p : Nombre des plans de cisaillement. (p=2).

n : Nombre des boulons. (n= 3).

As : Aire de cisaillement du boulon.

$V_{sd} = 10.62$ KN.

$$V_{sd} \leq F_{vrd} \Rightarrow V_{sd} \leq \frac{0.5 \times 600 \times A_s}{1.25}$$

$$A_s \geq 44.25 \text{ mm}^2$$

On opte un boulon **M12** avec $d_0 = 13$ mm.

• Disposition des boulons :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t_w \quad \Leftrightarrow \quad 15.6 \leq e_1 \leq 96 \quad \rightarrow \quad e_1 = \mathbf{84 \text{ mm.}}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t_w \quad \Leftrightarrow \quad 19.5 \leq e_2 \leq 96 \quad \rightarrow \quad e_2 = \mathbf{25 \text{ mm.}}$$

$$2.2d_0 \leq P_1 \leq 14t_w \quad \Leftrightarrow \quad 28.6 \leq P_1 \leq 112 \quad \rightarrow \quad P_1 = \mathbf{67 \text{ mm.}}$$

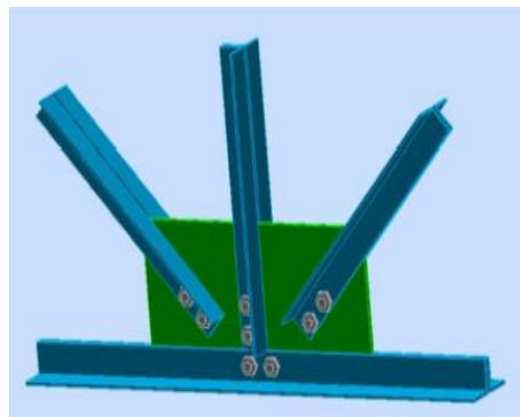
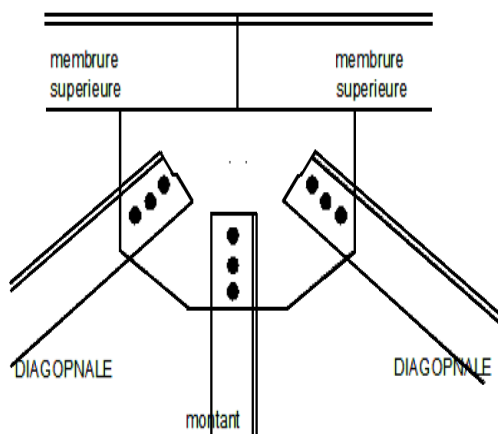


Figure.VIII.1: Assemblage diagonal-gousset et –montant

Figure.VIII.2: 3D de la jonction.

On opte pour un gousset de 10mm et des boulons M12, $d_0=13$ mm.

b)-Vérification à la pression diamétrale :

$V_{sd} \leq F_{brd}$ avec :

$$F_{brd} = \frac{2.5\alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}} \quad \text{Avec: } \alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) \rightarrow \alpha = 1$$

Donc : $V_{sd} = 10.62 \text{ kN} \leq F_{brd} = 69.12 \text{ kN}$ Vérifiée.

VIII.2.1.3-Assemblage « gousset - membrures de la ferme » :

a) -Pré-dimensionnement de la gorge :

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 t_{\max}$$

Avec :

t_{\max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$t_{\max} = 10\text{mm}$ (épaisseur du gousset).

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \times 10\text{mm}.$$

$3\text{mm} \leq a \leq 5\text{mm}$ D'où $a = 5 \text{ mm}$.

b) -Les longueurs de soudures :

Les longueurs de soudure sont données comme suit:

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{\frac{N}{2} \cdot \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \cdot \left(1 + \frac{a}{d}\right)} \quad \text{EC3 Art 6.6.5.3}$$

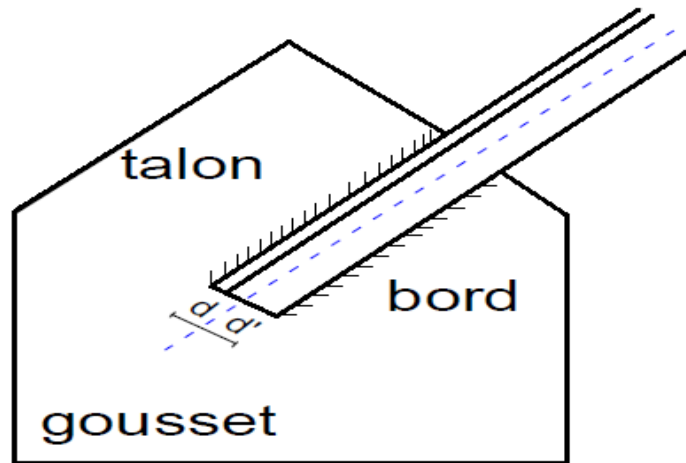


Figure VIII.3: Schéma des longueurs de soudure.

$$L_{bord} \geq \frac{\frac{N}{2} \cdot \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \cdot \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

- $N/2$: 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 $a = 5$ mm.

- d : Distance du centre de gravité au talon.

- d' : Distance du centre de gravité au bord.

$N_{sd} = \max(N_{sd} \text{ de membrure supérieure ; } N_{sd} \text{ de membrure inférieure})$.

$N_{sd} = 94.35$ KN.

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(90.90.12)	6.36	2.58	10	5	5
Membrure Inférieure	2L(90.90.12)	6.36	2.58	10	5	5

Tableau VIII.3 : Dimension des cordons de soudure.

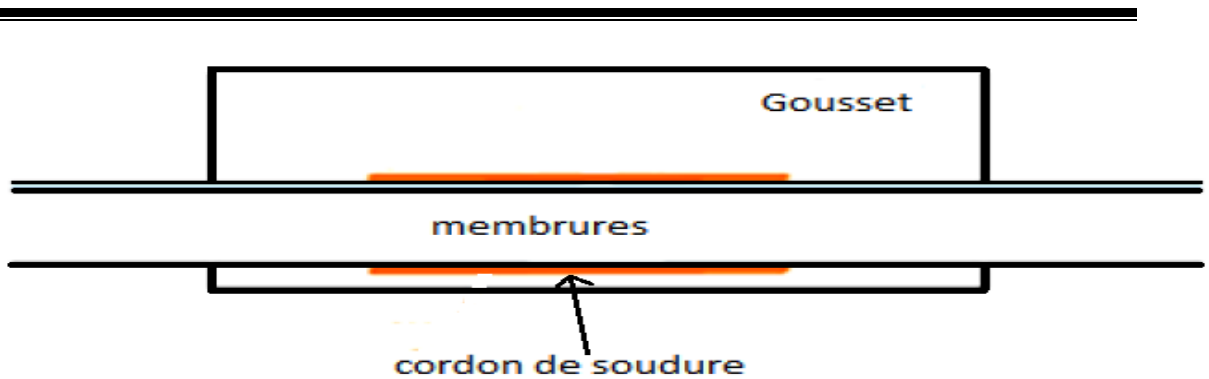


Figure VIII.4 : Détail d'assemblage Gousset-membrures de la ferme.

VIII.2.2 - Assemblage poteau-ferme : (HEA200 - 90.90.12) :

VIII.2.2.1- Disposition des boulons :

On va utiliser des boulons M18.

Boulon M18 $\rightarrow d_0 = 20\text{mm}$.

Cornière **2L (90.90.12)**, $t = 12\text{ mm}$.

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t_w \quad \Leftrightarrow \quad 24 \leq e_1 \leq 144 \quad \rightarrow \quad e_1 = 60\text{ mm.}$$

$$2.2d_0 \leq P_1 \leq 14t_w \quad \Leftrightarrow \quad 44 \leq P_1 \leq 168 \quad \rightarrow \quad P_1 = 80\text{ mm.}$$

On a la hauteur du montant est 70 cm on choisira 10 rangées de boulons.

L'assemblage est sollicité par un moment M_u dû à la combinaison (1.35 (G+Q+N)) et un effort tranchant V .

• L'ELU:

$$M_u = 25.50\text{ KN.m}$$

$$V_u = 61.32\text{ KN.m}$$

• L'ELS:

$$M_s = 14.87\text{ KN.m}$$

$$V_s = 47.53\text{ KN.m}$$

Les 05 rangées de boulons supérieurs travaillent en traction, le plus sollicité reprend un effort équivalent à :

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum_{i=1}^5 d_i^2}$$

d_i : la distance des boulons tendus au pied du montant.

$$-d_1 = 70 - (4+1) = 65\text{ cm.}$$

$$-d_2 = 65 - 8 = 57\text{ cm.}$$

$$-d_3 = 57 - 8 = 49\text{ cm.}$$

$$-d_4 = 49 - 8 = 41\text{ cm.}$$

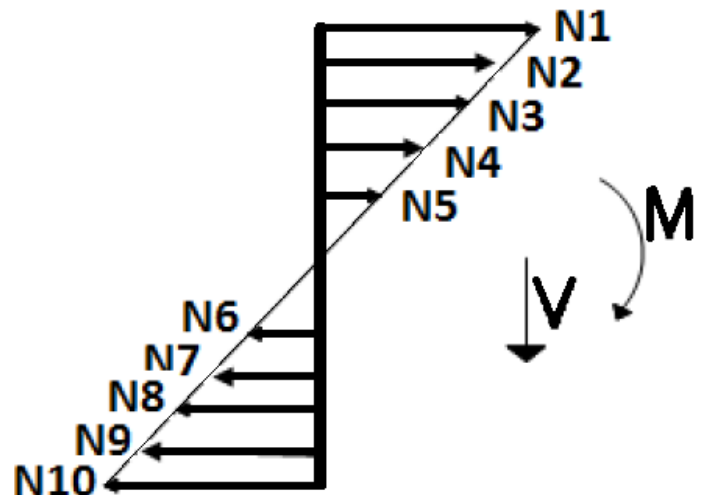


Figure VIII.5 : Schéma de la distribution des efforts.

$$-d_5 = 41 - 8 = 33 \text{ cm.}$$

• **L'ELU:**

$$N_1 = \frac{22.5 \times 0.65}{(0.65)^2 + (0.57)^2 + (0.49)^2 + (0.41)^2 + (0.33)^2}$$

$$N_1 = 11.566 \text{ KN.}$$

• **L'ELS:**

$$N_1 = \frac{14.87 \times 0.65}{(0.65)^2 + (0.57)^2 + (0.49)^2 + (0.41)^2 + (0.33)^2}$$

$$N_1 = 6.643 \text{ KN.}$$

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.

$$\bullet \text{ L'ELU : } V_{sd} = \frac{61.32}{20 \times 1} = 3.06 \text{ KN}$$

$$\bullet \text{ L'ELS : } V_{sd} = \frac{47.53}{20 \times 1} = 2.376 \text{ KN}$$

La résistance d'un boulon précontraint à l'interaction cisaillement-traction est donnée comme suit :

$$V_R = \frac{K_s \cdot \mu \cdot n (F_p - 0.8 F_{tsd})}{\gamma_s}$$

$$F_p = 0.7 A_s \cdot f_{ub}$$

F_p : effort de précontrainte.

F_{ub} : résistance ultime du boulon.

A_s : section résistante de la partie filetée.

Boulon de classe 6.8 (haute résistance) $f_{ub} = 600 \text{ MPa}$.

$$\gamma_{ms}: \text{ Coefficient de sécurité } \begin{cases} \gamma_{ms} = 1.25 \Rightarrow \text{ELU} \\ \gamma_{ms} = 1 \Rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

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 broyée.

VIII.2.2.2- Vérification à l'assemblage trop long :

La longueur de l'assemblage est :

$$L = 700 - (2 \times 40) = 620 \text{ mm.}$$

$$15 \times d = 15 \times 18 = 270 \text{ mm.}$$

Chapitre VIII : Calcul des assemblages

$L = 620 \text{ mm} > 15 \times d = 240 \text{ mm}$; Donc l'assemblage est très long.

D'où l'effort résistant V_R sera réduit avec un coefficient β :

$$\beta = 1 - \left(\frac{L-15.d}{200.d} \right) = 1 - \left(\frac{620-270}{3600} \right) = 0.90$$

Donc : $\beta = 0.9 \leq 1$ Vérifiée.

• **L'ELU :**

$$F_{tsd} = \frac{N}{2} = \frac{11.566}{2} = 5.783 \text{ KN}$$

$$V_R = \frac{0.3 \times 1 \times 1 (0.7 \times 1.92 \times 60 - 0.8 \times 5.783)}{1.25} = 18.24 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 4.05 \text{ KN} < V_R = 18.24 \text{ KN}$ Vérifié

• **L'ELS :**

$$F_{tsd} = \frac{N}{2} = \frac{6.643}{2} = 3.322 \text{ KN}$$

$$V_R = \frac{0.3 \times 1 \times 1 (0.7 \times 1.92 \times 60 - 0.8 \times 3.322)}{1} = 23.395 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 2.376 \text{ KN} < V_R = 23.395 \text{ KN}$ Vérifiée.

VIII.2.3- Assemblage des éléments de contreventements horizontal (poutre au vent) :

VIII.2.3.1- 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 maximal.

$N = -15.28 \text{ kN}$.

Cornière 2L (50•50•5)

a)-Vérification au cisaillement :

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

Ou :

$$F_{vrd} = \frac{\alpha_v \cdot A \cdot f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

On utilise des boulons ordinaires M12 de classe 6.8.

$$V_{sd} = \frac{N_{sd}}{n \cdot p}$$

$p=1$, $A_s = 0.843 \text{ cm}^2$

$$F_{vrd} = \frac{0.5 \times 600 \times 84.3}{1.25}$$

Chapitre VIII : Calcul des assemblages

$$n \geq \frac{N}{F_{vrd.p}} \quad \Rightarrow n \geq 1.278$$

Pour cet assemblage on opte pour 3 boulons ordinaires M12, $d_0 = 13\text{mm}$ avec un gousset de 10 mm.

• Disposition des boulons :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t_w \quad \Rightarrow 15.6 \leq e_1 \leq 96 \quad \rightarrow e_1 = 36 \text{ mm.}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t_w \quad \Rightarrow 19.5 \leq e_2 \leq 96 \quad \rightarrow e_2 = 30 \text{ mm.}$$

$$2.2d_0 \leq P_1 \leq 14t_w \quad \Rightarrow 28.6 \leq P_1 \leq 112 \quad \rightarrow P_1 = 40 \text{ mm.}$$

b)-Vérification à la pression diamétrale :

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

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) \rightarrow \alpha = 0,92$$

Donc : $V_{sd} = 4.311 \text{ kN} \leq F_{brd} = 105.984 \text{ kN}$ Vérifié

VIII.2.5 Assemblage de l'échantignolle

VIII.2.5.1 Assemblage de la panne sur l'échantignolle :

On dimensionnera le boulon au cisaillement avec $R_{vz} / 2$ (chaque boulon reprend une seule panne).

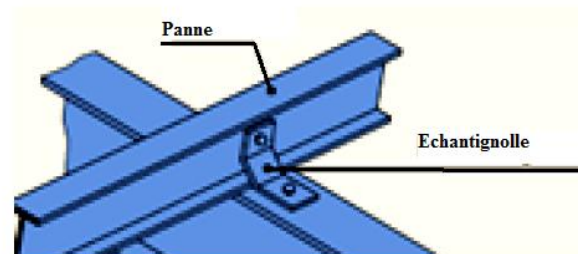
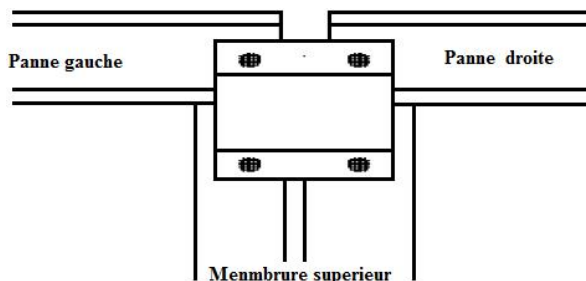


Figure VIII.6 : Vue de face et en 3D de l'échantignolle.

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation.

Soit un boulon ordinaire M12 de classe 6.8 ; $f_{ub} = 600 \text{ Mpa}$.

$R_{vz \text{ max}} = 25.04 \text{ kN}$ et celui dû au vent (voir chapitre III calcul de l'échantignolle).

Dans ce cas le boulon travaille au cisaillement seul.

$$F_{vzd} \leq F_{vrd}$$

$$F_{vrd} = \frac{0.5 \times 0.843 \times 600}{1.25} = 20.232 \text{ kN}$$

$$F_{vzd} = \frac{25.04}{2} = 12.52 \text{ kN}$$

$F_{vzd} = 12.52 \text{ kN} \leq F_{v,rd} = 20.232 \text{ kN}$ Vérifiée.

VIII.2.3.2 Assemblage de l'échantignolle sur la membrure :

Dans ce cas, le boulon est soumis simultanément un effort de cisaillement et de traction, le cas le plus défavorable est celui du vent :

$$V_z = 25.04 \text{ KN.}$$

$$V_y = 1,01 \text{ KN.}$$

Soit un boulon ordinaire M12 de classe 6.8 ; $f_{ub} = 600 \text{ Mpa.}$

$$\frac{F_{vsd}}{F_{vrd}} + \frac{F_{tsd}}{1.4F_{trd}} \leq 1$$

Avec :

$$F_{trd} = \frac{0.9A_s.f_{ub}}{y_{mb}} = \frac{0.9A_s.f_{ub}}{y_{mb}} = 36.417 \text{ KN.}$$

$$F_{vrd} = 20,232 \text{ Kn.}$$

$$\frac{F_{vsd}}{F_{vrd}} + \frac{F_{tsd}}{1.4F_{trd}} \leq 1$$

Vérifiée.

VIII.2.4 - Assemblage de la ferme sur le poteau en béton :

Dans notre cas on a une jonction ferme et un poteau en béton armé qui sera calculé comme un pied de poteau encastré à sa base qui sert à transmettre les charges 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 :

N _{sd} (KN)	V _y (KN)	V _z (KN)	M _y (KN.m)	M _z (KN.m)
61.32	-0.44	-6.17	5.4	-0.11

Tableau VIII.4 : Les sollicitations les plus défavorables.

VIII.2.4.1- Dimensionnement des tiges d'ancrages :

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

$$N_t = 81.04 \text{ KN.}$$

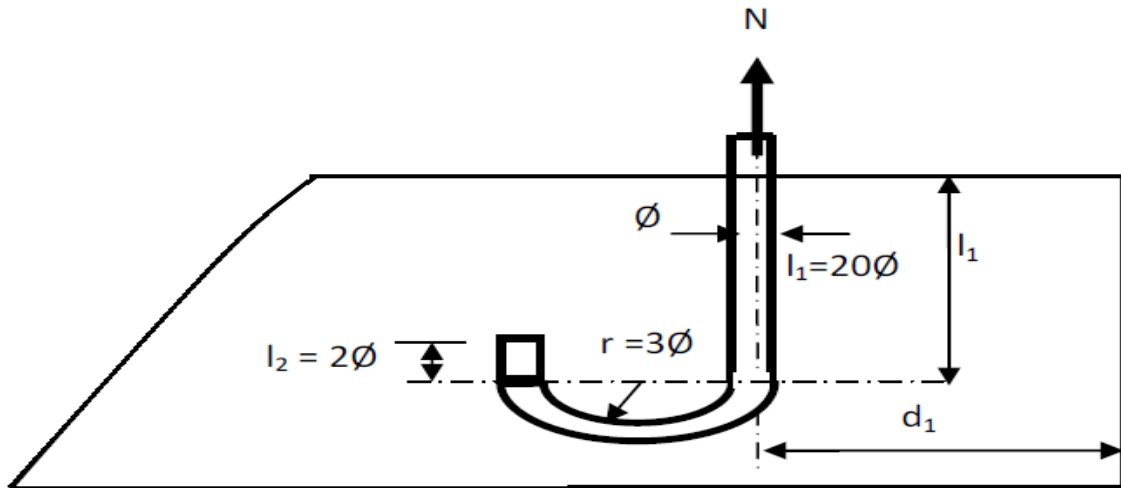


Figure VIII.7 : Tige d'encrage du pied du poteau.

$$B = h + 2c = 186 + 200 = 386 \text{ mm.}$$

On prend : $B = 400 \text{ mm}$

h : la hauteur de la section HEA200 $\Rightarrow h = 186 \text{ mm.}$

c : le débord, donné par : $c = (100 \div 150) \text{ mm.}$

On prend : $c = 100 \text{ mm.}$

D'où : $A = b + 2e_2 = 200 + 2 \times 100 = 400 \text{ mm.}$

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction

$$N_{st} = \frac{N_t}{n} + \frac{M}{2.h}$$

n : nombre de tiges.

N_t : effort sollicitant de traction.

L'ancrage est réalisé par 4 tiges :

$$\frac{N_t}{4} \leq \frac{\pi \cdot \varphi^2}{4} f_y \Rightarrow \varphi \geq \sqrt{\frac{N_t}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\varphi \geq \sqrt{\frac{61.04}{3.14 \times 23.5}} = 0.91 \text{ cm}$$

Donc : $\varphi = 1.8 \text{ cm}$

Soit des tiges d'ancrages de 18 mm de diamètre.

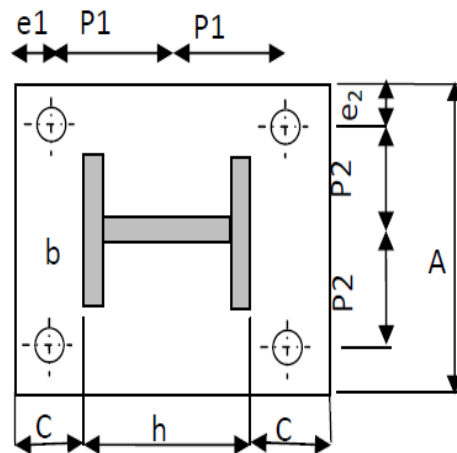


Fig. VIII.8 : Dispositions constructives.

VIII.2.4.2- Vérification de la résistance de scellement :

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivante :

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000} \right) \cdot \frac{\varphi}{\left(1 + \frac{\varphi}{d_1} \right)} \cdot (l_1 + 6.4r + 3.5l_2) \quad (\text{CCM97}) \quad [6]$$

N_a : effort normal résistant d'une tige.

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m³.

$$r = 3 \varphi = 5.4 \text{ cm.}$$

$$l_1 = 20 \varphi = 36 \text{ cm.}$$

$$l_2 = 2 \varphi = 3.6 \text{ cm.}$$

$$d_1 = 11 \text{ cm.}$$

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000} \right) \cdot \frac{\varphi}{\left(1 + \frac{\varphi}{d_1} \right)} \cdot (l_1 + 6.4r + 3.5l_2) = 44.38 \text{ KN.}$$

$$N_{st} = \frac{81.04}{4} + \frac{5.4}{2 \times 0.19} = 34.47 \text{ KN}$$

$$N_a = 44.38 \text{ KN} > N_{st} = 34.47 \text{ KN.} \quad \text{Vérifiée.}$$

VIII.2.4.3- Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{5.4}{80.04} = 0.07 \text{ m}$$

$$e = 7 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{29}{6} = 4.83 \text{ cm}$$

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).

$$2.A = 5.08 \text{ cm}^2 \quad (A : \text{aire de la section de 2 tiges à gauche du poteau})$$

$$l = 36 \text{ cm} \quad ; h = 29 \text{ cm} \quad ; b = 40 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15.$$

$$h'^3 + 3(l - h) \cdot h'^2 + 90 \cdot A \cdot \frac{l}{b} \cdot h' - 90 \cdot A \cdot \frac{l}{b} \cdot h = 0.$$

$$h'^3 + 21h'^2 + 411.48 h' - 11932.92 = 0.$$

$$h' = 13 \text{ cm.}$$

a)- Les contraintes dans le béton :

La contrainte de compression sur le béton est donnée par :

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot N \cdot l}{b \cdot h' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec } \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 80.04 \times 36}{40 \times 13 \times \left(29 - \frac{13}{3} \right)} = 0.45 \text{ MPa} \leq f_{ub} = 14.2 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

b)- Les contraintes dans l'acier :

Vérification des goujons à la traction

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l-h+\frac{h'}{3}}{\left(h-\frac{h'}{3}\right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{80.04}{5.08} \cdot \frac{36-29+\frac{13}{3}}{\left(29-\frac{13}{3}\right)} = 1.7 \text{ MPa} \leq f_y = 235 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

VIII.2.4.4- Dimensionnement de l'épaisseur de la platine:

a)- vérification de la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal de contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondant, pour une bonde de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur t, sont:

$$M_1 = 0.45 \times 10 \times \frac{13}{2} \times 10^{-3}$$

$$= 0.029 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \left(10 \times \frac{0.346}{2}\right) \frac{10}{3} \times 10^{-3}$$

$$= 5.76 \times 10^{-3} \text{ KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0.023 \text{ KN.m}$$

• le module d'inertie de la platine

pour $b = 1 \text{ cm}$:

$$\frac{I}{V} = \frac{\left(\frac{b.t^3}{12}\right)}{\frac{t}{2}} = \frac{b.t^2}{6}$$

• la contrainte de flexion dans la

section est :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0.023 \times 6}{10^{-2} \times 23.5}} = 0.59 \text{ cm.}$$

$$t \geq 0.59 \text{ cm}$$

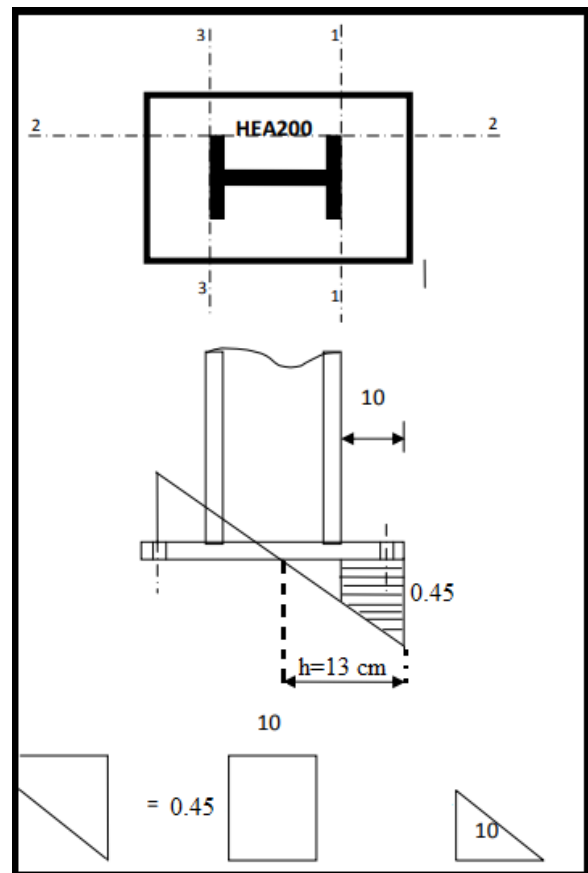


Figure.VIII.9 : Vérification de la section 1-1.

b)- Vérification de la section 2-2 :

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M = 0.45 \times 10 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} = 0.022 \text{ KN.m}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{0.022 \times 6}{10^{-2} \times 23.5}} = 0.574 \text{ cm}$$

$$t \geq .574 \text{ cm}$$

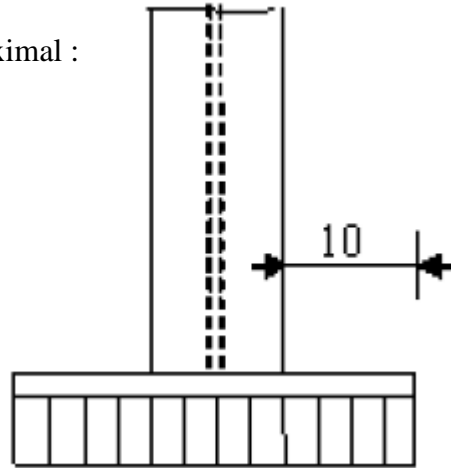


Fig.VIII.9 : Vérification de la section 2-2.

VIII.2.4.5- Vérification de la section 3-3 :

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment : $M = 0.1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 5.08 \times 1.7 \times 10^{-1} = 0.86 \text{ KN.}$$

$$M = 0.86 \times 0.1 = 0.86 \text{ KN.m}$$

$$W_{el} = \frac{50.t^2}{6}$$

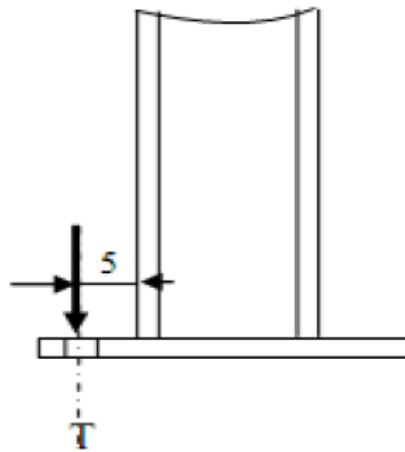


Fig. VIII.10 : Vérification de la section 3-3.

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{0.86 \times 6}{50.t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0.86 \times 6}{50 \times 23.5}} = 0.066 \text{ cm} \text{ donc } t \geq 0.066 \text{ cm}$$

Conclusion :

On prendra une platine d'épaisseur : **t = 3 cm.**

Chapitre IX :
Etude des éléments
principaux.

Chapitre IX : Etude des éléments principaux

IX.1 Introduction

Une construction devra être conçue et dimensionnée de telle sorte qu'elle résistera aux actions horizontales exceptionnelles (vents, chocs...) notamment les séismes. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés et ferrailés (armés), de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre toutes les sollicitations.

IX.2 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon l'une des sollicitations suivantes (la plus défavorable) :

Moment maximal et un effort normal correspondant : $M_{\max} + N_{\text{corr}}$

Effort normal maximal avec le moment correspondant : $N_{\max} + M_{\text{corr}}$

Effort normal minimal avec le moment correspondant : $N_{\min} + M_{\text{corr}}$

Les combinaisons utilisées pour déterminées ces sollicitations sont :

$1.35G + 1.5Q$ $G + Q$ $G+Q+1.2E$

$G + Q \pm E$ $0.8G \pm E$ $G+Q-1.2E$

IX.2.1 Recommandations du RPA99.V2003

IX.2.1.1 Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone IIa.
- Leur pourcentage maximal sera de : 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimal des barres est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de $40\emptyset$ en zone IIa
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont rapportées dans le tableau suivant :

Section du poteau(cm ²)	A ^{min} (RPA) (cm ²)	A ^{max} (RPA) (cm ²)	
		Zone courante	Zone de recouvrement
50x40	16	80	120

Tableau IX.1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans le poteau.

Chapitre IX : Etude des éléments principaux

IX.2.1.2 Armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad \text{RPA99/2003 (art 7.4.2) avec}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, qui est égal à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$, et à 3,75 si $\lambda_g < 5$.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente, par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit en zone IIa :
en zone nodale : $t \leq \min(10\phi_1 ; 15 \text{ cm})$

en zone courante : $t \leq 15\phi_1$

ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

• La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{t \times b_1}$ en% donné comme suit :

$$\begin{cases} A_t^{\min} = 0.3\%(t \times b_1) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ A_t^{\min} = 0.8\%(t \times b_1) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases} \quad \text{avec: } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f étant la longueur de flambement

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum

IX.2.2 Ferrailage du poteau

IX.2.2.1 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ROBOT, les résultats sont résumés dans le tableau ci-après

Section du poteau (cm ²)	$M_{\max} + N_{\text{corr}}$		$N_{\max} + M_{\text{corr}}$		$N_{\min} + M_{\text{corr}}$	
	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KNm)	N (KN)	M(KN.m)
50x40	141.42	1.55	413.87	-2.68	0.1	39.55

Tableau IX.2 Sollicitation dans les poteaux.

Chapitre IX : Etude des éléments principaux

IX.2.2.2. Calcul des armatures longitudinales

Le calcul du ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables

Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
50x40	11.66	16	4HA16+8HA14=20.36

Tableau IX.3 Armatures longitudinale dans le poteau.

IX.2.2.3. Calcul des armatures transversales

Section cm ²	Ø _{lmin} cm	V _u KN	λ	L _r cm	S _t ^{ZN} cm	S _t ^{ZC} cm	A _{t cal} cm ²	A _{min} cm ²	A _{t adoptée} cm ²
50x40	1.4	33.2 1	9.32	56	12	15	0.78	2.25	6HA8=3.02

Tableau IX.4 Les Armatures transversales dans le poteau

IX.2.3 Vérification des contraintes

la fissuration est peu nuisible , donc on ne vérifiera que la contrainte du béton pour le poteau le plus sollicité.

$$\sigma_{bc1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{ser}^G \times v}{I_{yy'}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène)}$$

$$M_{ser}^G = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{1}{S} \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d) \right); V' = h - V$$

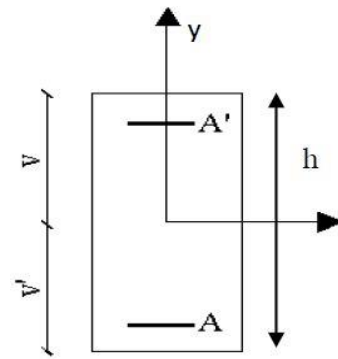


Figure IX.1 Section d'un poteau.

Les résultats de calcul sont récapitulés et reportés dans le tableau qui suit

Sec (cm ²)	d(cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{yy'} (m ⁴)	S (m ²)
50x40	37	20.36	22.25	17.75	0.00343	0.2305
N _{ser} (MN)	M _{ser} (MN.m)	M _{ser} ^G (MN.m)	σ _{bc1} (MPa)	σ _{bc2} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
0.298	0.07067	0.07739	0.134	0.126	15	vérifiée

Tableau IX.5 Vérification des contraintes dans le béton.

Chapitre IX : Etude des éléments principaux

IX.2.4 Vérification aux sollicitations tangentes : RPA 99/2003 (art 7.4.3.2)

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau}_{bu} \text{ tel que : } \overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ avec } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique), les résultats sont reportés dans le tableau ci dessous

Section (cm ²)	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
50x40	4.66	9.32	0.075	37	33.21	0.179	1.87	vérifiée

Tableau IX.6 Vérification des sollicitations tangentes.

V.2.5 Schéma de ferrailage

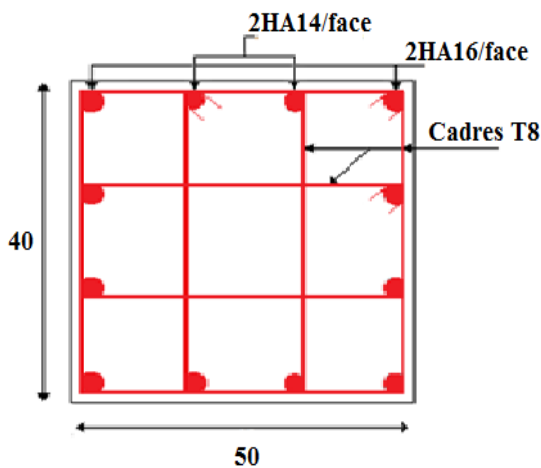


Figure IX.2 Schéma de ferrailage du poteau

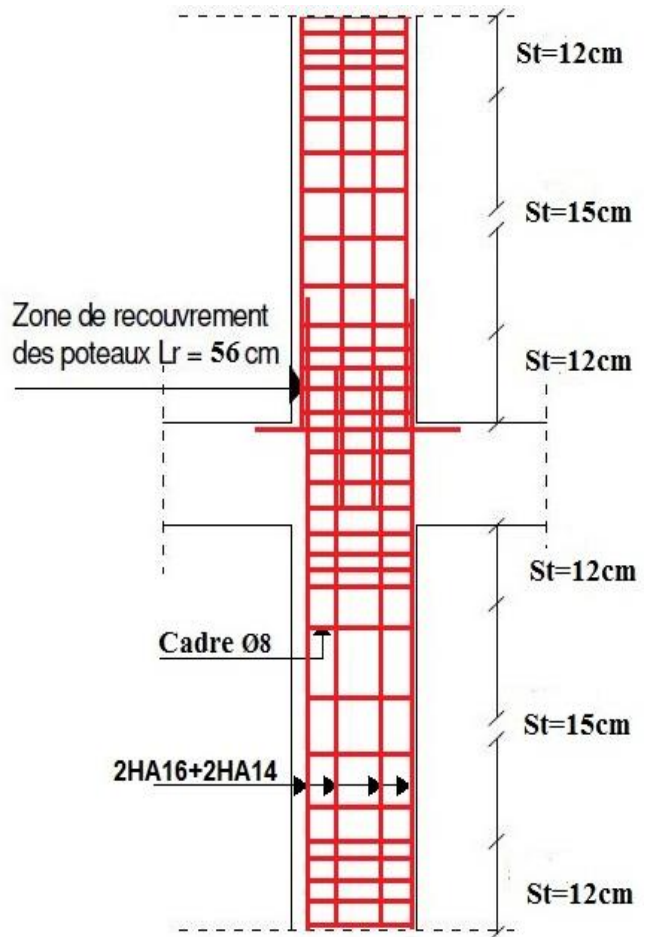


Figure IX.3 Coupe en élévation d'un poteau

IX.3 Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant permettant de déterminer les dimensions des armatures longitudinales, et un effort tranchant permettant de déterminer les armatures transversales.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ROBOT qui résultent des combinaisons du RPA99 /2003 qui sont

$$\begin{array}{ll} 1.35G + 1.5Q & G + Q \\ G + Q \pm E & 0.8G \pm E \end{array}$$

IX.3.1. Calcul du ferrailage

IX.3.1.1 Armatures longitudinales

Section (cm ²)	Loc	M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{choisit} (cm ²)
35x45	Appui	-90.85	9.37	7.88	6HA16=12.06
	Travée	49.34	4.89		6HA14=9.24

Tableau IX.7 Armatures longitudinales dans les poutres.

IX.3.1.2. Vérification des armatures selon le RPA99

• Pourcentage maximal des armatures longitudinales

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 63 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b \times h = 94.5 \text{ cm}^2$

• Pourcentage minimal des armatures longitudinales

$$A_{\min} = 0.5\%b \times h = 7.88 \text{ cm}^2$$

• Les longueur de recouvrement

$$L_r > 40\emptyset \quad (\text{zone IIa})$$

Pour $\emptyset=16 \text{ mm}$ on adopte $L_r=65 \text{ cm}$

Pour $\emptyset=14 \text{ mm}$ on adopte $L_r=60 \text{ cm}$

IX.3.1.3 Armatures transversales

a) Diamètre des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donné par:

Chapitre IX : Etude des éléments principaux

$$\emptyset \leq \min\left(\emptyset_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = \min(14; 12.86; 35) = 12.86 \text{ mm}$$

Soit $\emptyset=8 \text{ mm}$. Donc on opte pour : $A_t= 4T8= 2.01 \text{ cm}^2$ (cadre +étrier $\emptyset 8$)

b) Calcul des espacements des armatures transversales

les espacements seront calculés selon les recommandations du RPA99/2003 (art 7.5.2.2)

Zone nodale: $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_{\min}; 30\text{cm}\right) = 11.25 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } S_t=10 \text{ cm}$

Zone courante: $S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm} \rightarrow S_t=15 \text{ cm}$

c) Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

IX.3.2 Vérification à l'ELU

IX.3.2.1 Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.35 \times 0.42 \times \frac{2.1}{400} = 1.77 \text{ cm}^2 < A \rightarrow \text{vérifiée}$$

IX.3.2.2 Vérification des contraintes tangentielles

Il faut vérifier que : $\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.133f_{c28}; 5\text{MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$

V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
170.65	1.161	3.33	Vérifiée

Tableau IX.8 Vérification des contraintes tangentielles.

IX.3.3 Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible donc il suffit de vérifier la contrainte de compression du béton.

IX.3.3.1 Etat limite de compression du béton

Localisation	M_{ser} (KN.m)	Y(m)	I(m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Appui	-90.85	0.162	0.0017	8.71	15	Vérifiée
Travée	49.34	0.147	0.0014	5.18	15	Vérifiée

Tableau IX.9 Vérification de l'état limite de compression du béton.

Localisation	M_{ser} (KN.m)	Y(m)	I(m ⁴)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Appui	-90.85	0.162	0.0017	206.023	240	Vérifiée
Travée	49.34	0.147	0.0014	144.41	240	Vérifiée

Tableau IX.10 Vérification de l'état d'ouverture des fissures.

Chapitre IX : Etude des éléments principaux

IX.3.3.2. Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

$$\frac{h}{L} = \frac{0.45}{3.75} = 0.12 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) = 0.423 \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.006285 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$L < 8m \quad \text{condition vérifiée}$$

on doit donc faire une vérification de la flèche

L (m)	A _s (cm ²)	M _j ^{ser} (KN.m)	M _g ^{ser} (KN.m)	M _p ^{ser} (KN.m)	I (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
3.75	9.24	0.6908	1.1654	1.34	0.001403	0.003142
Y (m)	I _{fji} (m ⁴)	I _{fgi} (m ⁴)	I _{fpi} (m ⁴)	I _{fgv} (m ⁴)	Δf (mm)	f̄ (mm)
0.147	0.00936	0.0186	0.009616	0.00512	0.36078	7.5

Tableau IX.11 Vérification de la flèche

La flèche est vérifiée.

IX.3.3.2 Schéma de ferrailage

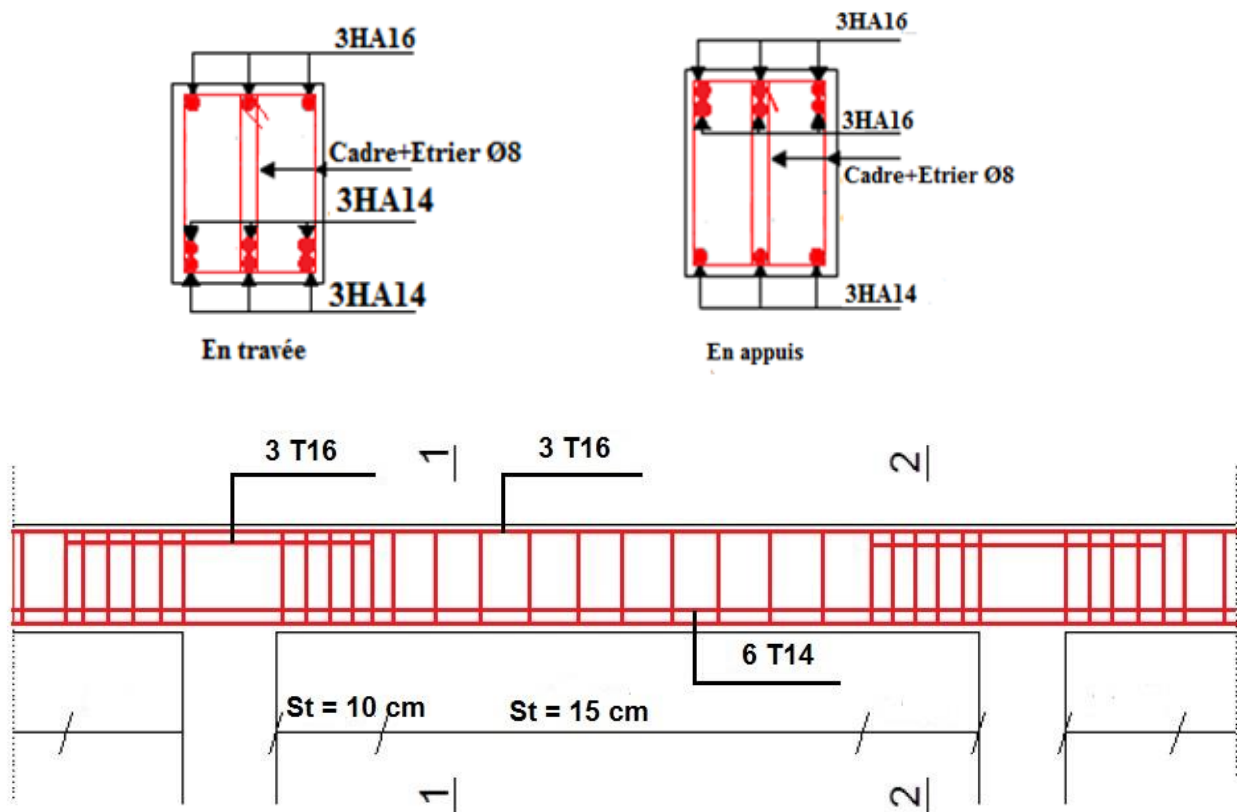


Figure IX.4 Schéma de ferrailage des poutres

Chapitre :
Chapitre X : Etude de
l'infrastructure

X.1 Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif de recevoir les charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol qui sont des fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux qui sont 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.

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance assure :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol;
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise;
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

X.2 Etude des fondations

X.2.1 Les différents types de fondation

Le D.T.U 13-12 définit les différents types de fondations en fonction du rapport D/B qui sont:

- $\frac{D}{B} \leq 6$: fondations superficielles (semelle isolée; semelle filante ou radier)
- $6 < \frac{D}{B} < 10$: fondations semi profondes (puits)
- $\frac{D}{B} \geq 10$: fondation profonde (pieux)

X.2.2 Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants

- La capacité portante du sol;
- L'intensité des charges transmises au sol;
- La distance entre axes des poteaux;
- La nature du sol et la profondeur de l'horizon résistant.

X.2.3 Reconnaissance du sol

Afin de correctement projeter une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain, après essai et calcul on a pu déterminer les caractéristiques qui suivent :

$$D = 1.5 \text{ m} ; \sigma_{adm} = 1.25 \text{ bar}$$

X.2.4 Vérification vis-à-vis les fondations superficielles

X.2.4.1 semelles isolées

• **Combinaisons d'actions à considérer** : D'après le RPA99/ 2003 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes

$$-G + Q + E$$

$$-0.8G + E \quad (\text{RPA99 V2003 .Art.10.1.4.1})$$

$$-0.8G - E$$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

$$-\text{ELU: } 1.35(G+Q+N)$$

$$-\text{ELS: } G+0.9(Q+N).$$

• **On prend pour le calcul le poteau le plus sollicité de section (50x40) cm² :**

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)	308.51	406.8	294.03
M_y (KN.m)	-42.11	-28.9	-20.85
M_z (KN.m)	72.84	-35.39	-25.54
V_y (KN)	22.55	8.01	57.8
V_z (KN)	-16.76	-11.79	-8.43

Tableau. X.1 : Les sollicitations à la base des poteaux (50*40).

X.2.4.2 Pré dimensionnement de la semelle :

Les dimensionnements de la semelle sont choisis de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ($a*b$), donc les semelles sont rectangulaires ($A*B$).

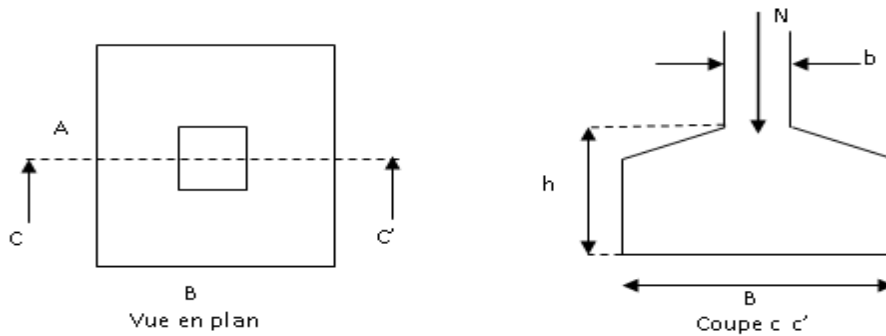


Figure X.1 : Vue d'une semelle isolée

• **Critère de non poinçonnement:**

- $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$ Situation accidentelle
- $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$ Situation durable

σ_M : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

on a $\sigma_{sol} = 1.25 \text{ bar}$

$a = 50 \text{ cm}$ Et $b = 40 \text{ cm}$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \rightarrow B = \frac{4}{5} \cdot A$$

• **Situation accidentelle : $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$**

$$\frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{A \times \left(\frac{b \times A}{a}\right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{b \times A}{a}\right)} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$-156.25 A^3 + 154.255 A + 174.74 \leq 0 \quad \text{Avec : } e_0 = \frac{72.84}{308.51} = 0.236 \text{ m}$$

$$A = 1.55 \text{ m}$$

$$B = \frac{1.55 \times 5}{4} = 1.93 \text{ m} \quad \text{on prend } B = 1.95 \text{ m}$$

On choisit pour toutes les semelles des poteaux de section (50*40) cm²

avec **A=1.55m** et **B=1.95m**

$$d = \max \left\{ \frac{B-b}{4}, \frac{A-a}{4} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \frac{1.95-0.5}{4} = 36.25 \text{ cm}, \frac{1.55-0.4}{4} = 29 \text{ cm} \right.$$

on prend $d = 70 \text{ cm}$

$$h = d + c = 70 + 5 = \mathbf{75 \text{ cm}}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 1.5 - 0.75 = \mathbf{0.75 \text{ m}}$$

X.2.4.3 Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$\text{Sens A} \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2\sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1.33\sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \text{ Avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{cases}$$

$$\text{Sens B} \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2\sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1.33\sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \text{ Avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{cases}$$

$$2\sigma_{\text{sol}} = 2 \times 125 = 250 \text{ KN/m}^2.$$

$$1.33\sigma_{\text{sol}} = 1.33 \times 125 = 166.25 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{myo}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Les contraintes sont données dans le tableau suivant:

Cas de Chargement	Sens	e_0 (m)	σ_{\max} (bar)		σ_{\min} (bar)	σ_{moy} (bar)	
ELS	Sens A	0.08	1.24 < 1.66	Vér	0.7	1.1 < 1.25	Vér
	Sens B	0.08	1.2 < 1.66	Vér	0.73	1.08 < 1.25	Vér

Tableau. X.2 : Vérification des contraintes dans le sol.

Les contraintes moyennes sont vérifiées donc la section de la semelle est

$$\mathbf{B = 1,95m \text{ et } A = 1,55m.}$$

X.2.4.4 Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5)

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{1.55}{4} = 0.387 \text{ m} \rightarrow \text{Sens A} \\ \frac{B}{4} = \frac{1.95}{4} = 0.487 \text{ m} \rightarrow \text{Sens B} \end{cases}$$

Sens A: $e_0 = 0.08\text{m} < 0.387\text{m}$

Sens B: $e_0 = 0.08\text{m} < 0.487\text{m}$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

X.3 Détermination des armatures de la semelle :

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 \leq \frac{a}{6} \rightarrow \text{Sens A} \\ e_0 \leq \frac{b}{6} \rightarrow \text{Sens B} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 \leq \frac{A}{24} \rightarrow \text{Sens A} \\ e_0 \leq \frac{B}{24} \rightarrow \text{Sens B} \end{cases}$$

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 vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times A + 0.3 \times a - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{A}{2} - 0.35 \times a}{\frac{A}{2} \times e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{Sens A}$$

$$M_1 = (4 \times B + 0.3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0.35 \times b}{\frac{B}{2} \times e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{Sens B}$$

a)-situation accidentelle:

•Armatures parallèles à " B":

$$\begin{cases} e_0 = 0.23 > \frac{0.5}{6} = 0.083 \\ e_0 = 0.23 > \frac{1.95}{24} = 0.081 \end{cases}$$

calcul de M_1 .

$$M_1 = (4 \times 1.95 + 0.3 \times 0.5 - 9 \times 0.23) \left(\frac{\frac{1.95}{2} - 0.35 \times 0.5}{\frac{1.95}{2} \times 0.23} \right)^2 \frac{308.51}{27}$$

$$M_1 = 855.06 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}} \quad \text{Avec : } z = 0.9 \times 0.7$$

$$A_s = \frac{855.06 \times 10^{-3}}{0.63 \times 400} = 33.93 \text{ cm}^2.$$

• **Armatures parallèles à " A " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0.23 > \frac{0.4}{6} = 0.066 \\ e_0 = 0.23 > \frac{1.55}{24} = 0.064 \end{cases}$$

calcul de M_1 .

$$M_1 = (4 \times 1.55 + 0.3 \times 0.4 - 9 \times 0.23) \left(\frac{\frac{1.55}{2} - 0.35 \times 0.4}{\frac{1.55}{2} \times 0.23} \right)^2 \frac{308.51}{27}$$

$$M_1 = 616.25 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{616.25 \times 10^{-3}}{0.63 \times 400} = 24.45 \text{ cm}^2.$$

• **Condition de non fragilité :**

$$\text{Min } A_A = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 155 \times 75 = 14.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 195 \times 75 = 17.65 \text{ cm}^2$$

• **Dispositions constructives:**

Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > B/4$ sens B et $l_s > A/4$ sens A)

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}}$$

l_s : longueur de scellement

$$\psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA}$$

$$\text{Suivant B : } l_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1} = 70.54 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 48.75 \text{ cm}$$

$$\text{Suivant A : } l_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1} = 70.54 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 48.75 \text{ cm}$$

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	Amin (cm ²)	Nombre Debarre	A _s (cm ²)	l _s (cm)	St (cm)
A _s (A)	24.45	14.03	8HA20	25.13	75	20
A _s (B)	33.93	17.65	11HA20	34.56	75	20

Tableau.X.3 : Les armatures des semelles

X.5 Schéma de ferrailage

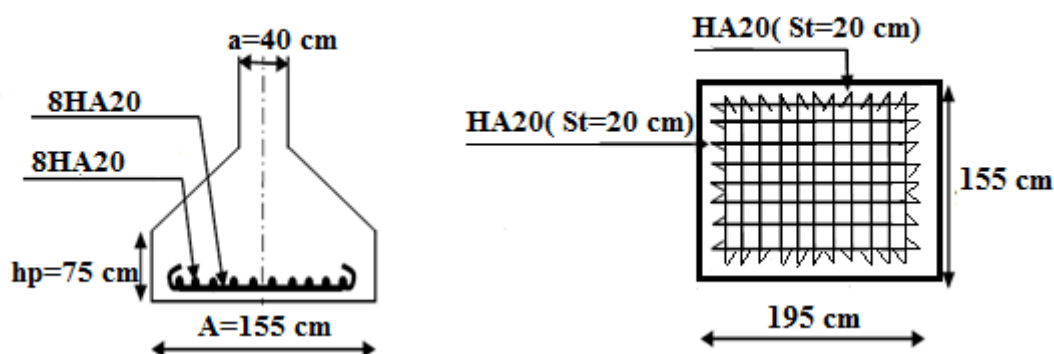


Figure X.2 : Schéma de ferrailage d'une semelle

X.4 Les longrines

X.4.1 Pré dimensionnement des longrines: Le RPA 99/2003, exige les conditions suivantes

- Les points d'appuis doivent être solidarisés, par un réseau bidirectionnel de longrines, pour s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.
- Les dimensions minimales de la section transversale des longrines en site S2 sont : 25x30 cm².
- Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction, sous l'action d'une force égale à $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\text{KN}$ avec N: Force égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

- Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20cm; 15 ϕ_1).

X.4.2 Vérification

Nous avons $N_u=413.87$ KN , d'après le RPA on a: $\alpha=15$ en zone II, site S2.

$$F = \frac{413.87}{15} = 27.59 \text{ KN D'où : } F > 20 \text{ KN}$$

X.4.3 Ferrailage

A) Armatures longitudinales

$$A_u = \frac{N_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{0.027 \times 1.15}{400} = 0.77 \text{ cm}^2 ; A_s = \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{0.0199}{240} = 0.82 \text{ cm}^2$$

on choisit une section de : $(30 \times 35) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\min} = 0.6\% \times 30 \times 35 = 6.3 \text{ cm}^2$

Choix: $4\text{HA}14+2\text{HA}12=8.42 \text{ cm}^2$.

B) Armatures transversales

$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15\phi) \rightarrow$ on choisit un cadre et un étrier $\phi 8$, pour un espacement de 15cm.

• **Vérification:** Condition de non fragilité: $B = 1050 \text{ cm}^2 \leq \frac{A \times f_e}{f_{t28}} = \frac{8.42 \times 400}{2.1} = 1603.8 \text{ cm}^2$

C) Schéma de ferrailage

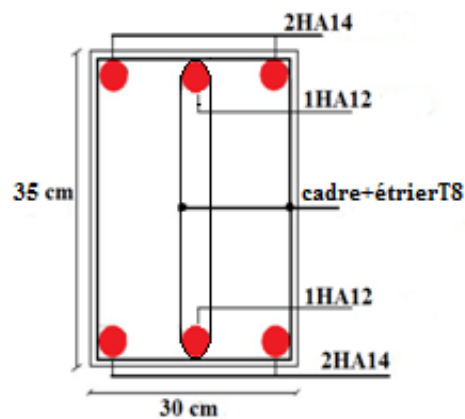


Figure X.3 : Schéma de ferrailage des longrines

Conclusion

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation de master, 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.

Le parcours que nous avons fait nous a permis de comprendre le comportement des différents éléments constituant une construction avec l'application des nouvelles règles de calcul, à savoir l'Eurocode3, CM97, RNV99, RPA99/Version2003 et les différents D.T.R.

Au cours de notre étude, nous sommes parvenus à un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir des meilleurs résultats.
- Dans les zones de forte sismicité il est préférable de réaliser des structures métalliques au lieu des structures en béton armé.
- Dans le cas où la capacité portante du sol est faible, la structure en béton armé peut être remplacée par une structure métallique qui ne nécessite pas un radier ou des fondations profondes .
- Le seul système de contreventement de la structure est celui de la poutre au vent de pignon sous la présence des poutres de chainages autour de l'ossature.
- La jonction de la ferme avec le poteau en béton se fait par des tiges d'encrage et se calcule comme un pied de poteau encastré.
- Pour les toitures, la condition de la flèche autour de l'axe de faible inertie n'est généralement pas vérifiée donc, la solution consiste soit par l'utilisation des liernes ou la diminution des entraxes des pannes.
- Vu sa bonne rigidité et son poids léger, l'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées.

Notons enfin que ce projet présente pour nous une première expérience. On a constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique, mais surtout sur sa concordance avec le côté pratique et la prévention de tout risque afin de garantir la sécurité des vies et des biens, qui constitue la principale règle dans le domaine du génie civil. D'où la nécessité d'un entretien permanent et d'une protection appropriée pour les éléments.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Règlement Neige et Vent : Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Ministère de l'habitat, 1999.
- [2] Règles Parasismiques Algériennes : RPA 99/version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, 2003.
- [3] Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3. **Jean Morel**. Eyrolles Paris, 2008
- [4] B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997..
- [5] Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.
- [6] Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM 97 ";(Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.44**).
- [7] Calcul des ouvrages en béton armé, règles CBA 93 RPA 2003, par **Y.Cheraït**
- [8] Règles de Calcul des Fondation superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Equipement et de Logement, 1992.
- [9] CALCUL DES ÉLÉMENTS DE CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES SELON L'EUROCODE 3, par **DAHMANI Lahlou**

Annexe

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 3 : fiche Technique des HEA

	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

Annexe 4 : Fiche technique des cornières

	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

Annexe 5 : Fiche technique des Boulons

PRINCIPALES CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24
d ₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26
A (mm ²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452
A _s (mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353
Ø rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44
Ø clé (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58
d _m (mm)	14	18,3	20,5	23,7	24,58	29,1	32,4	34,5	38,8

d : diamètre de la partie non filetée de la vis

d₀ : diamètre nominal du trou

A : section nominale du boulon

A_s : section résistante de la partie filetée

d_m : diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit à la tête du boulon

Nota : en *italique*, les boulons moins usuels.

VALEURS NOMINALES DE LIMITE D'ÉLASTICITÉ f_{yb} ET DE RÉSISTANCE ULTIME À LA TRACTION f_{ub} POUR LES BOULONS

Classe de boulon	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

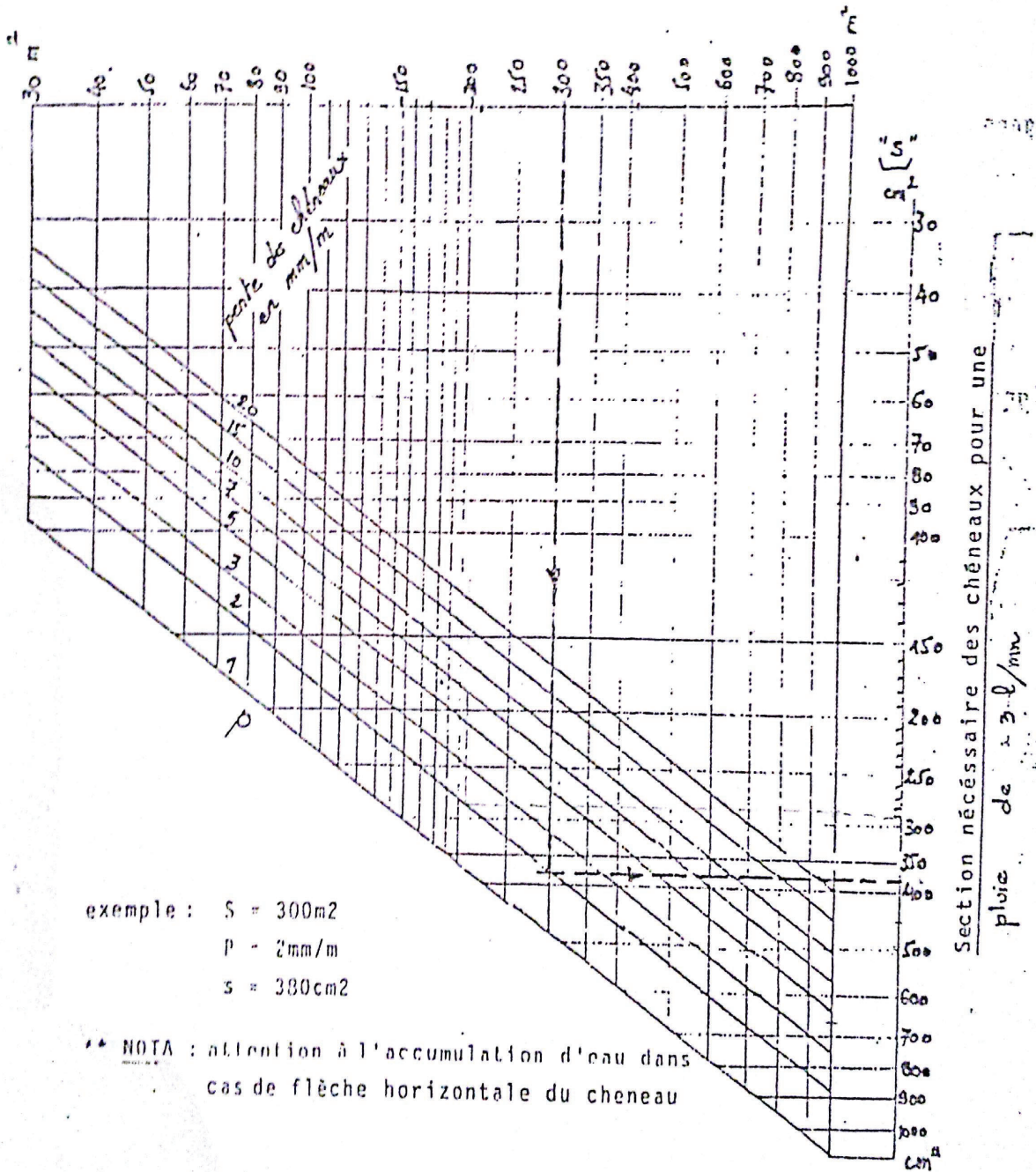
ENTRAXES DES BOULONS ET PINCES

Boulons	Valeurs usuelles (mm)			Valeurs minimales (mm)		
	p ₁ , p ₂	e ₁	e ₂	p ₁ , p ₂	e ₁	e ₂
M12	40	25	20	35	20	15
M16	50	35	25	40	25	20
M20	60	40	30	45	30	25
M24	70	50	40	55	35	30
M27	80	55	45	65	40	35

Annexe 6 : Calcul de la section et du diamètre du chéneau

III 11 1 - CALCUL DE LA SECTION DES CHENEAUX

"S" Surfaces en plan des combles desservis en m²



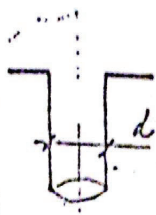
III 11 2 - CALCUL DU DIAMÈTRE DES DESCENTES D'EAU

(écartement maxi des descentes = 30m)

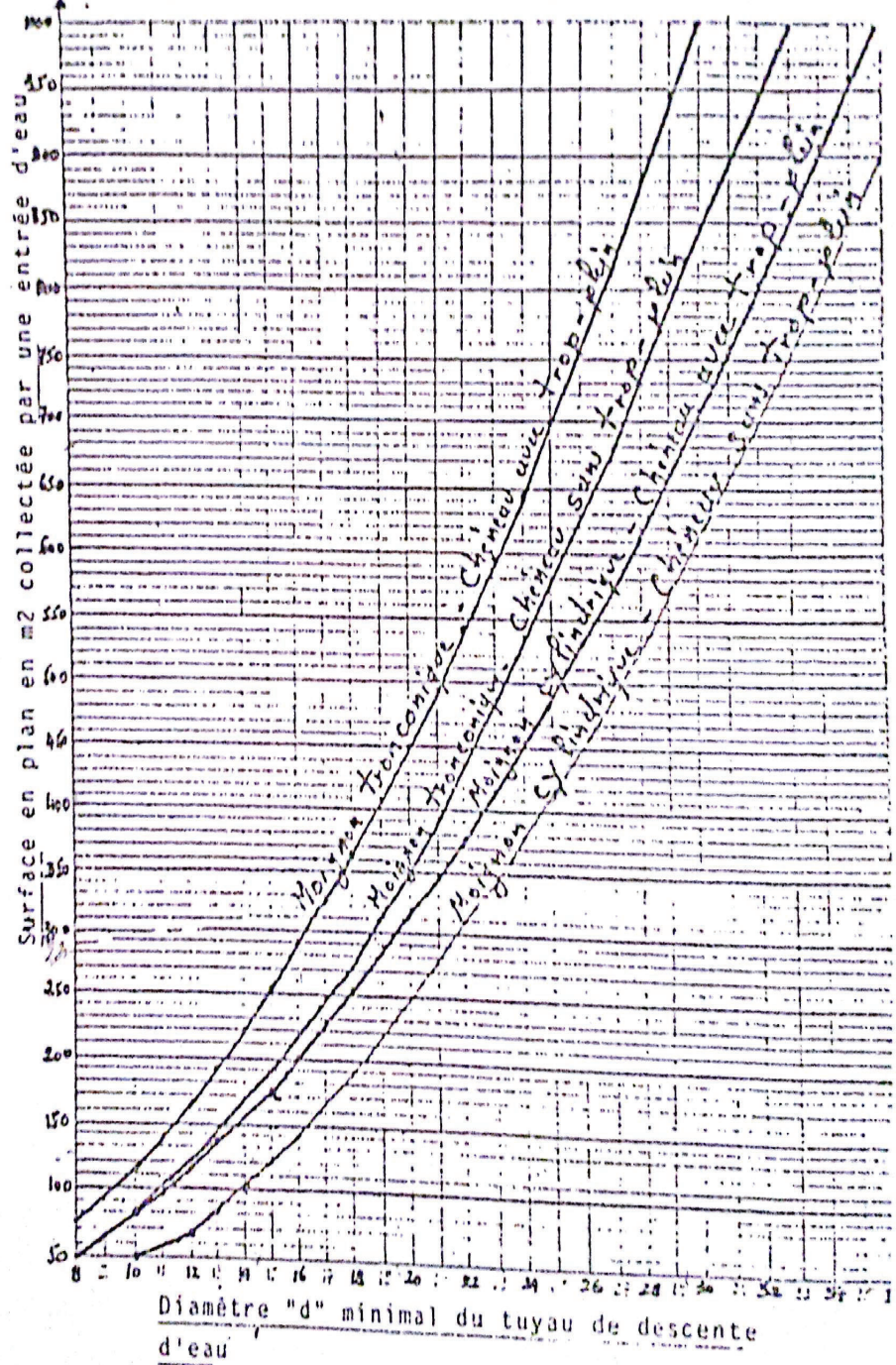
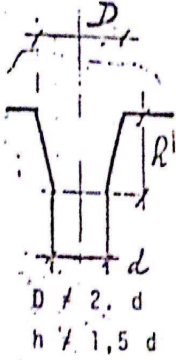
(d mini = 8cm)

S maxi = 1000m²

boignon cylindrique



boignon tronconique



Rapport de sol

En se basant sur l'essai au pénétromètre dynamique, nous vous recommandons un ancrage à partir de 1,50m, correspondant à une contrainte admissible $Q_{adm} = 1.25 \text{ Bars}$.

Des dispositions sont toute fois nécessaires pour préserver la stabilité du site, à savoir :

- Toutes les eaux de ruissellement doivent être évacuées vers le réseau d'assainissement ;
- Ne tolérer aucune stagnation des eaux en tête et au pied des talus ;
- Prévoir un drainage périphérique adéquat pour éviter l'accumulation et la stagnation des eaux de ruissellement a la périphérie des fondations.

Selon les recommandations du (CGS 2003), la région est classée en zone de sismicité moyenne (IIa), il y a donc lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul.

Le gérant

