

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

Centre Universitaire d'Ain Témouchent
Institut des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Ingénierie de Structure

Thème :

CALCUL D'UNE SALLE DE SPORT EN CHARPENTE METALLIQUE

Présenté en Juin 2015 par :

DERGHAL Ibtissem

BELOUADI Fatima Zahra

Devant le Jury composé de :

D^F AMARA.K

Président

M^F DERBEL.R

Examineur

D^F BOUAYED.A

Examineur

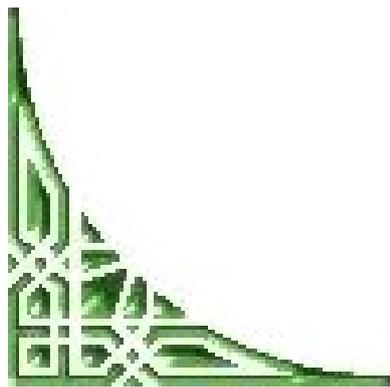
D^F TAHAR BERRABAHA

Encadreur

Année Universitaire **2014-2015**



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciements :

Notre reconnaissance à Dieu qui nous a armé de forces et de courage pour la parfaite santé dont nous avons bénéficié pendant cette préparation, de nous avoir permis d'achever ce mémoire sans inconvénients majeurs, et pour l'immensité de sa providence qui guide et couvre tous les aspects de notre vie.

Nous tenons, tout d'abord à remercier le centre universitaire de Aïn Témouchent et plus particulièrement Mr le directeur du centre, le chef de département de génie civil et surtout tous nos professeurs qui nous ont aidé de bien savoir toutes les informations qui concernent le génie - civil.

Nous tenons également à remercier Dr A. TAHAÏA BERRABAH, enseignante responsable de notre projet, pour avoir répondu à toutes nos questions et d'avoir encadré de façon très régulière notre travail.

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

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



Dédicace :

Je dédie ce modeste travail,

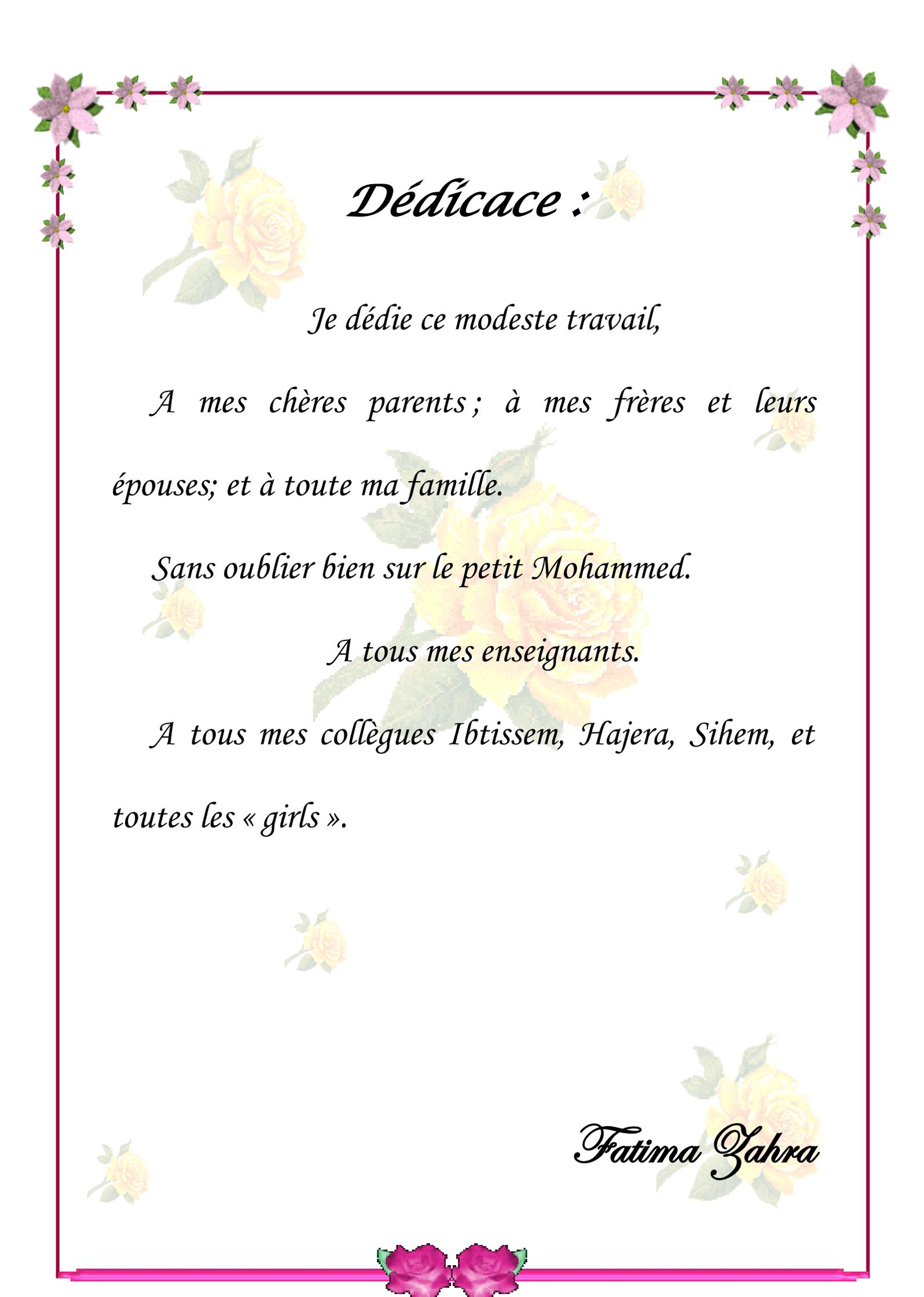
*A ma mère et mon père ; à mes sœurs et mes frères
et ma cousine Nabila ; et à toute ma famille.*

Sans oublier nos voisins et surtout Oum Anfel.

A tous mes enseignants.

*A tous mes collègues Fouzia, Mokhtaria, Mama,
Hajera et toutes les filles.*

Ibtissem



Dédicace :

Je dédie ce modeste travail,

*À mes chères parents ; à mes frères et leurs
épouses ; et à toute ma famille.*

Sans oublier bien sur le petit Mohammed.

À tous mes enseignants.

*À tous mes collègues Ibtissem, Hajera, Sihem, et
toutes les « girls ».*

Fatima Zahra

RESUME

Ce projet porte sur l'étude statique et dynamique d'une salle de gymnastique en charpente métallique.

L'étude statique comprend la descente des charges, et le prédimensionnement de différents éléments de la charpente. Dans un premier temps cette partie a été effectuée manuellement ; puis assistée par ordinateur grâce à logiciel SAP2000 v14.

La modélisation et le calcul par logiciel SAP2000 constitue une part importante de l'étude afin de mieux rendre compte le comportement de la structure modélisée et déterminer les différentes paramètres (déplacement, moment fléchissant, etc.) nécessaire pour le dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, traverses et contreventement) qui résistent aux différentes sollicitations.

L'étude dynamique consiste à déterminer la force sismique en utilisant l'une des méthodes indiquées dans le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003.

Ce projet a pour objet :

- Exprimer les fonctions des éléments composant une construction métallique.
- Exploiter les connaissances acquises.
- Prendre connaissance d'un autre système constructif.
- Dimensionner et étudier les différents éléments de la structure.

Mots clefs :

Charpente métallique, Etude statique, SAP 2000, Etude dynamique, RPA99.

ABSTRACT

This project involves static and dynamic study of a gym in steel structure.

Static study comprises lowering loads, and dimensioning different framing members. Initially this part was done manually; then aided by SAP2000 v14 software.

Modeling and calculation software SAP2000 is an important part of the study to better reflect the behavior of the modeled structure and determine the different parameters (displacement, bending moment, etc.) necessary for the design of structural elements (columns, ties and bracing) that are resistant to various stresses.

The dynamic study is to determine the seismic load using one of the methods indicated in the Algerian seismic regulations RPA99 2003 version.

This project aims to:

- Express the functions of the elements in metal construction.
- Leveraging knowledge gained.
- Take notice of another construction system.
- Sizing and study the different elements of the structure

Keywords:

Metallic frame, Static study, SAP 2000, Dynamic study, RPA99.

المخلص

هذا المشروع يحمل دراسة سكونية و حركية لقاعة الجمباز ذات البنية المعدنية. الدراسة السكونية تشمل حساب الأحمال المتنازلة و تحديد الأبعاد الأولية لمختلف عناصر المنشأ. في المقام الأول هذا الجزء تم بالحساب العملياتي ثم مدعم بالحاسوب باستعمال برنامج ساب 2000 النمذجة و الحساب باستعمال برنامج ساب2000 يمثل جزء هام من الدراسة لإظهار سلوك البنية المنمذجة و تحديد مختلف المعايير (الانسحاب، عزم الانحناء، الخ...) الضرورية من أجل تحديد أبعاد العناصر البنيوية (الأعمدة، الكمرات، و الهيكل) التي تقاوم مختلف القوى الخارجية. الدراسة الحركية تشمل تحديد القوة الزلزالية باستعمال إحدى الطرق المبينة في النظام الجزائري المضاد RPA99. للزلازل

يهدف هذا المشروع إلى:

- التعرف بمختلف عناصر البنية المعدنية.
- استغلال المعارف المكتسبة.
- التعرف على نظام بنيوي آخر.
- تحديد الأبعاد و دراسة مختلف عناصر المنشأ.

الكلمات المفتاحية :

البناء المعدني، الدراسة السكونية، ساب 2000، الدراسة الحركية، RPA 99

Table des matières :

Chapitre I : Généralités

I.1 Définition.....	3
I.2 Historique.....	3
I.3 Conception.....	5
I.3.1 Ossature.....	5
I.3.2 Enveloppe.....	6
I.4 Profilés.....	9
I.4.1 Profilés laminés.....	9
I.4.2 Profilés reconstitués soudés.....	11
I.4.3 Profilés creux (tubes)	12
I.5 Eléments constituant une structure en charpente métallique.....	12
I.5.1 Plancher.....	12
I.5.2 Eléments de la structure.....	14
I.5.3 Contreventement.....	15
I.5.4 Assemblage.....	16
I.6 Acier de construction.....	16
I.6.1 Types d'acier.....	16
I.6.2 Caractéristiques des aciers.....	17

I.7 Sollicitations.....	17
I.8 Perte d'élasticité.....	18
I.9 La différence entre une charpente en acier et une charpente en béton.....	18
I.10 Conclusion.....	19

Chapitre II : Présentation du projet

II.1 Présentation.....	21
II.2 Caractéristiques géométriques.....	21
II.3 Données concernant le site.....	21
II.4 Règlements utilisés.....	21
II.5 Matériau employé.....	21
II.6 Aspect architecturale de l'ouvrage.....	22
II.6.1 Toiture.....	22
II.6.2 Parois.....	22
II.6.3 Ouvertures.....	22
II.7 Présentation fonctionnelle de l'ouvrage.....	23
II.7.1 Portique.....	23
II.7.2 Assemblage.....	23
II.7.3 Contreventement.....	23

Chapitre III : Descente des charges

III.1 Evaluation des charges.....	25
-----------------------------------	----

III.1.1 Charge permanente.....	25
III.1.2 Actions climatiques.....	25
III.1.3 Variation de la température.....	38

Chapitre IV : Prédimensionnement des éléments secondaires

IV.1 Prédimensionnement des éléments.....	40
IV.1.1 Les charges et surcharges par mètre carré.....	40
IV.1.2 Prédimensionnement des pannes.....	42
IV.1.3 Les charges et surcharges par mètre linéaire.....	42
IV.1.4 Prédimensionnement des liernes.....	51
IV.1.5 Dimensionnement d'échantignolle.....	52

Chapitre V : Etude sismique

V.1 Critères de classification.....	55
V.2 Classification de l'ouvrage selon sa configuration.....	55
V.2.1 Régularité en plan.....	55
V.2.2 Régularité en élévation.....	55
V.3 Principe de la méthode statique équivalente.....	56
V.4 Méthode spectrale modale.....	59
V.4.1 Nombre de mode à considérer.....	60
V.4.2 Résultante des forces sismiques de calcul.....	61

V.4.3 Calcul des déplacements.....	61
------------------------------------	----

Chapitre VI : Dimensionnement des éléments structuraux

VI.1 Vérification des sections des poteaux.....	63
VI. 2 Vérification des sections des traverses.....	64
VI.3 Les éléments comprimés, les montants.....	66
VI.4 Les éléments comprimés, les diagonales.....	67
VI.5 Justification du contreventement.....	69

Chapitre VII : Calcul d'assemblage

VII.1 Attache poteau-traverse.....	72
VII.2 Assemblage des diagonales.....	75
VII.3 Assemblage de contreventement.....	76
VII.4 Pieds de poteau.....	76

Chapitre VIII: Etude de fondation

VIII.1 Introduction.....	82
VIII.2 Etude des semelles.....	82
VIII.3 Dimensionnement des longrines.....	85

Chapitre IX: Protection de la structure

IX.1 Protection contre la corrosion.....	87
IX.1.1 Les revêtements métalliques.....	87
IX.1.2 Peintures.....	87

IX.1.3 Les aciers inoxydables.....	87
IX.2 Protection contre l'incendie.....	88
IX.3 Protection de la structure.....	88
IX.4 Mode de protection.....	88
Conclusion.....	90

LISTE DES FIGURES:

Figure I.1:	Temple de Poséidon	3
Figure I.2:	Iron bridge-Coalbrookdale	4
Figure I.3:	Pont de Brooklyn, pont suspendu	4
Figure I.4:	Pont du Forth, pont en acier.	5
Figure I.5:	Structure en portique	5
Figure I.6:	Structures en treillis	6
Figure I.7:	Bardage à simple peau	6
Figure I.8:	Bardage à double peau	7
Figure I.9:	Bardage par panneau Sandwich	7
Figure I.10:	Couverture en fibrociment	8
Figure I.11:	Panneau photovoltaïque	8
Figure I.12:	Couverture en tôle bac acier	8
Figure I.13:	Couverture par panneaux Sandwich	8
Figure I.14:	Profils en H	9
Figure I.15:	Profils en I	10
Figure I.16:	Profil en U	10
Figure I.17:	Profils en L	11
Figure I.18:	Profils en T	11
Figure I.19:	Profilés reconstitués soudés	12
Figure I.20:	Les profils creux	12
Figure I.21:	Dalle alvéolée	13
Figure I.22:	Plancher collaborant	13
Figure I.23:	Plancher sec	13
Figure I.24:	Pose d'une prédalle	14

Figure I.25:	Les éléments de la structure métallique	15
Figure I.26:	Structure de toiture en treillis (ferme).	15
Figure I.27:	Effort de cisaillement	18
Figure III.1:	Donnés géométriques	25
Figure III.2:	Données géométriques	26
Figure III.3:	Répartition du maitre-couples	27
Figure III.4:	Répartition de la pression dynamique	28
Figure III.5:	Valeur de C_{pe} pour les parois verticales (sens V_1)	29
Figure III.6:	Valeur de C_{pe} pour la toiture- direction V_1 du vent	30
Figure III.7:	Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction du vent V_1	32
Figure III.8:	Valeur de C_{pe} sur les parties de parois verticales- direction V_2	33
Figure III.9:	Valeur de C_{pe} pour la toiture- direction V_2 du vent	33
Figure III.10:	Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction du vent V_2	35
Figure III.11:	Force de frottement	35
Figure III.12:	L'excentricité de la force globale-direction V_1	37
Figure III.13:	L'excentricité de la force globale-direction V_2	38
Figure IV.1:	Détermination de la charge d'entretien	40
Figure IV.2:	Effet de la neige.	40
Figure IV.3:	Effet du vent (cas de soulèvement).	41
Figure IV.4:	Diagramme des moments fléchissant au niveau de la couverture.	41
Figure IV.5:	Projection de la charge Q	43

Figure IV.6:	Section d'un profil.	46
Figure IV.7:	Effort de traction dans les tronçons de lierne.	51
Figure IV.8:	Réaction d'appui considéré.	51
Figure IV.9:	Caractéristiques géométriques du profil choisi.	52
Figure IV.10:	Schéma statique d'une échantignolle.	53
Figure IV.11:	Réaction d'appui considéré (plan Y-Y).	53
Figure V.1:	Plan de la construction étudiée	55
Figure V.2:	Spectre de réponse (les deux directions).	60
Figure VII.1 :	Tige d'ancrage.	79
Figure IX.1:	Stabilité au feu.	88
Figure IX.2	Protection par peinture intumescente.	89
Figure IX.3:	Protection par produits en plaque.	89
Figure IX.4:	Les éléments mixtes acier-béton.	89

Liste des tableaux :

Tableau II.1:	Surfaces des fenêtres du pignon.	22
Tableau II.2:	Surfaces des ouvertures du long-pan	23
Tableau III.1:	Détermination de la pression dynamique	28
Tableau III.2:	Coefficients de pression extérieure pour toitures à un versant, vent de direction $\theta = 0^\circ$ et $\alpha=5^\circ$.	30
Tableau III.3:	Pressions sur les parois verticales- direction V_1 du vent	30
Tableau III.4:	Pressions sur les parois verticales- direction V_1 du vent	31
Tableau III.5:	Coefficients de pression extérieure pour toitures à un versant, vent de direction $\theta = 90^\circ$ et $\alpha=5^\circ$	33
Tableau III.6:	Pressions sur les parois verticales- direction V_2 du vent	34
Tableau III.7:	Pressions sur les parois verticales- direction V_2 du vent	34
Tableau III.8:	Calcul des rapports des dimensions	36
Tableau III.9:	Détermination de la force de frottement	36
Tableau III.10:	Calcul des valeurs des résultantes - direction V_1	36
Tableau III.11:	Calcul des valeurs des résultantes - direction V_2	37
Tableau IV.1:	Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant.	43
Tableau IV.2:	Diagrammes de la flèche	46
Tableau IV.3:	Calcul de l'effort de traction T.	51
Tableau V.1:	Détermination de la pénalité à retenir selon les critères de qualité-sens X.	57
Tableau V.2:	Détermination de la pénalité à retenir selon les critères de qualité-sens Y.	58
Tableau V.3:	Vérification des périodes.	60
Tableau V.4:	Vérification de la force sismique à la base.	61
Tableau VIII.1:	Valeur des efforts donnés par le SAP2000.	82

Tableau VIII.2:	Dimension des semelles.	83
Tableau VIII.3:	Résultats des vérifications.	84
Tableau VIII.4:	Résultats du ferrailage de la semelle à ELU.	84
Tableau VIII.5:	Résultats du ferrailage de la semelle à ELS.	84

Majuscules latines

A	:	Section brute d'une pièce
A	:	Coefficient d'accélération de zone
A_{Fc}	:	Section de la semelle comprimée
A_{net}	:	Section nette d'une pièce
A_w	:	Section de l'âme
Cd	:	Coefficient dynamique
Ce	:	Coefficient d'exposition
Ce	:	Coefficient de pression extérieur
Cfr	:	Coefficient de frottement
Ci	:	Coefficient de pression intérieur
Cr	:	Coefficient de rugosité
Ct	:	Coefficient de topographie
C_T	:	Coefficient de période
D	:	Facteur d'amplification dynamique moyen
D	:	Diamètre d'un élément de section circulaire
E	:	Module d'élasticité longitudinale
Ffr	:	Force résultante de frottement
G	:	Module d'élasticité transversale
G	:	Charge permanente
H	:	Hauteur total du bâtiment
I	:	Moment d'inertie
K	:	Coefficient d'encastrement ou de Rigidité poteaux/Poutre
K	:	Nombre minimal de mode
K_0	:	Coefficient de flambement
KT	:	Facteur de terrain
L	:	Longueur de bâtiment
$M_{b,Rd}$:	Valeur de calcul de la résistance au déversement ;

M_{Cr}	:	Moment critique ;
M_{Pl}	:	Moment plastique ;
M_r		Moment de renversement
M_{Rd}	:	Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise ;
M_{Sd}	:	Moment fléchissant ;
M_{sd}	:	Valeur de calcul du moment fléchissant;
$N_{c\ sd}$:	Effort normal de compression ;
N_{pl}	:	Effort normal plastique ;
N_{Sd}	:	Effort normal ;
$N_{t\ sd}$:	Effort normal de traction ;
P_q	:	Pénalité à retenir dans la détermination du coefficient Q
Q	:	Facteur de qualité
Q	:	Charge d'exploitation
R	:	Coefficient de comportement
R	:	Réaction aux appuis
S_a /g	:	Accélération spectrale
Sfr	:	Surface du frottement
$S_i (i=1,2,3,4)$:	Symboles désignant les différentes catégories de site
T		Effet de la température
T	:	Période fondamentale de la structure
T	:	Effort de traction
$T_1\ T2$:	Période caractéristiques associées à la catégorie de site
T_k	:	Période des modes
V	:	Chargement du vent
V_t	:	force sismique totale(combinaison des valeurs modales)
W	:	poids total de la structure
W_{pl}	:	Module de résistance plastique
A_v	:	Aire de cisaillement

$N_{pl,Rd}$:	Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute ;
$N_{b,Rd}$:	Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement ;
$N_{c,Rd}$:	Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression uniforme ;
S	:	La charge de la neige ;
S_k	:	La charge de la neige sur le sol ;
$V_{pl,Rd}$:	Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement ;
V_{sd}	:	Valeur de calcul de l'effort tranchant ;

Minuscules latines

a	:	Cordon de la soudure
b	:	Dimension de la construction perpendiculairement au vent ; diamètre
d	:	Dimension d'une construction dans la direction du vent
e	:	Excentricité ou longueur
h	:	Hauteur d'une pièce;
k_j	:	Facteur de concentration ;
k_s	:	Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage ;
qj	:	Pression du vent
q _{réf}	:	Pression dynamique moyenne de référence
z	:	Hauteur au-dessus du sol ;
z_0	:	Paramètre de rugosité ;
z_{min}	:	Hauteur minimale ;
f	:	La flèche ;
f_y	:	Limite d'élasticité ;
l	:	Longueur d'une pièce (Poutre, Solive, Poteau);
lf	:	Longueur de flambement ;
r	:	Rayon d'une section circulaire ;
t	:	Épaisseur d'une pièce;
tf	:	Épaisseur d'une semelle de poutre ;

t_w : Épaisseur de l'âme de poutre ;

Minuscules grecques

α (en degrés) : Angle caractérisant le versant d'une toiture

α : Facteur d'imperfection ;

β_ϕ : Coefficient relatif a la liaison ;

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent ;

β_ω : Facteur de corrélation ;

γ_M : Coefficient de sécurité ;

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ;

λ : Élancement ;

$\overline{\lambda_{LT}}$: Élancement de déversement ;

ϕ : Diamètre d'un élément de section circulaire

ϕ_{LT} : Rotation de déversement ;

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité ;

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier ;

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ;

η : Facteur de correction d'amortissement ;

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i ;

μ : Coefficient de forme de la charge de neige ;

μ_p : Coefficient de perméabilité.

Introduction générale

Le développement de la production sidérurgique à la fin du XVIII^e siècle a donné naissance de la construction métallique. Néanmoins l'acier reste encore loin d'occuper dans le domaine de la construction.

En Algérie, la construction est basée sur le béton ; cette roche artificielle est caractérisée par sa rigidité, son bon comportement vis-à-vis aux différentes charges et sollicitations et sa performance thermique et acoustique.

En effet, l'utilisation de la charpente métallique est limitée, elle est employée pour des ouvrages dégagant des grands espaces utiles au sol.

La portée des éléments de l'ossature métallique peut atteindre plusieurs dizaines de mètres, leur poids léger réduit et allège considérablement les charges transmises au sol, en plus la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage est assurée par des portiques autostables (assemblage poteau-traverse) et par l'introduction du système de contreventement.

Cependant, le problème de la sécurité incendie demeure toujours en question, du fait que l'acier est un bon conducteur thermique et facilement déformable. A cet effet des techniques sont apparues pour protéger la structure de ce problème.

- Quelles sont ces techniques ?
- Comment on peut exploiter ce matériau souple pour réaliser une construction résistante et performante ?

Chapitre I :

Généralités

Chapitre I : Généralités

I.1 Définition :

Charpente métallique est un ouvrage constitué de différentes pièces en métal formant l'ossature d'une construction liées entre elles à l'aide de différents modes d'assemblage (boulons, rivets, colle, soudure).

Le domaine de la charpente métallique inclut non seulement les bâtiments ; mais aussi :

- Les dispositifs accessoires et provisoires comme : les étais ; les coffrages et les échafaudages.
- Les ouvrages d'art tels que : les ponts ; les voies de chemin de fer ;...
- Les éléments fixes porteurs : les grues et les ponts roulants qui sont les plus répandus.

I.2 Historique :

Les premiers habitats de l'homme étaient munis de charpentes en bois, que l'on retrouve dans les structures les plus élaborées d'Extrême-Orient. Depuis l'âge du fer, la tradition militaire des enceintes en palissade de bois (comme les camps viking ou romain) permit le développement du pan de bois. Le toit devint progressivement l'élément principal de la composition architecturale d'un bâtiment, ainsi qu'un objet de décoration.

Les études archéologiques menées sur des vestiges en pierre, comme les grands temples de l'Antiquité, ont montré que leurs assemblages étaient généralement réalisés en bois. Ainsi, l'ordre dorique s'inspire des grands temples en bois construits au **VII^e** et **VI^e** siècle avant notre ère. Au Japon et en Chine, des techniques d'un grand raffinement furent développées pour la construction de charpentes légères (avec parfois l'utilisation du bambou) devant résister aux catastrophes sismiques et climatologiques.

Les alliages à base de fer sont utilisés de manière marginale avant l'essor de la production métallurgique, lié à la révolution industrielle.



Figure I.1: Temple de Poséidon.

Ce progrès peut être résumé en ces trois étapes suivantes :

L'ère de la fonte (1779-1850) :

Cette période est caractérisée par la production du fer forgeable en 1750 en Angleterre à partir de charbon de houille (coke) qui remplace le charbon du bois.

La première coulée de fonte était produite dans des hauts fourneaux par Abraham DARBY III dans son usine de Coalbrookdale, il réalisait un pont métallique appelé «Iron Bridge » sur la Severn (Coalbrookdale) en 1779.



Figure I.2: Iron bridge-Coalbrookdale.

L'ère de fer puddlé (1850-1900) :

Avec la mise au point de puddlage le fer forgé remplace progressivement la fonte.

Le puddlage est un ancien procédé qui a été inventé par Henry CORT en 1774, il sert à décarburer la fonte pour obtenir un fer ayant des caractéristiques supérieures à celle de la fonte.

Le fer puddlé est obtenu en plaçant la fonte dans un four avec des scories oxydantes, lorsqu'elle rentre en fusion, le carbone en excès se combine avec l'oxygène de l'air.

La différence entre le fer et la fonte est la teneur en carbone ; le fer est laminé, forgé en profilés dont la finalité est d'être combinés et assemblés en ensembles de plus grande taille alors que la fonte est moulée à la demande selon différents modèles.

Exemple : le pont de Brooklyn en 1883, John AUGUSTUS, pont suspendu par câble.



Figure I.3 : Pont de Brooklyn, pont suspendu.

L'ère de l'acier (1880-à nos jours) :

L'acier est l'occasion de prouesses techniques que les nations affichent dans les expositions universelles.

L'acier est obtenu par réduction du carbone à moins de 2% en brûlant les impuretés de la fonte en fusion. Ce principe en est découvert par Henry BESSEMER en 1865.les ingénieurs MARTIN et THOMAS ont amélioré encore la qualité des aciers produits.

L'acier est l'alliage le plus performant, ductile, soudable, plus résistant à la traction et à la flexion et ayant une limite d'élasticité très élevée.

Exemple : le pont du Forth en 1890, John FOWLER et Benjamin BAKER.



Figure I.4 : Pont du Forth, pont en acier.

I.3 Conception :

La conception est une phase primordiale dans le cycle de vie d'un projet dont on doit prendre en considération les propriétés caractéristiques et le matériau employé pour le choix du mode constructif et établir les conditions de la conception.

La structure d'un bâtiment en acier est constituée généralement de :

I.3.1 Ossature :

C'est l'assemblage des barres (poteaux, poutres, traverses,..) formant le squelette d'une construction.

L'ossature constitue un élément de base pour toute construction métallique ; elle assure le contreventement sans utiliser le poids, la stabilité et la solidité de l'ouvrage en transmettant les charges vers le sol.

On peut distinguer trois types de structure métalliques :

Structure en portique :

Le portique est un système assemblé d'une manière continue des poutres ou des arbalétriers et des poteaux. Les portiques constituent des éléments caractéristiques des structures métalliques ; ils peuvent être formés par des profilés en I et en H ; des tubes ou des profils reconstitués soudés de section variable ou constante ; ces éléments participent à la résistance aux différents chargements verticaux et horizontaux.

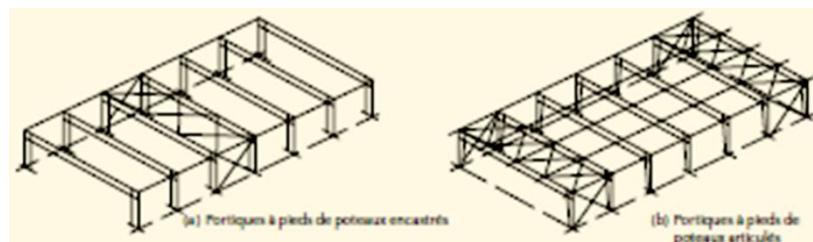


Figure I.5: Structures en portique.

Structure en treillis :

Ce genre de structure est mis en œuvre dans les bâtiments de grande portée (bâtiments industriels) et dimensionnés en moyen des fermes en treillis en utilisant des tubes ou des profils en H.

L'ossature en treillis se caractérise par :

- Un poids plus léger que celui des portiques (le poids propre des barres est négligé).
- Les barres concourent en même point appelé nœud.
- Les efforts sont appliqués aux nœuds.

La structure sera donc assurée par le contreventement plutôt que par un comportement rigide.

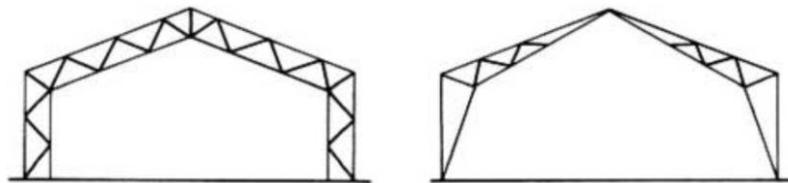


Figure I.6 : Structures en treillis.

I.3.2 Enveloppe :

C'est l'ensemble de bardages et de couvertures.

Bardage :

Sont des plaques nervurées en acier ou en aluminium posées horizontalement ou verticalement.

Bardage à simple peau :

Il s'agit de la fixation des plaques sur des montants, profilés en (U, Z, I) ou des lisses horizontales, elle présente une solution économique mais elle n'assure pas une bonne isolation thermique.



Figure I.7: Bardage à simple peau.

Bardage à double peau :

Constitué d'un isolant en laine minérale d'épaisseur 6-10 cm situé entre un parement extérieur à nervures verticales et un plateau intérieur horizontal fixé un poteau de portique.



Figure I.8: Bardage à double peau.

Bardage par panneau Sandwich :

Ce sont des panneaux monoblocs constitués de :

- Deux tôles nervurées formant des parements.
- Un isolant en mousse de polyuréthane d'épaisseur 3-10 cm situé entre deux parements.

Les bardages ont pour objet d'assurer :

- Une bonne isolation thermique et acoustique.
- Une bonne résistance mécanique.
- Etanchéité à l'air et à l'eau.
- Aspect esthétique.



Figure I.9: Bardage par panneau Sandwich.

Couverture :

Elle fait partie du gros œuvre, elle est destinée pour protéger le bâtiment contre les agents agressifs (intempéries, rayons solaires,...).

Couverture en fibrociment :

Ce type de couverture est utilisé dans les bâtiments agricoles ; il est caractérisé notamment par :

- Une plus grande résistance.
- Une rapidité de pose.
- Un grand pouvoir d'absorption d'humidité.
- Une pente de 21% minimum.



Figure I.10: Couverture en fibrociment.

Panneau photovoltaïque :

La mise en place d'une couverture de capteur photovoltaïque s'inscrit dans le domaine de la mise en place des énergies renouvelables.



Figure I.11: Panneau photovoltaïque.

Couverture en tôle bac acier :

Ces produits sidérurgiques plats ont des surfaces généralement lisses ou présentant parfois des saillies

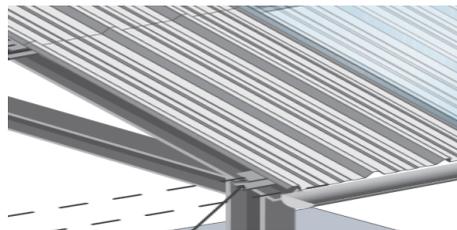


Figure I.12: Couverture en tôle bac acier.

Ces couvertures ayant des avantages suivants :

- Poids très léger.
- Pente de 10%.
- Une large gamme de nuance.

Couverture en panneaux Sandwich.

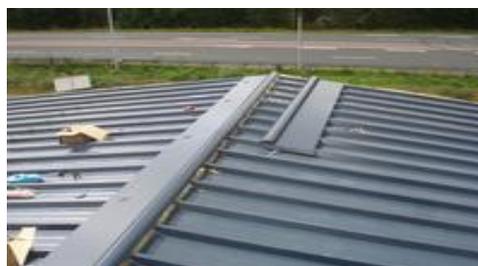


Figure I.13: Couverture par panneaux Sandwich.

I.4 Profilés :

Sont des produits métallurgiques ayant des dimensions normalisées et des formes très variées (T, L, U...).

I.4.1 Profils laminés :

Profils laminés à chaud :

Profils en H :

Classés en plusieurs familles :

- HEA : ce sont des poutrelles européennes aux ailes légères ; larges et parallèles. Les hauteurs varient de 100 à 1100 mm.
- HEA-A : les ailes sont larges et parallèles ; avec une épaisseur plus faible de l'âme et des ailes et une hauteur légèrement réduite, exemple : HEA-A 200 a une hauteur de 186 mm.
- HEB : caractérisés par une section carrée, la hauteur varie de 100 à 300 mm.
- HEM : l'âme et les ailes ayant une épaisseur plus importante, exemple : HEM 200 a une hauteur de 220 mm.
- HD : caractérisés par des ailes très épaisses ; ils sont utilisés comme des colonnes des pieux de fondation.
- HP : utilisés en fondation profonde comme des pieux ; caractérisés par une épaisseur d'âme et des ailes égales et la largeur supérieure ou égale à la hauteur.

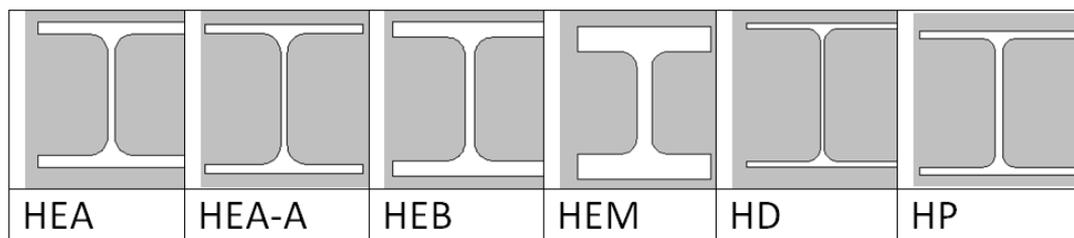


Figure I.14 : Profils en H.

Profils en I :

Classés en plusieurs familles :

- IPE : (profilés européens en I) ce sont des poutrelles à ailes parallèles dont l'épaisseur est constante.
- IPE-A : (poutrelles à ailes allégées) caractérisées par une épaisseur plus faible de l'âme et des ailes et une hauteur légèrement réduite ; exemple : IPE-A 200 a une hauteur de 197 mm.
- IPE-AA : caractérisées par une épaisseur plus faible de l'âme et des ailes et une hauteur légèrement réduite ; exemple : IPE-A 200 a une hauteur de 197 mm.
- IPE-O : caractérisées par une épaisseur plus faible et une hauteur plus réduite ; exemple : IPE-A 200 a une hauteur de 197 mm.
- IFB : employés dans la fabrication du plancher, il présente une semelle basse plus large permettant de supporter des charges plus importantes telles que : les dalles préfabriquées en béton, etc.

- IPN :(profilés normalisés) poutrelles à ailes inclinées dont l'épaisseur est variable.

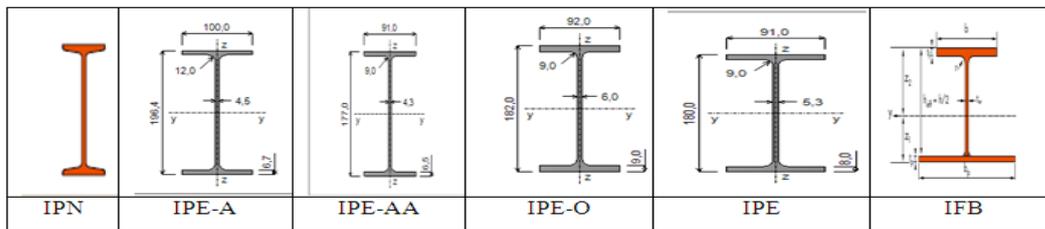


Figure I.15 : Profils en I.

Profils en U :

Ils sont généralement utilisés comme des poutrelles ; le plat qu'ils présentent permet de simplifier les assemblages.

Ces profilés sont classés en plusieurs familles :

- Poutrelles UPN : ailes à épaisseur variable.
- Poutrelles UAP : ailes à épaisseur constante.
- U à coin arrondis de 30-70 mm dont la hauteur est le double de longueur.
- U à angles vifs dont la hauteur est égale à la longueur.

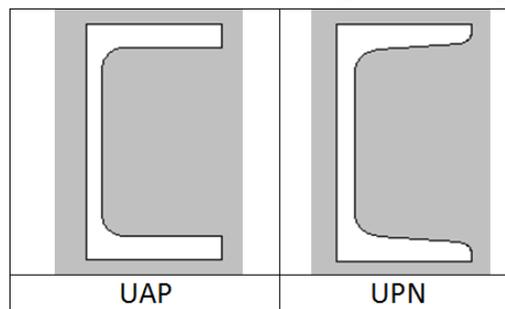


Figure I.16 : Profils en U.

Cornières ou équerres en L :

- Cornières à ailes égales de 20-200mm, ou cornière à ailes inégales 30×20à 100×50 mm et à coin arrondis.
- Equerres à ailes égales 14-50 mm ou inégales 20×100 à 110×30 m.

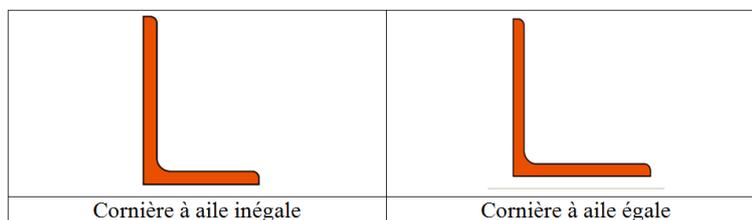


Figure I.17 : Profils en L.

Profils en T :

- T à coins arrondis dont les ailes présentent une pente à ailes égales de 25-80.ils sont utilisés en charpente légère.
- T à angle vifs sans frits à ailes égales 20-50 mm ou inégales 23×20 à 60×30 mm.

Les barres :

Sont des profilés pleins dont la section est carrée, rectangulaire, circulaire, etc.

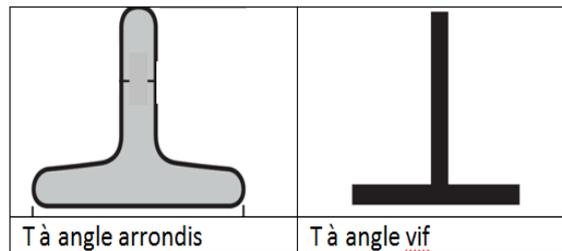


Figure I.18 : Profils en T.

Profils formés à froid :

Ils sont généralement réalisés à partir d'un feuillard galvanisé qui est déroulé et entrainé entre des galets qui vont plier la tôle jusqu'à obtention de la section demandée.

I.4.2 Profilés reconstitués soudés :

Ces profilés sont obtenus par assemblage mécano-soudure d'éléments divers (en général des plats). Cette technique est employée pour obtenir des profils présentant une forme particulière (poutre à inertie variable).

Ces PRS peuvent être à âme pleine ou ajourée pour une recherche de gain de poids.

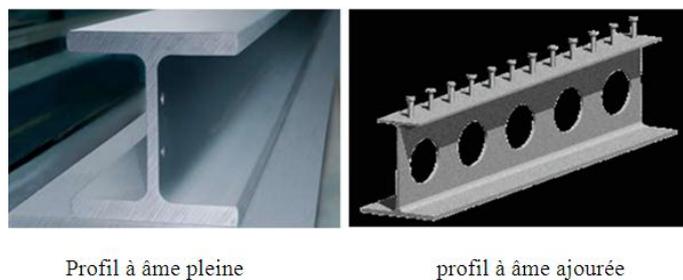


Figure I.19 : Profilés reconstitués soudés.

I.4.3 Profils creux (Tubes) :

Ils sont mis en œuvre en poteaux creux ou en poteaux mixtes avec remplissage du béton ; ils peuvent être envisagés en plusieurs formes : tubes rond, tubes carrés, etc.

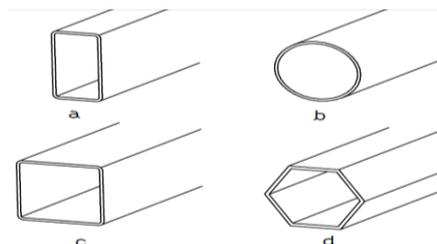


Figure I.20 : Les profils creux.**I.5 Eléments constituant une structure en charpente métallique :****I. 5.1 Planchers :**

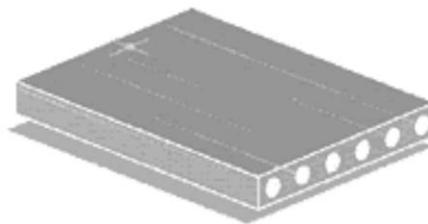
Planchers sont des éléments horizontaux qui ont pour but de transmettre les charges aux éléments structuraux (principaux) du bâtiment ; et d'assurer le contreventement et la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage.

Les planchers doivent avoir :

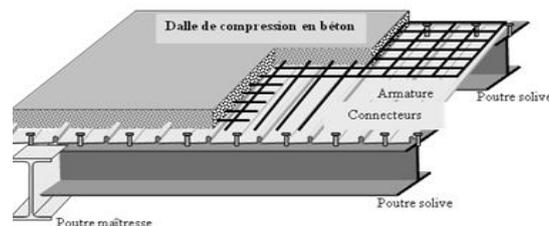
- Une bonne performance thermique et acoustique.
- Une bonne résistance au feu et à la vibration.

Types de planchers :*Dalles alvéolaires :*

Les dalles alvéolaires sont des dalles en béton précontraint dont la haute résistance est assurée par les aciers adhérents torsadés (torons). De largeur courante de 1,20m et d'une épaisseur de 15 à 40cm, elles sont allégées par des alvéoles. L'atout principal de ces dalles alvéolaires précontraintes est de franchir de grandes portées (de 7m à plus de 15m) avec une rapidité de mise en œuvre.

**Figure I.21 :** Dalle alvéolée.*Plancher collaborant :*

Cette technique met en jeu les différents principes de collaboration entre la tôle et le béton. La tôle de coffrage constitue l'armature basse du plancher. Pour empêcher le démoulage et le glissement longitudinal de la tôle, les coffrages sont constitués de plis, de bossages et d'empreintes qui favorisent la collaboration. Ce type de plancher peut être associé à tous types de plafond afin de répondre aux exigences rencontrées : esthétique, thermique, acoustique et performance au feu.

**Figure I.22:** Plancher collaborant.*Planchers secs :*

Le plancher sec est constitué d'un bac métallique qui repose sur les poutres et qui assure seul la fonction portante. Les portées peuvent aller de 2 à 6 m.

Dans le cas d'une portée de 6 m, la hauteur du bac est de 20 cm.

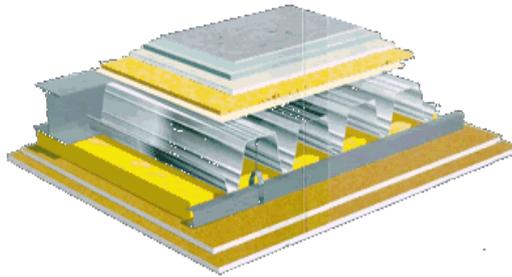


Figure 1.23: Plancher sec.

Prédalle:

Elément de construction préfabriqué en béton armé ou précontraint, de faible épaisseur (5 à 12 cm) pour une largeur d'environ 2,5 m. Les prédalles servent de coffrage pour les dalles de compression, coulées sur le chantier.



Figure I.24: Pose d'une prédalle.

I.5.2 Eléments de la structure :

- **Acrotère** : muret situé en bordure de toit terrasse permettant le relevé d'étanchéité.
- **Arbalétrier** : poutre inclinée formant le comble d'un bâtiment ; il sert à supporter les pannes
- **Bracon** : poutre oblique assurant le contreventement des pannes sur les poteaux.
- **Chéneau** : canal en métal à la base de la toiture sert à évacuer l'eau vers les tuyaux de descente.
- **Chevêtre** : pièce reliant deux solives.
- **Poutre de couronnement** : une partie visible d'un édifice.
- **Empannon** : chevron reliant un arêtier à une sablière.
- **Entrait** : poutre horizontale reprenant la base des arbalétriers opposés pour constituer une ferme.
- **Faitage** : ligne de rencontre haute de deux versants d'une toiture.
- **Lierne** : reliant les pannes et les maintient en place.
- **Lisse** : élément porteur de bardage.
- **Panne** : supportant la couverture.

- **Poteau** : élément vertical supportant l'ensemble de la structure.
- **Potelet** : un petit poteau.
- **Sablière** : poutre horizontal à la base du versant
- **Traverse** : élément métallique posé à l'horizontale (poutre) permettant de fixer les parois verticales

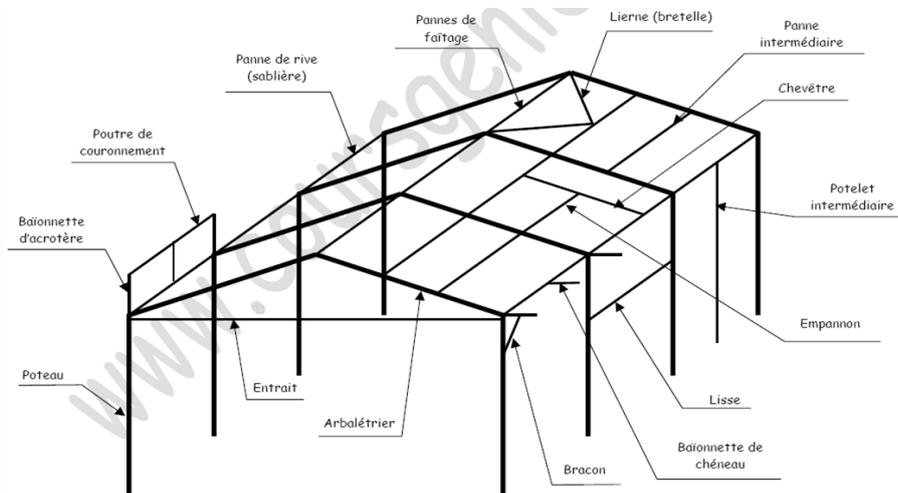


Figure I.25 : Les éléments de la structure métallique.

- **Ferme** : poutre généralement triangulée sert à supporter les pannes, elle constitue le principal de l'ossature des combles d'un édifice.
- **Membrure supérieure** : arbalétrier de la poutre triangulée (ferme) dans un comble.
- **Membrure inférieure** : entrail de la ferme dans un comble à deux ou plusieurs pentes.
- **Montant** : une barre entrant dans la composition d'une charpente métallique en treillis et joignant les membrures dans une direction perpendiculaire à l'une au moins de ces membrures.
- **Nœud** : point où concourent deux ou plusieurs barres d'une ossature en assemblage commun.
- **Poinçon** : montant central d'une ferme en treillis à deux pentes.

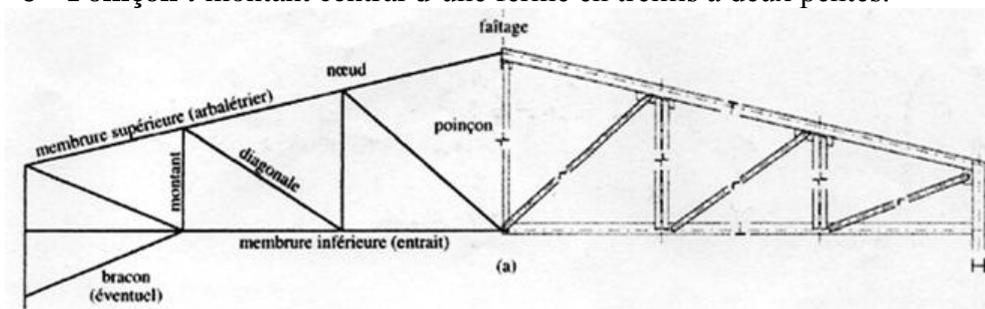


Figure I.26 : Structure de toiture en treillis (ferme).

1.5.3 Contreventement :

On appelle contreventement, l'ensemble des éléments de la charpente destinés à :

- transmettre les efforts du vent vers les fondations,

- assurer la stabilité de l'ossature face aux efforts du vent.

1.5.4 Assemblage :

Assemblage mécanique :

Assemblage par boulonnage :

Les boulons à haute résistance (HR) sont plus efficaces. Ce type de boulon est principalement utilisé pour assurer la liaison des composants dans des assemblages soumis à des moments de flexion et des efforts tranchants.

L'assemblage par boulons (HR) est plus facile à mettre en œuvre sur un chantier que la soudure.

Assemblage par rivet :

Les rivets ont été le premier moyen d'assemblage utilisé en construction métallique. Actuellement, l'emploi des rivets est limité et on leur préfère, dans la plupart des pays industrialisés, les boulons et la soudure. On les rencontre donc essentiellement dans des structures anciennes, datant du début de ce siècle .leur diamètre varie généralement de 10 à 28mm.

Assemblage cohésif :

Assemblage par colle :

L'assemblage de pièces de toutes natures peut potentiellement être envisagé par collage une solution injectée entre deux pièces à assembler un polymère en solution qui polymérise sous l'effet de l'évaporation d'un solvant.

L'action de la chaleur et/ou de la pression ainsi que d'autres composantes extérieures influence la qualité du collage.

Assemblage par soudure :

Le soudage est un procédé qui permet d'assembler des pièces par liaison intime de la matière, obtenue par fusion ou plastification.

I.6 Acier de construction :

C'est un alliage à base de fer et carbone (moins de 1,8%) ; obtenu par traitement thermique et mécanique et propriétés variées.

I.6.1 Types d'acier :

Il existe différents types d'acier avec des caractéristiques variées qui dépendent de :

Teneur en carbone :

Influence la résistance et la dureté de l'alliage.

Si la teneur en carbone est moins de 0,25%, on parle de l'acier doux.

Si la teneur en carbone est plus de 0,25%, on parle de l'acier dur qui peut être plus difficile à souder.

Présence d'autres éléments :

Ces éléments (nickel, manganèse, chrome,..) sert à modifier certaines propriétés telles que : la résistance mécanique, la résistance à la corrosion,...

Exemple :

Acier inoxydable : acier à base de nickel et de chrome, il a une bonne résistance aux différents agents de corrosion.

Acier maraging : combinaison de fer et de nickel, à basse teneur en carbone représentant des caractéristiques mécaniques élevées, employé notamment dans l'industrie aéronautique.

Traitement :

Le traitement mécanique et le traitement thermique permettent d'obtenir des propriétés variées (exemple: acier trempé).

I.6.2 Caractéristiques des aciers :**Caractéristiques physiques :**

Dilatabilité linéique : c'est une caractéristique très intéressante pour le constructeur métallique.

Conductivité thermique : l'acier est un bon conducteur thermique.

Caractéristiques chimiques :

La réactivité des aciers avec l'environnement (la corrosion due à l'humidité de l'atmosphère)

Composition chimique : teneur en élément qui le compose, qui est donnée par les normes ou par les catalogues des producteurs.

Caractéristiques mécaniques :

- La limite d'élasticité : c'est la capacité maximale d'une éprouvette de conserver sa géométrie.
- La résistance à la traction : c'est la force maximale supportée par l'éprouvette avant rupture.
- L'allongement à rupture : allongement maximale avant rupture.
- Module d'élasticité : désigne la rigidité du métal.

I.7 Sollicitations :

Les éléments de l'ossature peuvent subir à des sollicitations ; cette dernière regroupe :

Effort normal :

L'effort normal regroupe les efforts de traction et de compression et dont les forces extérieures appliquées au solide sont deux à deux égales et opposées.

La direction de ces efforts est la fibre moyenne des éléments, droite passant par le centre de gravité de toutes les sections perpendiculaires à l'axe de cet élément (sections droites).

En construction métallique, les éléments de la structure, tels que les barres et les poteaux, soumis à ce type de sollicitations.

Cisaillement :

Le cisaillement, aussi appelé effort tranchant, résulte de l'action combinée de deux forces parallèles et de sens opposés qui se caractérise par la propension au glissement relatif des éléments considérés. Apparaissant simultanément avec la flexion simple, le cisaillement est très élevé au droit des appuis et des assemblages. La contrainte s'exprime par le rapport de l'effort tranchant par la section sollicitée :

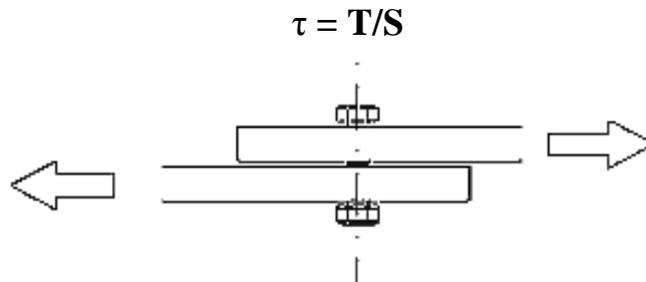


Figure I.27 : Effort de cisaillement.

Torsion :

Le phénomène de torsion naît souvent de la combinaison de contraintes : compression, traction, flexion, et se traduit par la rotation des sections les unes par rapport aux autres autour de l'axe neutre.

Flexion :

Une force s'applique selon une direction perpendiculaire à l'axe de l'élément entraînant une déformation.

I.8 Perte d'élasticité :

Flambement :

Il se produit lorsqu'une pièce élancée est comprimée une flexion parasite se produit à partir d'une certaine contrainte. Cette contrainte est appelée contrainte critique ou contrainte d'Euler.

Déversement :

Le déversement des pièces fléchies est un phénomène d'instabilité élastique qui présente des analogies avec le flambement. Le déversement se produit lorsqu'une poutre fléchie présente une faible inertie à la flexion transversale et à la torsion.

Voilement :

Il apparaît, au delà d'une certaine charge, des déformations comme des cloques ou boursouffures, c'est à dire des zones plastifiées localement par des contraintes en compression excessive: il s'agit du voilement.

I.9 Différence entre une charpente en acier et une charpente en béton :

L'acier et le béton sont couramment utilisés dans la construction.

Au début du XX^e siècle, l'acier fut supplanté par le béton grâce à la rigidité de ce dernier, et les avantages qu'il offre :

- C'est un matériau compressible, sa limite d'élasticité en compression peut atteindre 15 Mpa.
- Il s'adapte à la construction des ouvrages massifs tel que : les barrages, les réservoirs, etc.
- C'est un matériau composite, ses constituants lui offrent une bonne résistance mécanique aux chargements qui le sollicitent (action du vent).
- Durable (long durée de vie), et peu dégradable.
- Incombustible, il a une bonne tenue au feu.

Néanmoins, il existe certains inconvénients :

- Matériau fragile a une mauvaise résistance à la traction.
- Il subit à des fissurations inévitables dues au retrait et au fluage.
- Polluant et non recyclable.

Par contre, l'acier est un matériau performant, ductile, ayant une limite d'élasticité qui vaut 240 Mpa et une capacité de rotation plastique très importante. Grâce à ces caractéristiques la construction métallique joua un très grand rôle dans l'architecture monumentale au milieu des années 1980.

Ce mode constructif est caractérisé par :

- Gain du temps de montage
- Diminution du poids de l'ensemble de la structure.
- Prix raisonnable.
- Etre facilement réhabilitée.

Malgré sa mauvaise isolation thermique et acoustique, et son mauvais comportement au feu, des techniques sont développées et des solutions proposées pour éviter ces inconvénients.

I.10 Conclusion :

La construction métallique est un mode constructif constitué de portiques et ou de treillis assurant la stabilité et la solidité de l'ensemble de l'ouvrage recouvert par des bardages et des couvertures pour le protéger.

Des gammes de différente formes et dimensions sont utilisées pour supporter des charges variées.

La structure en acier est composée de différents éléments dont chaque un joue un rôle très important pour assurer sa stabilité.

Malgré ses inconvénients, la charpente métallique offre des caractéristiques performantes, et constitue parfois une solution technique.

Chapitre II :

Présentation du projet

Chapitre II : Présentation du projet

II.1 Présentation :

Ce projet concerne l'étude et le dimensionnement d'une salle de gymnastique en charpente métallique ; il est en cours de réalisation, il est implanté à la commune de TIRNI la Wilaya de Tlemcen.

II.2 Caractéristiques géométriques :

Cet ouvrage est à base de forme rectangulaire et d'une toiture d'un seul versant dont les dimensions sont les suivants :

Longueur totale :	L=46.00 m
Largeur totale :	l=30,00 m
Hauteur :	H=9,00 m
Hauteur de faitage :	f=3,00 m

II.3 Données concernant le site :

- Un terrain ferme ayant une contrainte admissible $\overline{\sigma}_{sol}=2$ bars.
- Altitude : **1100 m** par rapport au niveau de la mer.
- Le site est classé dans la zone sismique **I**.

II.4 Règlements utilisés :

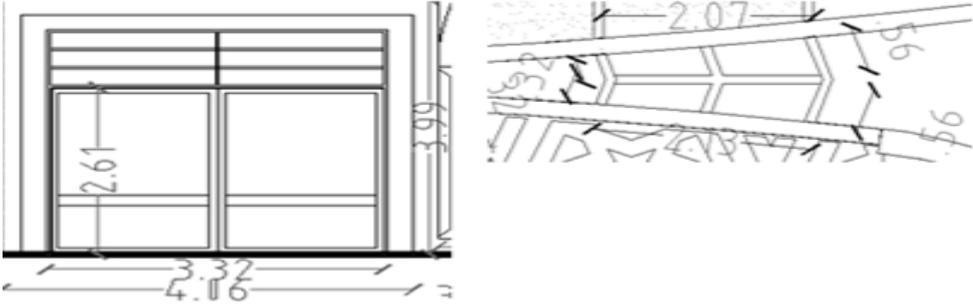
Pour assurer la sécurité de construction, on utilise ces règlements suivants :

- Le règlement « **RNVA99** » pour le calcul des chargements climatiques (neige et vent).
- Le règlement « **RPA99 version 2003** » pour le calcul parasismique.
- Les règlements « **CCM97** » pour le calcul des structures en acier.
- Le règlement « **DTR-BC-2.2** » pour le calcul des charges permanentes et les charges d'exploitation.
- Le règlement « **CBA93** » pour le calcul des ouvrages en béton armé.

II.5 Matériau employé :

On utilise l'acier qui a des caractéristiques suivantes :

Limite d'élasticité :	f_y= 235 MPa
Résistance à la traction :	f_u=360 MPa
Module de Young :	E=210000 MPa

Tableau II.2 : Surfaces des ouvertures du long pan.


N°	1	2
Nombre	2	2
surface	14,11	1,83
Sommes des surfaces (m ²):		31,88

II.7 Présentation fonctionnelle de l'ouvrage :

II.7.1 Portique :

Les traverses des portiques peuvent être rectilignes, mais on impose une pente de 10% pour éviter la stagnation de l'eau sur la toiture.

Avec un effet de voûte (une tôle en bac acier sous forme d'un arc posée au dessus de la toiture) et une pente plus importante, une partie des forces verticales est transmises par compression dans les traverses ; et donc les moments de flexion et les flèches sont plus faibles qu'avec des traverses rectilignes.

Les portiques sont capables de résister aux charges verticales et horizontales agissant dans leurs plans. Ces charges provoquent des sollicitations de flexion, effort axial et effort tranchant.

On adopte des poutres en treillis pour des portées très importantes.

II.7.2 Assemblage :

Si toutes les liaisons sont articulées, le système est instable car il ne peut pas équilibrer les charges et des déplacements peuvent augmenter.

C'est la raison pour laquelle on prévoit des encastremets aux liaisons poteaux-poutres.

On utilise les boulons de haute résistance (HR) pour les assemblages rigides de portiques autostables, et le soudage dont l'assemblage est devenu plus rigide.

II.7.3 Contreventement :

Il est assuré par les portiques autostables dans le sens transversal. Dans le sens longitudinal, les poutres au vent jouent un rôle important vis-à-vis des instabilités des barres de la structure (flambement des poteaux et déversement des poutres), elles réduisent les longueurs de flambement ou de déversement.

Chapitre III :
Descente des charges

Chapitre III : Descente des charges

III.1 Evaluation des charges :

III.1.1 Charge permanente :

Toiture :

- Panneaux Sandwich : $0,103 \text{ KN/m}^2$
 - Faux plafond (2cm) : 0.2 KN/m^2
- G = 0,303 KN/m²**

III.1.2 Actions climatiques :

Calcul de charge de la neige :

La charge caractéristique de neige S par unité de surface s'obtient par la formule (1 ; RNVA99) :

$$S = \mu \times S_k \quad (1)$$

La valeur de S_k en kN/m^2 est déterminée par les lois de variation suivantes en fonction de l'altitude H (par rapport au niveau de la mer) en m du site considéré :

$$S_k = \frac{0,07 \times H + 15}{100} \quad (2)$$

Puisque notre projet se situe dans la zone A on utilise la formule ci-dessus.

Donc pour une altitude $H=1100 \text{ m}$ on obtient :

$$S_k = \frac{0,07 \times 1100 + 15}{100} = 0,92 \text{ KN} / \text{m}^2 .$$

La valeur du coefficient de forme μ est déterminée en fonction de la pente de la toiture du bâtiment.

Dans notre

cas ; nous avons :

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{3}{30}\right) = 5,71^\circ < 30^\circ$$

→ $\mu = 0,8$.

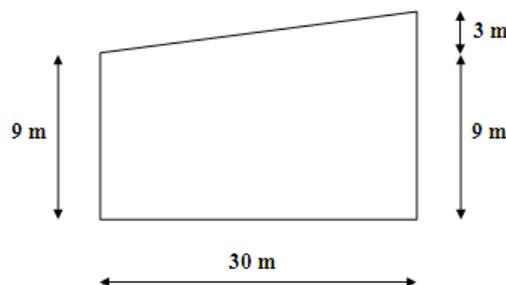


Figure III.1 : Données géométriques.

D'où la charge caractéristique de la neige est :

$$S = 0,92 \times 0,8 = 0,736 \text{ KN/m}^2$$

Calcul du vent :

Présentation générale :

On détermine les actions du vent s'exerçant sur ce bâtiment en structure métallique présenté sur la figure III.2 Pour un vent perpendiculaire :

- Au long-pan \rightarrow sens V_1 du vent.
- Au pignon \rightarrow sens V_2 du vent.

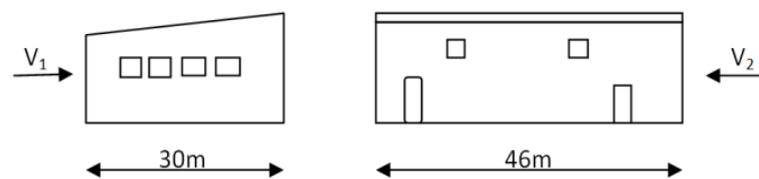


Figure III.2 : Données géométriques.

Données relatives au site :

- Site plat : $C_t(z)=1$ (tableau 2.5 ; **RNVA99**).
- Zone I : $q_{réf}=375 \text{ N/m}^2$ (tableau 2.3 ; **RNVA99**).
- Terrain de catégorie II : région de culture dont :

$$\left\{ \begin{array}{l} K_t = 0,19 \\ Z_0 = 0,05 \text{ m} \quad (\text{tableau 2.4 ; RNVA99}) \\ Z_{\min} = 4 \text{ m} \\ \varepsilon = 0,26 \end{array} \right.$$

Détermination du coefficient dynamique C_d :

Puisque la structure étant métallique ; on utilise la figure 3.2 (chapitre 3). La valeur de C_d est déterminée pour chaque direction du vent :

Sens V_1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 46 \text{ m} \\ \rightarrow C_d = 0,89 \\ h = 12 \text{ m} \end{array} \right.$$

Sens V_2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{m} \\ \rightarrow C_d = 0,92 \\ h = 12\text{m} \end{array} \right.$$

Puisque $C_d < 1,2$ la structure est considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent.

Le coefficient d'exposition sera donc calculé à l'aide de la formule 2.13 du chapitre 2 :

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \left[1 + \frac{7 \times K_t}{C_r(Z) \times C_t(Z)} \right] \quad (3)$$

Détermination de la pression dynamique :

Les constructions dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteurs égales h_j ; n est donné par la formule suivante :

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

La subdivision adoptée vise à représenter au mieux la répartition théorique de la pression dynamique du vent.

Alors : pour $h=12\text{m}$, on obtient :

$$\left\{ \begin{array}{l} n = E [12 / 3] = 4 \\ h_j = 12/4 = 3\text{m}. \end{array} \right.$$

D'où : la répartition sera comme suit :

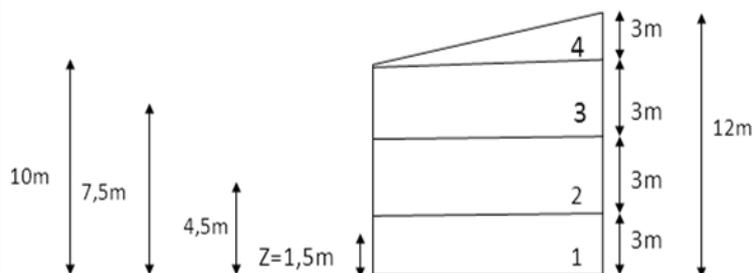


Figure III.3 : Répartition du maître-couples.

On calculera la pression dynamique :

- Pour la toiture à $Z=12\text{m}$.
- Pour les parois verticales à :

$$\left\{ \begin{array}{l} Z=1,5\text{m (mi-hauteur de l'élément 1)} \\ Z=4,5\text{m} \\ Z=7,5\text{m} \\ Z= 10\text{m} \end{array} \right.$$

Coefficient de rugosité est donné par la formule 2.15 (cf. chapitre 2, **RNVA99**) :

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r(z_j)=K_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ pour : } Z_{\min} \leq z \leq 200\text{m.} \\ C_r(z_j)=K_t \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \text{ pour : } z \leq Z_{\min}. \end{array} \right. \quad (5)$$

Les éléments 2, 3,4 et 5 sont calculés à l'aide de la première formule.

L'élément 1 est calculé à l'aide de la deuxième formule.

Valeur de la pression dynamique déterminée en utilisant la formule 2.12 donnée au chapitre 2.

$$q_{\text{dyn}} = q_{\text{réf}} \times C_e(z_j) \quad (6)$$

Tableau III.1 : Détermination de la pression dynamique.

élément	Z (m)	Z _{min}	C _t (Z)	C _r (Z)	C _e (Z)	q _{réf}	q _{dyn}
1	1,5	4	1	0,83	1,79	375	672
2	4,5	4	1	0,85	1,85	375	694
3	7,5	4	1	0,95	2,17	375	815
4	10	4	1	1,01	2,36	375	887
5	12	4	1	1,04	2,46	375	923

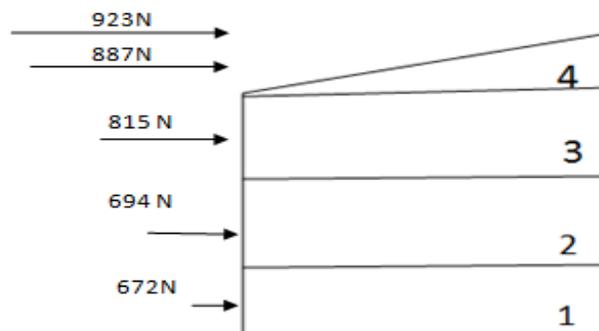


Figure III.4 : Répartition de la pression dynamique.

Calcul de pression du vent :

Direction V₁ :

Coefficient de pression extérieur C_{pe} :

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée, ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m^2 et 10 m^2 auxquelles correspondent.

Les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$.

C_{pe} s'obtient à partir de formules suivantes :

Avec :

$$\begin{cases} C_{pe} = C_{pe,1} & \text{Si } S < 1\text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \cdot \log_{10}(S) & \text{Si } 1\text{ m}^2 < S < 10\text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,10} & \text{Si } S \geq 10\text{ m}^2 \end{cases} \quad (7)$$

S: surface chargée de la paroi considérée.

Pour notre cas nous avons $S > 10\text{ m}^2$ dans toutes les directions.

Parois verticales :

Pour cette direction du vent on a : $b = 46\text{ m}$; $d = 30\text{ m}$; $h = 12\text{ m}$;

$e = \min [b ; 2h] = \min [46 ; 24] = 24\text{ m}$.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones dont $e < d$:

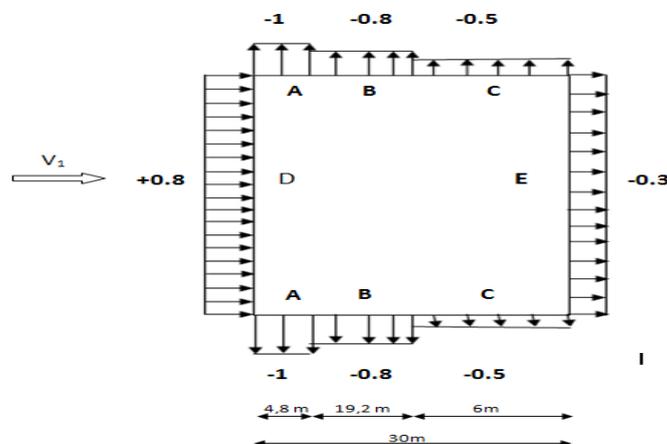


Figure III.5 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales (sens V_1).

Toiture :

La direction du vent est définie par un angle $\theta = 0^\circ$; les différentes zones de pression sont données par la figure 5.4 RNV99 ; les valeurs de coefficient C_{pe} ($\alpha = 5^\circ$ et $\theta = 0^\circ$) sont tirés du tableau 5.4 RNV99. Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients de pression sont portées sur la figure III.6 :

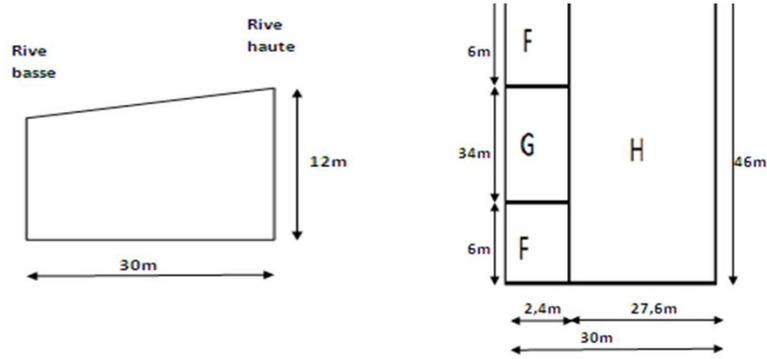


Figure III.6 : Valeur de C_{pe} pour la toiture- direction V_1 du vent.

Tableau III.2 : Coefficients de pression extérieure pour toitures à un versant, vent de direction $\theta = 0^\circ$ et $\alpha=5^\circ$.

F	G	H
-1,7	-1,2	-0,6

Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

On détermine tout d’abord l’indice de perméabilité μ_p :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} \tag{8}$$

$$\mu_p = \frac{0}{85,9} = 0\% \text{ Correspondant à } C_{pi} = +0,8 \text{ tiré de la figure 5.15.}$$

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

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z) \times [C_{pe} - C_{pi}] \tag{9}$$

Parois verticales :

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Pressions sur les parois verticales- direction V_1 du vent.

éléments	zone	C_d	$q_{dyn}(z)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(z)$
1	A	0,89	672	-1	0,8	-1077
	B	0,89	672	-0,8	0,8	-957
	C	0,89	672	-0,5	0,8	-778
	D	0,89	672	0,8	0,8	0
	E	0,89	672	-0,3	0,8	-658
2	A	0,89	694	-1	0,8	-1112
	B	0,89	694	-0,8	0,8	-989
	C	0,89	694	-0,5	0,8	-803
	D	0,89	694	0,8	0,8	0
	E	0,89	694	-0,3	0,8	-680

3	A	0,89	815	-1	0,8	-1306
	B	0,89	815	-0,8	0,8	-1161
	C	0,89	815	-0,5	0,8	-943
	D	0,89	815	0,8	0,8	0
	E	0,89	815	-0,3	0,8	-798
4	A	0,89	887	-1	0,8	-1421
	B	0,89	887	-0,8	0,8	-1264
	C	0,89	887	-0,5	0,8	-1027
	D	0,89	887	0,8	0,8	0
	E	0,89	887	-0,3	0,8	-869

Toiture :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau III.4 : Pressions sur les parois verticales- direction V_1 du vent.

zone	C_d	$q_{dyn}(z)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(z)$
F	0,89	923	-1,7	0,8	-2054
G	0,89	923	-1,2	0,8	-1643
H	0,89	923	-0,6	0,8	-1151

Les figures ci-après illustrent la répartition des pressions sur les parois dans la direction V_1 du vent :

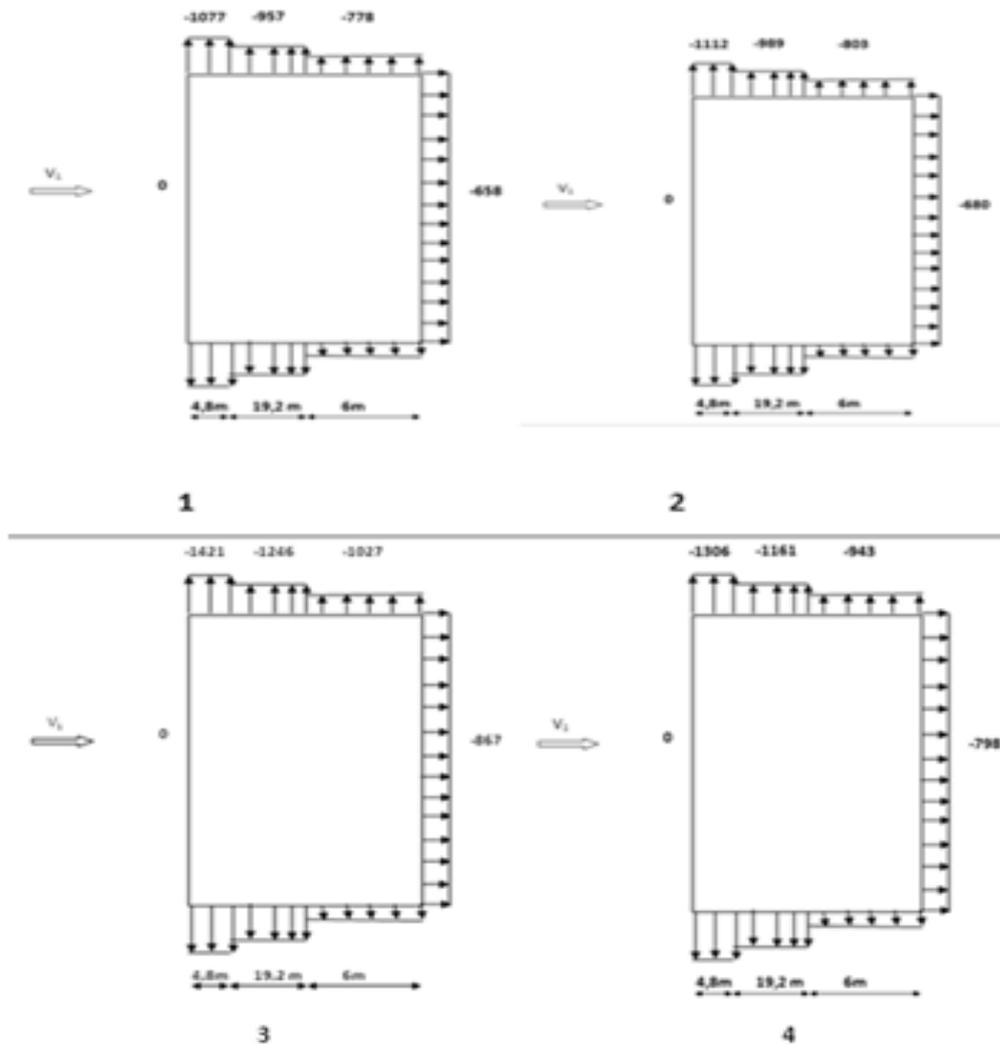


Figure III.7 : Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction du vent V_1 .

Vent perpendiculaire au pignon (direction V_2) :

Coefficient de pression extérieure :

Parois verticales :

Pour cette direction du vent $b= 30\text{m}$; $d= 46\text{m}$; $h= 12\text{m}$; $e= \min [30, 24]=24\text{m}$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :

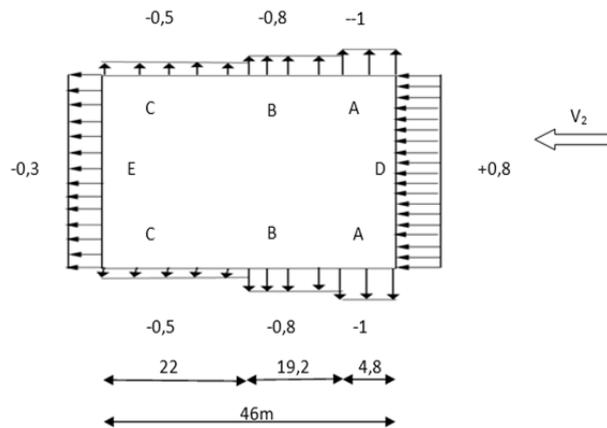


Figure III.8 : Valeur de C_{pe} sur les parties de parois verticales- direction V_2 .

Toiture :

La direction du vent est définie pour un angle $\theta = 90^\circ$; la figure 5.4 permet de déterminer les différentes zones de pression ; les valeurs de coefficients C_{pe} sont tirées du tableau 5.4 ($\alpha = 15^\circ$ et $\theta = 90^\circ$).

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

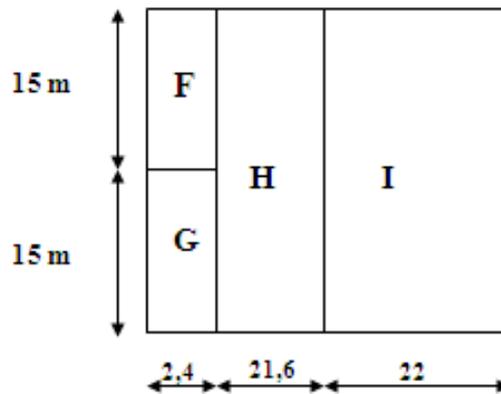


Figure III.9 : Valeur de C_{pe} pour la toiture- direction V_2 du vent.

Tableau III.5 : Coefficients de pression extérieure pour toitures à un versant, vent de direction $\theta = 90^\circ$ et $\alpha = 5^\circ$.

F	G	H	I
-1,6	-1,8	-0,6	-0,5

Coefficient de pression intérieure :

$$\mu_p = \frac{27,01}{85,9} = 32\% \text{ Correspondant à } C_{pi} = +0,25 \text{ tiré de la figure 5.15.}$$

Calcul des pressions :

Parois verticales :

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Pressions sur les parois verticales- direction V_2 du vent.

éléments	zone	C_d	$q_{dyn}(z)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(z)$
1	A	0,92	672	-1	0,25	-773
	B	0,92	672	-0,8	0,25	-650
	C	0,92	672	-0,5	0,25	-464
	D	0,92	672	0,8	0,25	341
	E	0,92	672	-0,3	0,25	-341
2	A	0,92	694	-1	0,25	-799
	B	0,92	694	-0,8	0,25	-671
	C	0,92	694	-0,5	0,25	-479
	D	0,92	694	0,8	0,25	352
	E	0,92	694	-0,3	0,25	-352
3	A	0,92	815	-1	0,25	-938
	B	0,92	815	-0,8	0,25	-788
	C	0,92	815	-0,5	0,25	-563
	D	0,92	815	0,8	0,25	413
	E	0,92	815	-0,3	0,25	-413
4	A	0,92	887	-1	0,25	-1020
	B	0,92	887	-0,8	0,25	-857
	C	0,92	887	-0,5	0,25	-612
	D	0,92	887	0,8	0,25	449
	E	0,92	887	-0,3	0,25	-449

Toiture :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau III.7 : Pressions sur les parois verticales- direction V_2 du vent.

zone	C_d	$q_{dyn}(Z)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(Z)$
F	0,92	923	-1,6	0,25	-1571
G	0,92	923	-1,8	0,25	-1741
H	0,92	923	-0,6	0,25	-722
I	0,92	923	-0,5	0,25	-637

Les figures ci-après illustrent la répartition des pressions sur les parois dans la direction V_2 du vent :

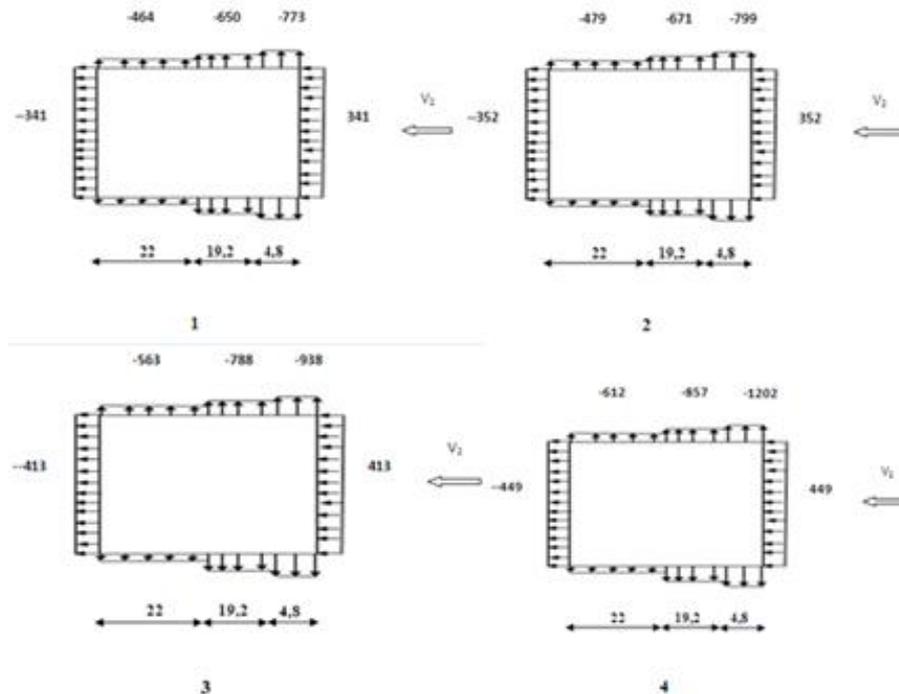


Figure III.10 : Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction du vent V_2 .

Force de frottement :

C'est une force tangentielle s'appliquent sur les parois parallèles au vent.

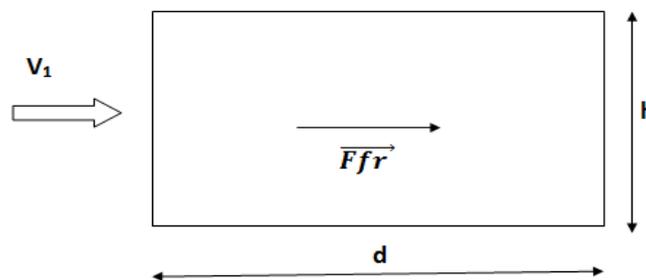


Figure III.11 : Force de frottement.

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit le rapport $d/b \geq 3$ soit le rapport $d/h \geq 3$ où b (en m) est la dimension de la construction perpendiculaire au vent ; où

h : hauteur maximale de la construction.

d : dimension de la construction parallèle au vent.

b : dimension de la construction perpendiculaire au vent.

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{f,r,j} \times S_{f,r,j}) \quad (\S 1.4.3 ; \text{RNVA99}) \quad (10)$$

On vérifie les conditions précédentes :

Tableau III.8 : Calcul des rapports des dimensions.

	d/b	d/h
V ₁	30/46=0,7	30/12=2,6
V ₂	46/30=1,6	46/12=3,8

Donc la force de frottement sera calculée suivant le sens V₂.

Coefficient d frottement :

C_{fr,j}=0,01 (tableau 2.1 ; RNVA99) → surface lisse.

Aire de surface de frottement S_{fr,j} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Parois verticales : } S_{fr,j} = d \times h_j \\ \text{Toiture : } S_{fr,j} = d \times b / \cos(\alpha) \end{array} \right.$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.9 : Détermination de force de frottement.

élément	N°	C _{fr,j}	S _{fr,j}	q dyn	F _{fr,j} (N)
Parois verticales	1	0,01	2×90	672	1210
	2	0,01	2×90	694	1250
	3	0,01	2×90	815	2202
	4	0,01	2×45	887	79830
toiture	5	0,01	1387	923	12802
$\sum F_{fr,j}$					97294

Actions d'ensemble :

Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci-après :

Direction V₁ :**Tableau III.10** : Calcul des valeurs des résultantes - direction V₁.

élément	N°	zones	Composante horizontales (KN)	Composante horizontales (KN)
Parois verticales	1	D	0	0
		E	-658 × 3 × 46 = -90,804	0
	2	D	0	0
		E	-680 × 3 × 46 = -93,840	0
	3	D	0	0
		E	-798 × 3 × 46 = -110,124	0
	4	D	0	0
		E	-869 × 3 × 46 = -119922	0
Toiture	5	F	0	-2054 × 2 × 6 × 2,4 cos(5,71°) = -58,862
		G	0	-1643 × 34 × 2,4 cos(5,71°) = -133,404
		H	0	-1151 × 46 × 27,6 cos(5,71°) = -1454,059
Somme			F _x = -120216,768	F _y = -1646,325

L'excentricité de la force globale horizontale :

La force globale horizontale appliquée pour une excentricité $e = \pm b/10$; avec : $b=46$ m
 → $\pm e = 4,6$ m.

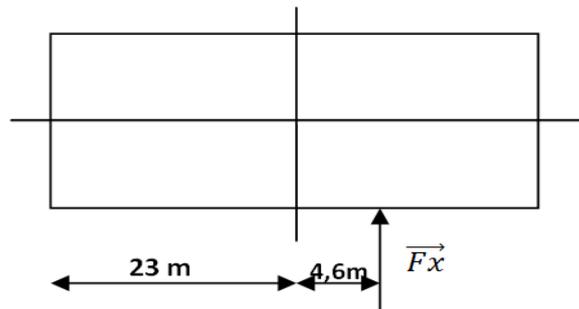


Figure III.12 : L'excentricité de la force globale-direction V_1 .

Direction V_2 :

Tableau III.11 : Calcul des valeurs des résultantes - direction V_2 .

élément	N°	zones	Composante horizontales (KN)	Composante horizontales (KN)
Parois verticales	1	D	$341 \times 30 \times 3 = 30690$	0
		E	$-341 \times 30 \times 3 = -30690$	0
	2	D	$352 \times 30 \times 3 = 31680$	0
		E	$-352 \times 30 \times 3 = -31680$	0
	3	D	$413 \times 30 \times 3 = 55755$	0
		E	$-413 \times 30 \times 3 = -55755$	0
	4	D	$449 \times 30 \times 3 = 40410$	0
		E	$-449 \times 30 \times 3 = -40410$	0
Toiture	5	F	0	$-1571 \times 15 \times 2,4 \cos(5,71^\circ) = -56,276$
		G	0	$-1741 \times 15 \times 2,4 \cos(5,71^\circ) = -62,365$
		H	0	$-722 \times 30 \times 21,6 \cos(5,71^\circ) = -465,537$
		I	0	$-637 \times 30 \times 22 \cos(5,71^\circ) = -418,334$
$F_{fr,j}$			97294	0
Somme			$F_x = 97,294$ KN	$F_y = -1002,512$ KN

L'excentricité de la force globale horizontale :

La force globale horizontale pour cette direction appliquée pour une excentricité $e = \pm b/10$; avec : $b=30$ m → $\pm e = 3$ m

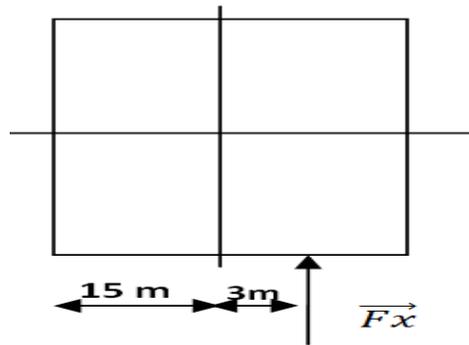


Figure III.13 : L'excentricité de la force globale-direction V_2 .

III.1.3 Variation de la température :

Cette sollicitation n'est pas prise en considération car la dimension maximale (46 m) de la structure étudiée n'excède pas la longueur minimale (50m) pour laquelle l'effet thermique est pris en compte.

Chapitre IV :

Prédimensionnement des éléments secondaires

Chapitre IV : Prédimensionnement des éléments secondaires

IV.1 Prédimensionnement des éléments :

III.1.1 Les charges et surcharges par mètre carré :

Charge permanente G :

Panneaux Sandwich : $G = 0,103 \text{ KN/m}^2$.

Charge d'entretien P :

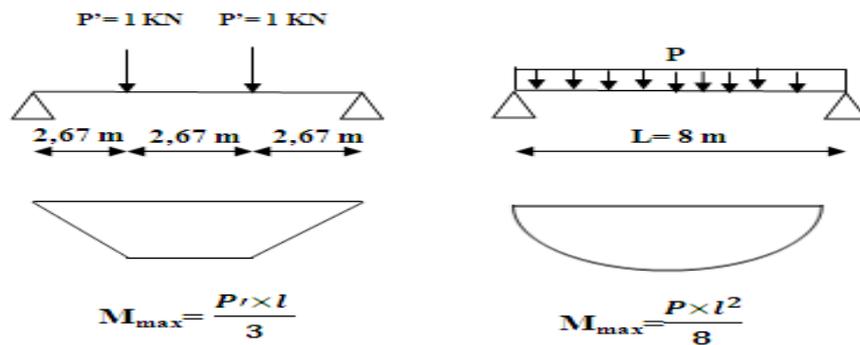


Figure IV.1 : Détermination de la charge d'entretien.

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

$$\text{A.N : } M_{\max} = \frac{P' \times 8}{3} = \frac{P \times 8^2}{8} \Rightarrow P = \frac{8^2}{3 \times 8^2} \Rightarrow P = 0,34 \text{ KN/m}^2.$$

N.B : Les charges d'entretien des toitures ne sont normalement pas cumulées avec les charges climatiques. (§7.3, D.T.R –B.C.2.2. page 24)

Charges climatiques

Charge de neige :

$S = 0,736 \text{ KN/m}^2$.

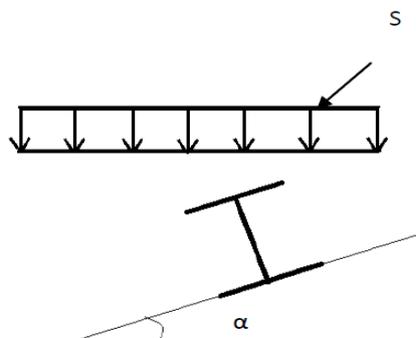


Figure IV.2 : Effet de la neige.

Chargement du vent :

Vent sur long pan : $V = -2,054 \text{ KN/m}^2$ (La pression maximale).

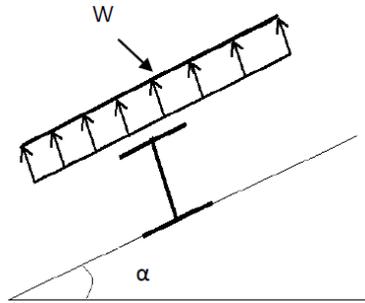


Figure IV.3 : Effet du vent (cas de soulèvement).

Calcul d'espacement :

L'espacement entre les pannes est déterminé en fonction de la portée de la couverture. On suppose que la couverture est d'une longueur de 8m, et appuyée sur quatre appuis avec un espacement moyen de 2 m.

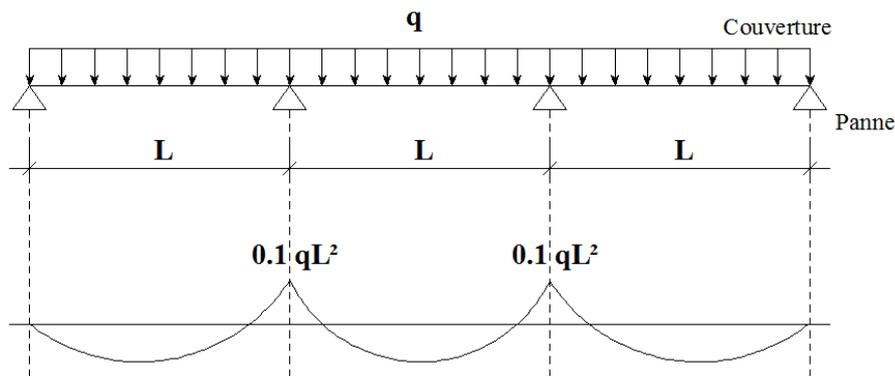


Figure IV.4 : Diagramme des moments fléchissant au niveau de la couverture.

N.B : Le moment maximal est déterminé en utilisant la méthode des 3 moments.

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{w} \leq f_y \Rightarrow \sigma = \frac{0,1 q l^2}{w} \leq f_y \quad (*)$$

w: Module de résistance. $w = 5 \text{ cm}^3/\text{ml}$.

l: Espacement entre les pannes.

q : Sollicitation la plus défavorable.

Combinaisons d'action :

Pour une bande de 1m :

- 1) $(1,35G + 1,5P) \times 1\text{m} = 1,35(0,103) + 1,5(0,34) = 0,64 \text{ KN/ml}$.
- 2) $(1,35G + 1,5S) \times 1\text{m} = 1,35(0,103) + 1,5(0,736) = 1,24 \text{ KN/ml}$.
- 3) $(1,35G + 1,5V) \times 1\text{m} = 1,35(0,103) + 1,5(-2,054) = -2,94 \text{ KN/ml}$.

Donc la charge la plus défavorable est : $q = -2,94 \text{ KN/ml}$.

$$(*) \Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{235 \times 5 \times 10^{-6}}{0,1 \times 2,94 \times 10^{-3}}} = 1,99 \text{ m}$$

On prend un espacement de : $l=1,5 \text{ m}$.

IV.1.2 Prédimensionnement des pannes :

Compte tenu de la pente des versants, les pannes sont posées inclinées d'un angle ($\alpha=5,71^\circ$) et de ce fait fonctionnent en flexion déviée.

Evaluation des charges par m^2 :

Charges permanentes :

Les pannes supportant leur poids propre, la couverture et les charges éventuellement accrochées.

- Panneaux Sandwich : **0,103 KN/m^2**
 - Faux plafond : **0,2 KN/m^2**
- G=0,303 KN/m^2**

Charge d'entretien P:

$$\mathbf{P=0,34 \text{ KN/m}^2}$$

Charge de neige S :

$$\mathbf{S =0,736 \text{ KN/m}^2}$$

Charge du vent :

$$\mathbf{V= -2,054 \text{ KN /m}^2}.$$

IV.1.3 Les charges et surcharges par mètre linéaire :

$$G= 0,303 \times 1,5= 0,46 \text{ KN/ml.}$$

$$P= 0,34 \times 1,5= 0,51 \text{ KN/ml.}$$

$$S=0,736 \times 1,5= 1,104 \text{ KN/ml.}$$

$$V=-2,054 \times 1,5= -3,081 \text{ KN/ml.}$$

Combinaisons d'action :

$$1,35 G+1,5 P = 1,386 \text{ KN/ml.}$$

$$1,35 G+1,5 S = 2,277 \text{ KN/ml.}$$

$$1,35 G+1,5 V= -4 \text{ KN/ml.}$$

On prend : $q= -4 \text{ KN/ml}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} q_y = q \sin \alpha = 4 \sin(5,71^\circ) = 0,39 \text{ KN/ml.} \\ q_z = q \cos \alpha = 4 \cos(5,71^\circ) = 3,98 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

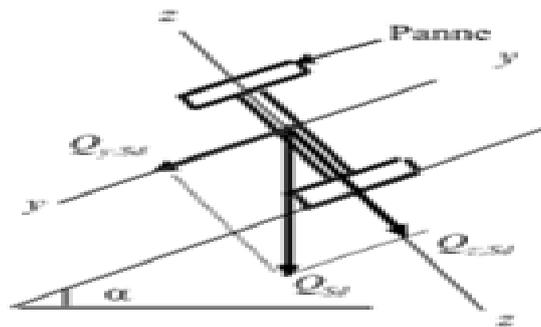
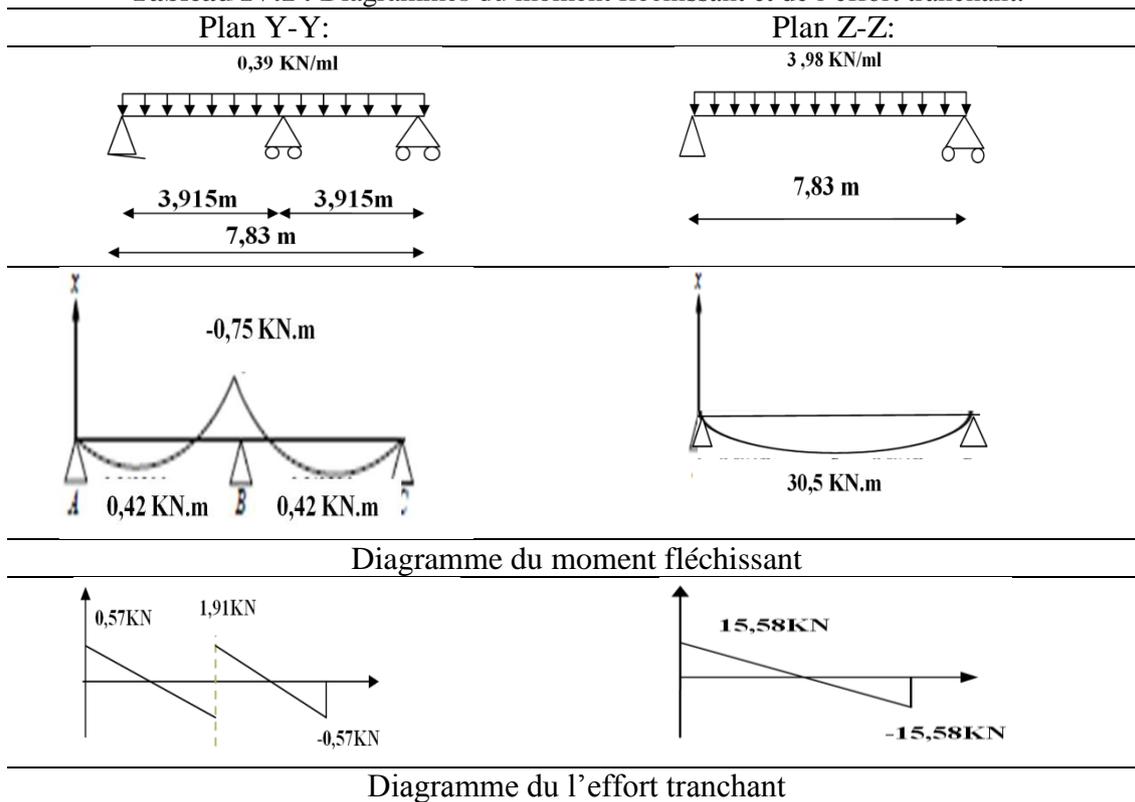


Figure IV.5 : Projection de la charge Q.

$$\begin{cases} M_{Sd,y} = \frac{q_z \times l_z^2}{8} = \frac{3,98 \times 7,83^2}{8} = 30,5 \text{ KN.m.} \\ M_{Sd,z} = \frac{q_y \times l_y^2}{8} = \frac{0,39 \times 3,915^2}{8} = 0,75 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Diagrammes :

Tableau IV.1 : Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant.



Condition de résistance :

On doit vérifier ensuite :

$$\begin{cases} M_{Sd,y} \leq M_{Rd,y} = W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\ M_{Sd,z} \leq M_{Rd,z} = W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} W_{pl,y} \geq \frac{M_{Sd,y} \times \gamma_{M0}}{f_y} \\ W_{pl,z} \geq \frac{M_{Sd,z} \times \gamma_{M0}}{f_y} \end{cases}$$

A.N :

$$\begin{cases} W_{pl,y} \geq \frac{30,5 \times 10^3 \times 1,1}{235} = 142,77 \text{ cm}^3 \\ W_{pl,z} \geq \frac{0,75 \times 10^3 \times 1,1}{235} = 3,51 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

On choisit donc : **IPE180**.

Vérification :

$$\text{IPE 180 : } \begin{cases} W_{pl,y} = 166,4 \text{ cm}^3 \\ W_{pl,z} = 34,6 \text{ cm}^3 \\ P = 0,239 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Calculer le moment du poids propre : M_{pp}

$$M_{pp} = \frac{1,35P l^2}{8} = \frac{1,35 \times 0,239 \times 7,83^2}{8} = 2,47 \text{ KN.m.}$$

$$\begin{cases} M_{pp} + M_{Sd,y} \leq W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow W_{pl,y} \geq \frac{(M_{Sd,y} + M_{pp}) \times \gamma_{M0}}{f_y} \\ M_{pp} + M_{Sd,z} \leq W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow W_{pl,z} \geq \frac{(M_{Sd,z} + M_{pp}) \times \gamma_{M0}}{f_y} \end{cases}$$

A.N :

$$\begin{cases} W_{pl,y} = 166,4 \text{ cm}^3 > \frac{(30,5+2,47) \times 10^3 \times 1,1}{235} = 154,33 \text{ cm}^3 \\ W_{pl,z} = 34,6 \text{ cm}^3 > \frac{(0,75+2,47) \times 10^3 \times 1,1}{235} = 15,08 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

Condition est vérifiée.

Condition de la flèche :

La sollicitation la plus défavorable (ELS) :

$$q = G + V = 0,46 + (-3,081) = -2,621 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases} q_y = q \sin \alpha = 2,62 \sin(5,71^\circ) = 0,26 \text{ KN/ml.} \\ q_z = q \cos \alpha = 2,62 \cos(5,71^\circ) = 2,61 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$\sigma = \frac{2,05}{384} \times \frac{q_y \times l_y^4}{I_z \times E} \leq \sigma_{\max} = \frac{1/2}{200} \Rightarrow \text{poutre sur trois appuis.}$$

$$\sigma = \frac{5}{384} \times \frac{q_z \times l_z^4}{I_y \times E} \leq \sigma_{\max} = \frac{1}{200} \Rightarrow \text{poutre sur deux appuis.}$$

$$\text{IPE 180: } \begin{cases} I_y = 1317 \text{ cm}^4 \\ I_z = 100,81 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

Suivant le plan Y-Y :

$$\frac{2,05}{384} \times \frac{0,26 \times 10^{-3} \times 3,915^4}{100,81 \times 10^{-8} \times 2,1 \times 10^5} = 0,007 \text{ m} < \frac{3,915}{200} = 0,02 \text{ m}$$

Suivant le plan Z-Z :

$$\frac{5}{384} \times \frac{2,61 \times 10^{-3} \times 7,83^4}{1317 \times 10^{-8} \times 2,1 \times 10^5} = 0,05 \text{ m} > \frac{7,83}{200} = 0,04 \text{ m}$$

Cette condition n'est pas vérifiée.

On prend **IPE 200** qui a des caractéristiques suivantes :

$$\text{IPE 200: } \begin{cases} I_y = 1943,2 \text{ cm}^4 \\ I_z = 142,31 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

Suivant le plan Y-Y :

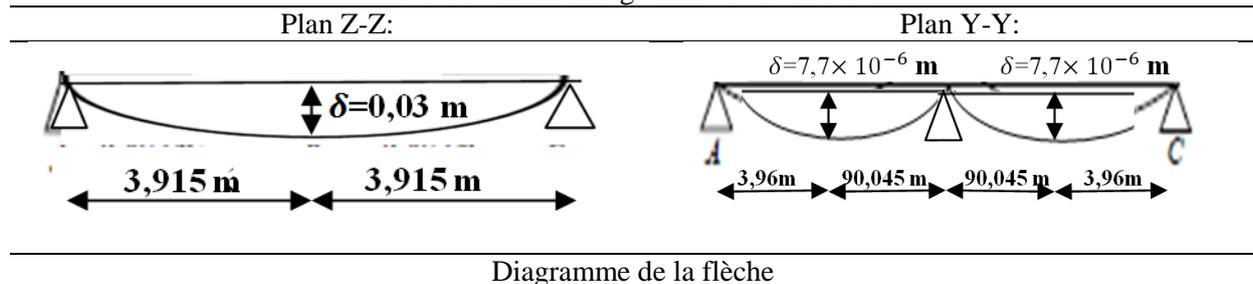
$$\frac{2,05}{384} \times \frac{0,26 \times 10^{-3} \times 3,915^4}{142,31 \times 10^{-8} \times 2,1 \times 10^5} = 7,7 \times 10^{-6} \text{ m} < \frac{3,915}{200} = 0,02 \text{ m}$$

Suivant le plan Z-Z :

$$\frac{5}{384} \times \frac{2,61 \times 10^{-3} \times 7,83^4}{1943,2 \times 10^{-8} \times 2,1 \times 10^5} = 0,03m < \frac{7,83}{200} = 0,04m$$

Cette condition est vérifiée.

Tableau IV.2: Diagrammes de la flèche



Classification de la section transversale :

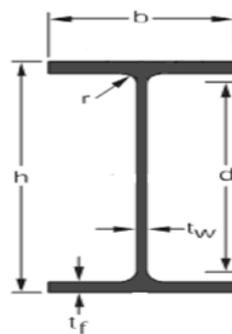


Figure IV.6 : Section d'un profil.

Classification de la semelle :

$$C_f/t_f = [0,5(b - t_w) - r]/t_f \leq 9 \varepsilon, \text{ pour S235} \Rightarrow \varepsilon = 1$$

$$[0,5(100 - 5,6) - 12]/8,5 = 4,14 \leq 9. \text{ D'où : la semelle est de classe 1.}$$

Classification de l'âme :

$$d/t_w = [h - 2(t_f + r)]/t_w \leq 72 \varepsilon$$

$$[200 - 2(8,5 + 12)]/5,6 = 159/5,6 = 28,39 < 72$$

D'où : l'âme est de classe 1.

Donc la section est de classe 1.

Vérification des contraintes :

Pour les sections transversales des profilés laminés en I, on peut utiliser les approximations suivantes :

$$\left(\frac{M_{y,Sd}}{M_{Ny,Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Sd}}{M_{Nz,Rd}}\right)^\beta \leq 1 \quad (11)$$

$$M_{Ny,Rd} = M_{Ply,Rd} \frac{(1-n)}{(1-0,5a)} \quad (\text{Formule 5.25 ; CCM97})$$

$$n = \frac{N_{Sd}}{N_{Pl,Rd}} ; a = \min\left(\frac{A_w}{A} ; 0,5\right)$$

$$n = \frac{N_{Sd}}{N_{Pl,Rd}} = 0 ; a = \frac{A_w}{A} = \frac{A-2bt_f}{A} = \frac{28,5-2 \times 10 \times 0,85}{28,5} = 0,4$$

$$\Rightarrow a = \min(0,4 ; 0,5) = 0,4$$

$$\text{Pour } n < a \Rightarrow M_{Nz,Rd} = M_{Plz,Rd} = W_{Plz,Rd} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{Pour } n < 0,2 \Rightarrow M_{Ny,Rd} = M_{Ply,Rd} \frac{(1-n)}{(1-0,5a)}$$

$$\mathbf{A.N : } M_{Nz,Rd} = 44,6 \times \frac{235}{1,1} \times 10^{-3} = 9,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ny,Rd} = 220,6 \times \frac{235}{1,1} \times 10^{-3} \times \frac{(1-0)}{(1-0,5(0,4))} = 58,91 \text{ KN.m}$$

$$q_{\max} = 1,35 G + 1,5 V = 1,35(0,46 + 0,224) + 1,5(-3,081)$$

$$q_{\max} = -3,7 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases} q_y = q \sin \alpha = 3,7 \sin(5,71^\circ) = 0,37 \text{ KN/ml.} \\ q_z = q \cos \alpha = 3,7 \cos(5,71^\circ) = 3,68 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{Sd,y} = \frac{q_z \times l_z^2}{8} = \frac{3,68 \times 7,83^2}{8} = 28,2 \text{ KN.m.} \\ M_{Sd,z} = \frac{q_y \times l_y^2}{8} = \frac{0,37 \times 3,915^2}{8} = 0,71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Pour une section de la classe 1 : $\alpha=2$ et $\beta=1$.

$$\left(\frac{28,2}{58,91}\right)^2 + \left(\frac{0,71}{9,53}\right)^1 = 0,31 < 1$$

Donc la condition est vérifiée.

Vérification au cisaillement :

La valeur de calcul V_{Sd} de l'effort tranchant dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivante :

$$V_{Sd} \leq V_{Pl,Rd} \quad (\text{Formule 5.20 ; CCM97})$$

La vérification au cisaillement est donnée pour chaque direction par les formules suivantes :

$$\begin{cases} V_{Sd,y} \leq V_{Ply,Rd} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{Mo}} \\ V_{Sd,z} \leq V_{Plz,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{Mo}} \end{cases}$$

$A_{vy} = 18 \text{ cm}^2$; $A_{vz} = 14 \text{ cm}^2$ (Ces sections sont tirées du tableau des sections.)

$$\begin{cases} V_{Sd,y} = 1,25 * q_y * l_y = 1,25 \times 0,37 \times 3,915 = 1,81 \text{ KN.} \\ V_{Sd,z} = 0,5 * q_z * l_z = 0,5 \times 3,68 \times 7,83 = 14,4 \text{ KN.} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} 1,81 \leq V_{Ply,Rd} = \frac{18 \times 10^2 \times (235 / \sqrt{3})}{1,1} \times 10^{-3} = 222,02 \text{ KN.} \\ 14,4 \leq V_{Plz,Rd} = \frac{14 \times 10^2 \times (235 / \sqrt{3})}{1,1} \times 10^{-3} = 172,68 \text{ KN.} \end{cases}$$

On constate que :

$$\begin{cases} V_{Sd,y} < V_{Ply,Rd} \\ V_{Sd,z} < V_{Plz,Rd} \end{cases}$$

La condition est vérifiée.

Voilement par cisaillement :

La résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les âmes non raidies ayant un rapport d/t_w supérieur à 69ε . (§ 5.6.1 ; CCM97)

$$d/t_w \leq 96\varepsilon,$$

A.N :

$$159/5,6 = 28,39 < 96$$

Pas de risque de voilement.

Stabilité au flambement :

$$d/t_w \leq K \times \frac{E}{f_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{Fc}}} ; \text{(formule 5.80 ; Eurocode 3)} \quad (13)$$

Avec : $K=0,3$ pour la classe 1.

$$A_w = A - 2 * b * t_f$$

$$A_{Fc} = b * t_f$$

A.N :

$$A_w = 20,1 - 2 \times 8,2 \times 0,74 = 7,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{Fc} = 8,2 \times 0,74 = 6,07 \text{ cm}^2$$

$$159/5,6 = 28,39 < 0,3 \times \frac{2,1 \times 10^5}{235} \times \sqrt{\frac{7,97}{6,07}} = 307,24.$$

La condition est vérifiée.

Vérification au déversement :

Pour une poutre à section transversale constante et doublement symétrique :

$$M_{b,Rd} = \frac{(\chi \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y)}{\gamma_{M1}} \quad (14) \Rightarrow \text{Pas d'encastrement aux extrémités (Formule 5.48; CCM97)}$$

CCM97)

$$\text{Avec : } \begin{cases} \beta_w = 1 \\ \gamma_{M1} = 1,1 \end{cases}$$

$$\chi = \frac{1}{\left(\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_{LT}^2}\right)} \leq 1 \quad (\text{Formule 5.49; CCM97})$$

$$\phi = 0,5 \times \left[1 + \alpha(\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2\right] ; \text{ Avec : } \alpha = 0,21$$

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

$$M_{cr} = C_1 \times \pi^2 \times \frac{E \times I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{G \times L^2 \times I_t}{E \times \pi^2 \times I_z}} \text{ pas d'encastrement aux extrémités.}$$

$$\begin{cases} C_1 = 1,132 \\ I_z = 142,31 \text{ cm}^4 \\ I_w = 12,99 \times 10^{-3} \text{ cm}^6 \\ I_t = 6,98 \text{ cm}^4 \\ W_{pl,y} = 220,6 \text{ cm}^3 \\ G = 8,1 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 \end{cases}$$

A.N:

$$M_{cr} = 1,132 \times \pi^2 \times \frac{21 \times 10^6 \times 142,31}{783^2} \times \sqrt{\frac{12,99 \times 10^{-3}}{142,31} + \frac{8,1 \times 10^6 \times 783^2 \times 6,98}{21 \times 10^6 \times \pi^2 \times 142,31}}$$

$$M_{cr} = 1866947,613 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 220,6 \times 235 \cdot 10^2}{1866947,613}} = 1,67 > 0,04.$$

Il est nécessaire de vérifier le déversement.

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (1,67 - 0,2) + 1,67^2] = 2,04$$

$$\chi = \frac{1}{(2,04 + \sqrt{2,04^2 - 1,67^2})} = 0,31 < 1$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,31 \times 1 \times 220,6 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 14,61 \text{ KN.m} < M_{sd,y} = 28,2 \text{ KN.m.}$$

Condition non vérifiée.

$$\text{IPE220 : } \begin{cases} I_z = 204,81 \text{ cm}^4 \\ I_w = 22,67 \times 10^{-3} \text{ cm}^6 \\ I_t = 9,07 \text{ cm}^4 \\ W_{pl,y} = 285,4 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

$$M_{cr} = 1,132 \times \pi^2 \times \frac{21 \times 10^6 \times 204,81}{783^2} \times \sqrt{\frac{22,67 \times 10^{-3}}{204,81} + \frac{8,1 \times 10^6 \times 783^2 \times 9,07}{21 \times 10^6 \times \pi^2 \times 204,81}}$$

$$M_{cr} = 2553088,911 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 285,4 \times 235 \cdot 10^2}{2553088,911}} = 1,62$$

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (1,62 - 0,2) + 1,62^2] = 1,96$$

$$\chi = \frac{1}{(1,96 + \sqrt{1,96^2 - 1,62^2})} = 0,33 < 1$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,33 \times 1 \times 285,4 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 20,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,y} = [1,35(0,46 + 0,262) + 1,5(-3,081)] \cos(5,71^\circ) \times \frac{7,83^2}{8} = 27,81 \text{ KN.m}$$

On constate que : $M_{sd,y} > M_{b,Rd}$

Condition non vérifiée.

$$\text{IPE240 : } \begin{cases} I_z = 238,58 \text{ cm}^4 \\ I_w = 37,39 \times 10^{-3} \text{ cm}^6 \\ I_t = 12,88 \text{ cm}^4 \\ W_{pl,y} = 366,6 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

$$M_{cr} = 1,132 \times \pi^2 \times \frac{21 \times 10^6 \times 238,58}{783^2} \times \sqrt{\frac{37,39 \times 10^{-3}}{238,58} + \frac{8,1 \times 10^6 \times 783^2 \times 12,88}{21 \times 10^6 \times \pi^2 \times 238,58}}$$

$$M_{cr} = 3283411,039 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 366,6 \times 235 \cdot 10^2}{3283411,039}} = 1,6$$

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (1,6 - 0,2) + 1,6^2] = 1,9$$

$$\chi = \frac{1}{(1,9 + \sqrt{1,9^2 - 1,6^2})} = 0,35$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,35 \times 1 \times 366,6 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 27,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,y} = [1,35(0,46 + 0,307) + 1,5(-3,081)] \cos(5,71^\circ) \times \frac{7,83^2}{8} = 27,3 \text{ KN.m}$$

On constate que : $M_{sd,y} < M_{b,Rd}$

Condition vérifiée.

Pas de risque de déversement.

Conclusion : IPE 240 résiste aux différentes sollicitations appliquées.

Nombre de pannes :

$$n = n_0 + 1$$

n_0 : nombre d'espacement

$$n_0 = L_x / l = 30,15 / 1,5 = 20$$

$$n = 20 + 1 = 21.$$

Donc il ya 21 pannes.

IV.1.4 Prédimensionnement des liernes :

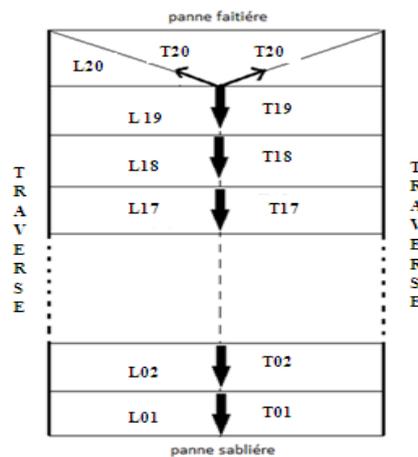


Figure IV.7: Effort de traction dans les tronçons de lierne.

Réaction de la panne sur la lierne la plus sollicitée R :

$$R = 1,25 \times q_y \times l_y \tag{15}$$

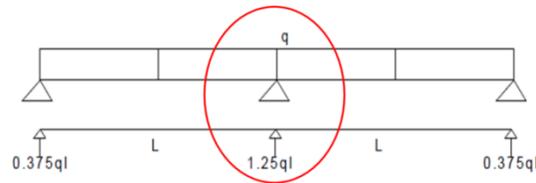


Figure IV.8 : Réaction d'appui considéré.

Sollicitation la plus défavorable :

$$q_{max} = 1,35 G + 1,5V = 1,35(0,46 + 0,307) + 1,5(-3,081) = -3,59 \text{ KN/ml.}$$

$$q_y = 3,59 \sin(5,71^\circ) = 0,36 \text{ KN/ml.}$$

$$R = 1,25 \times 0,36 \times 3,915 = 0,68 \text{ KN.}$$

Tableau IV.3: Calcul de l'effort de traction T.

$T_1 = R/2$	0,88 KN	$T_{11} = T_{10} + R$	18,48 KN
$T_2 = T_1 + R$	2,64 KN	$T_{12} = T_{11} + R$	20,24 KN
$T_3 = T_2 + R$	4,4 KN	$T_{13} = T_{12} + R$	22 KN
$T_4 = T_3 + R$	6,16 KN	$T_{14} = T_{13} + R$	23,76 KN
$T_5 = T_4 + R$	7,92 KN	$T_{15} = T_{14} + R$	25,52 KN
$T_6 = T_5 + R$	9,68 KN	$T_{16} = T_{15} + R$	27,28 KN
$T_7 = T_6 + R$	11,44 KN	$T_{17} = T_{16} + R$	29,04 KN
$T_8 = T_7 + R$	13,2 KN	$T_{18} = T_{17} + R$	30,8 KN
$T_9 = T_8 + R$	14,96 KN	$T_{19} = T_{18} + R$	32,56 KN
$T_{10} = T_9 + R$	16,72 KN	$T_{19} = 2T_{20} \cdot \cos\theta \Rightarrow T_{20} = T_{19}/2 \cos\theta$	17,43 KN

T : effort de traction.

L'effort de traction maximale vaut : $T_{19} = 32,56 \text{ KN}$

$$N_{sd} \leq N_{t, Rd}; N_{t, Rd} = N_{pl, Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd}}{f_y} \gamma_{M0}$$

$$A.N : A \geq \frac{32,56 \times 10^3}{235} \times 1,1 = 152,41 \text{ mm}^2. \Rightarrow D = 13,93 \text{ mm}$$

Conclusion : On choisit un tube rond laminé à froid ayant un diamètre extérieur $D = 26,9 \text{ mm}$ et une épaisseur $t = 2,5 \text{ mm}$.

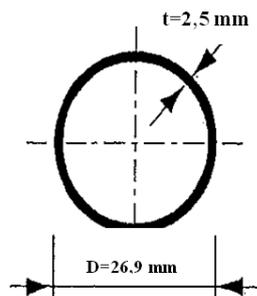


Figure IV.9 : Caractéristiques géométriques du profil choisi.

N.B: θ est calculée comme suit: $\theta = \tan^{-1}\left(\frac{1}{l_y/2}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1.5}{3,915}\right) = 20.96^\circ$

IV.1.5 Dimensionnement d'échantignolle :

L'attache panne-traverse est réalisée à l'aide d'échantignolle soudée sur la traverse et boulonnée avec la panne. L'échantignolle est sollicitée par un moment de renversement.

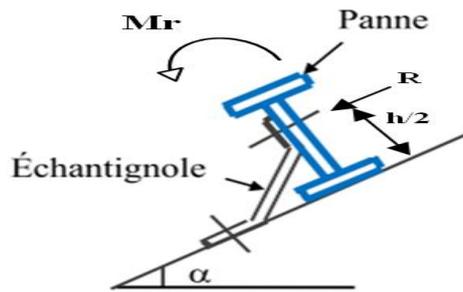


Figure IV.10 : Schéma statique d'une échantignolle.

$$M_r = R \times h/2 ;$$

Avec :

$R = 0,375 \times q_y \times l_y$ (réaction maximale des appuis de rive de la panne dans le plan Y-Y)

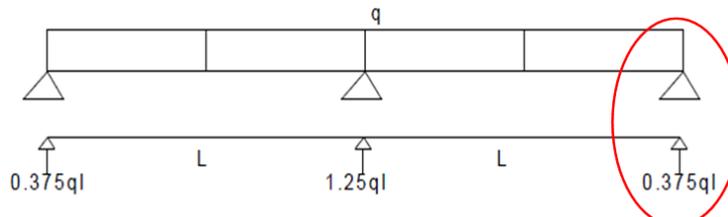


Figure IV.11 : Réaction d'appui considéré (plan Y-Y).

$$R = 0,375 \times 0,36 \times 3,915 = 0,53 \text{ KN.}$$

$$M_r = 0,53 \times 0,24/2 = 0,064 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{M_r}{w} \leq f_y ; \text{ Avec : } w = \frac{I}{V} = \frac{e^3 \times l}{12} \times \frac{2}{e}$$

$$\text{Donc on obtient : } \frac{M_r \times 6}{l \times e^2} \leq f_y \Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{M_r \times 6}{l \times f_y}}$$

A.N :

On prend une pièce de largeur $l = 15 \text{ cm}$.

$$e \geq \sqrt{\frac{0,064 \times 10^{-3} \times 6}{0,15 \times 235}} = 0,0034 \text{m}$$

Conclusion : On choisit une échantignolle ayant une épaisseur $e=6\text{mm}$.

Chapitre V :

Etude sismique

Chapitre V : Etude sismique

V.1 Critères de classification :

D'après la carte de zonage sismique du territoire national (**RPA99** version 2003) la wilaya de Tlemcen se situe dans la zone **I (faible sismicité)**.

On considère notre projet comme un ouvrage d'importance moyenne (**groupe 2**).

D'après le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, le site est classé en catégorie **S₂** (site ferme) en fonction des propriétés mécaniques des sols qui le composent.

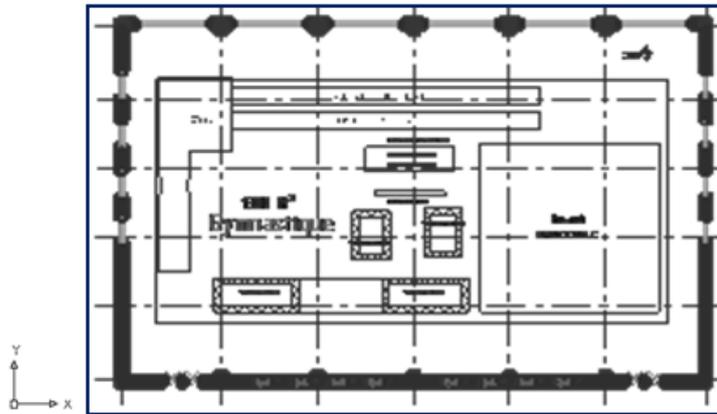


Figure V.1 : Plan de la construction étudiée.

V.2 Classification de l'ouvrage selon sa configuration :

V.2.1 Régularité en plan :

Ce bâtiment présente une configuration symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

Pour chaque direction ; la distance entre le centre de gravité et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Le rapport longueur/largeur de toiture est inférieur à 4 :

$$\frac{L}{l'} = \frac{46}{30.15} = 1,53 < 4$$

Les couvertures par panneaux Sandwich présente une rigidité suffisante vis-à-vis des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leurs plans.

Pas des ouvertures sur la toiture.

V.2.2 Régularité en élévation :

Le système de contreventement comporte des éléments porteurs verticaux continus (encastrement), dont la charge se transmet directement à la fondation.

Ce bâtiment contient un seul niveau (masse constante) et sans chargement brusque de la base au sommet.

Le rapport longueur/largeur de bâtiment n'excède pas 1,5 :

$$\frac{L}{l} = \frac{46}{30} \approx 1,5$$

Donc cet ouvrage est classé régulier (régularité en plan et en élévation) avec une hauteur totale de 12 m qui est inférieure à 65m en **zones I**.

Conclusion :

Le calcul sismique se fera par la méthode statique équivalente puisque notre bâtiment répond aux critères exigés par le **règlement parasismique algérien** (cf. chapitre III, § 3.5).

V.3 Principe de la méthode statique équivalente :

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{ADQ}{R} W \quad (16)$$

Direction X :

Facteur d'amplification moyen D :

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T. il est donné par la formule (4.2 ; **RPA99** version 2003)

$$\begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0S \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement, donné par la formule (4.3 ; **RPA99** version 2003)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad (18)$$

$\xi(\%)$: Pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de remplissage et de l'importance de remplissage.

A partir du tableau (4.3 ; **RPA99** version 2003), on prend $\xi = 5\%$ pour un remplissage dense en acier.

Pour $\xi = 5\% \Rightarrow \eta = 1 > 0,7$.

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 ; **RPA99** version 2003.

Site ferme (S_2) $\Rightarrow T_2 = 0.4$ s.

T : est la période fondamentale.

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir de la plus petite des deux valeurs données respectivement par les formules (4.6 et 4.7 ; **RPA99** version 2003).

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D}$$

La valeur du coefficient C_T :

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6 ; **RPA 99** version 2003).

$C_T = 0,05$; pour un portique autostable en acier avec remplissage en maçonnerie.

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ; h_N vaut 12 m.

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. D égale à 46m suivant la direction X.

$$\text{Donc : } T = 0,05(12)^{3/4} = 0,323 \text{ s.}$$

$$T = 0,09(12) / \sqrt{46} = 0,159 \text{ s.}$$

Alors : $T = \min [0,323 ; 0,159] = 0,159$ s.

Puisque : $T < T_2 \Rightarrow D = 2,5 \times 1 = 2,5$.

Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule 4.4 **RA99** version 2003 :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non ». Sa valeur est donnée au tableau 4.4 **RA99** version 2003

Tableau V.1 : Détermination de la pénalité à retenir selon le critère de qualité-sens X.

Critères	SENS X
Condition minimale des files porteuses	0
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
Contrôle de la qualité d'exécution	0.10

$$Q = 1,15.$$

Direction Y :

Facteur d'amplification D :

Pour $\xi = 5\% \Rightarrow \eta = 1 > 0,7$.

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D}$$

D est égale à 30m suivant la direction Y.

$$\text{Donc : } T = 0,05 (12)^{3/4} = 0,323 \text{ s.}$$

$$T = 0,09 (12) / \sqrt{30} = 0,2 \text{ s.}$$

Alors : $T = \min [0,323 ; 0,2] = 0,2 \text{ s.}$

Puisque : $T < T_2 \Rightarrow D = 2,5 \times 1 = 2,5$.

Facteur de qualité Q :

Tableau V.2 : Détermination de la pénalité à retenir selon le critère de qualité-sens Y.

Critères	SENS Y
----------	--------

Condition minimale des files porteuses	0
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
Contrôle de la qualité d'exécution	0.10

$$Q = 1,15.$$

Suivant les deux directions :

Coefficient de comportement global R :

Sa valeur unique est en fonction du système de contreventement tel que défini en tableau 4.3 RPA99 version 2003.

R= 4 pour un portique autostable ordinaire.

Coefficient d'accélération A :

Coefficient d'accélération de zone A, donné par le tableau 4.1 ; **RPA99** version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La zone I} \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0,08$$

Poids total de la structure W :

W : est le poids total de la structure, il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau i :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : La charge d'exploitation.

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 ; **RPA99** version 2003.

B =0,3 pour une salle de sport.

Le poids est calculé en utilisant le logiciel SAP 2000.

Le poids total de la structure vaut : W= 1583 KN.

D'où la force sismique globale agissant à la base vaut.

$$V = \frac{0,08 \times 2,5 \times 1,15}{4} \times 1583 = 102,52 \text{ KN.}$$

V.4 Méthode spectrale modale :

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.

L'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment ayant une structure régulière en plan.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

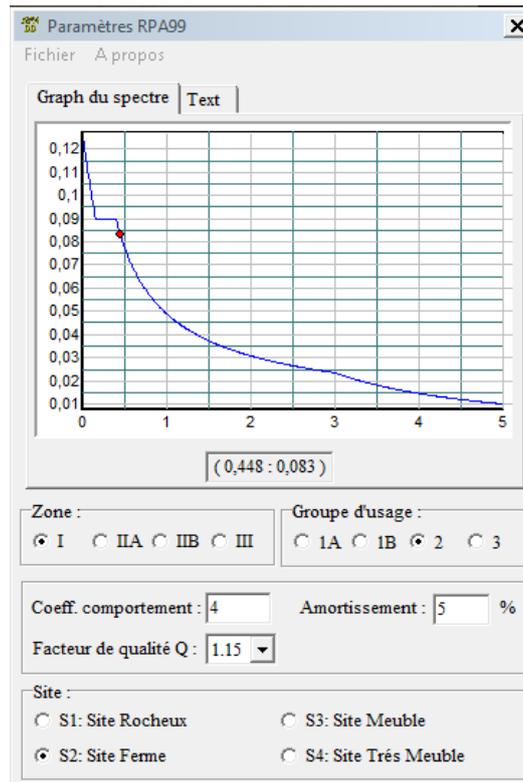


Figure V.2 : Spectre de réponse (les deux directions).

V.4.1 Nombre de modes à considérer :

Le nombre minimal de modes K à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0,20 \text{ s} \quad (22)$$

Tableau V.3 : Vérification des périodes.

Output Case	Step Type	Step Num	Period	Frequency	$T_K \leq 0,2 \text{ s}$
MODAL	Mode	1	0,120293	8,31303567	C.V
MODAL	Mode	2	0,118669	8,4268006	C.V
MODAL	Mode	3	0,111547	8,96483097	C.V
MODAL	Mode	4	0,092105	10,8571739	C.V
MODAL	Mode	5	0,072651	13,7644355	C.V
MODAL	Mode	6	0,071924	13,9035649	C.V
MODAL	Mode	7	0,0593838	16,8396095	C.V
MODAL	Mode	8	0,052309	19,1171691	C.V

MODAL	Mode	9	0,050308	19,8775543	C.V
MODAL	Mode	10	0,049202	20,3243771	C.V
MODAL	Mode	11	0,048189	20,7516238	C.V
MODAL	Mode	12	0,044819	22,3119659	C.V

A partir des résultats résumés dans le tableau ci-dessus, on conclue que :

$T_{SAP} < T + 0,3T$ dans les deux directions.

V.4.2 Résultante des forces sismiques de calcul :

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

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats calculés sur 12 modes propres de vibration sont comme suit :

X-X: $V_t = 206,13$ KN.

Y-Y : $V_t = 164,73$ KN.

Tableau V.4 : Vérification de la force sismique à la base.

Plan	V_t (KN)	V (KN)	$0,8V$ (KN)	$V_t \geq 0,8V$
X-X	206,13	102,52	82,02	C.V
Y-Y	164,73	102,52	82,02	C.V

V.4.3 Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit doit être :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \leq 0,01H \text{ (formule 4.19 ; RA99)} \quad (23)$$

H : la plus grande dimension de la structure.

Suivant la direction X-X :

$$\delta_{ek} = 0,035m \Rightarrow \delta_k = 0,14m$$

$$H = 46m \Rightarrow 0,01H = 0,46m$$

Condition vérifiée.

Suivant la direction Y-Y :

$$\delta_{ek}=0,05m \Rightarrow \delta_k=0,2m$$

$$\delta_k=0,2m < 0,46m$$

Condition vérifiée.

D'où la condition de déplacement est vérifiée.

Chapitre VI :
Dimensionnement des éléments
structuraux

Chapitre VI : Dimensionnement des éléments structuraux

VI.1 Vérification des sections des poteaux :

Valeurs des efforts sollicitants :

$$N_{Sd} = 50.36 \text{ KN}$$

$$M_{Sd} = 22.61 \text{ KN.m}$$

Classe de la section transversale :

Classification de la semelle :

$$C_f/t_f = [0,5 (b-t_w)-r]/t_f \leq 9 \epsilon, \text{ pour S235} \Rightarrow \epsilon = 1$$

$$C_f/t_f = [0,5(206-15)-18]/25 = 3,1 < 9.$$

D'où : la semelle est de classe 1.

Classification de l'âme comprimée :

$$d/t_w = [h-2(t_f+r)]/t_w \leq 33 \epsilon$$

$$[220-2(25+18)]/15 = 159/5,6 = 28,3 < 33$$

D'où : l'âme est de classe 1.

Donc la section est de classe 1.

Condition de résistance

$$\left(\frac{M_{Sd}}{M_{Pl,Rd}} \right)^1 + \left(\frac{N_{Sd}}{N_{Pl,Rd}} \right)^2 \leq 1 \quad (24)$$

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

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

A.N :

$$M_{Pl,Rd} = 1135 \times \frac{235}{1,1} \times 10^{-3} = 242,48 \text{ KN.m}$$

$$N_{Pl,Rd} = 131,3 \times \frac{235}{1,1} \times 10^{-3} = 2805,05 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{22,61}{242,48} \right)^1 + \left(\frac{50,36}{2805,05} \right)^2 = 0,09 \leq 1$$

Condition vérifiée.

Vérification à la résistance au flambement :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \Rightarrow \text{(Formule 5.48; CCM97)}$$

$$\beta_A = 1.$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_A} \cdot \lambda_1 = 93,9 \epsilon$$

L'élançment λ est calculé suivant les caractéristiques géométriques de la section brute :

$$h/b=220/206=1,07 < 1,2$$

$$t_f=25\text{mm} < 40\text{mm}$$

$$(Y-Y) : \text{courbe a} \Rightarrow \alpha=0,21$$

$$(Z-Z) : \text{courbe a} \Rightarrow \alpha=0,34$$

Y-Y :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,5 \times 900}{9} = 50 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \left[\frac{50}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 0,53$$

Z-Z :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,5 \times 900}{5,27} = 85,39 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \left[\frac{85,39}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 0,91$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = 0,91$$

$$\chi = 0,65 \text{ (Figure 5.49; CCM97)}$$

$$D'où N_{b,Rd} = \frac{0,65 \times 1 \times 131,3 \times 235}{1,1} = 1823,28 \text{ KN} > N_{sd} = 50,36 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

VI.2 Vérification des sections des traverses :

Justification de la membrure supérieure et inférieure :

On adopte un IPE200 laminé à chaud pour les membrures supérieures et les membrures inférieures.

Valeurs des efforts sollicitants :

$$N_{sd} = 40,63 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 16,03 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 17,21 \text{ KN}$$

Classification de la section transversale :

Classification de la semelle :

$$c_f/t_f = [0,5 (b-t_w) - r]/t_f \leq 9 \epsilon, \text{ pour S235} \Rightarrow \epsilon = 1$$

$$[0,5(100-5,6)-12]/8,5 = 4,14 < 9, \text{ d'où : la semelle est de classe 1.}$$

Classification de l'âme fléchie :

$$d/t_w = [h-2(t_f+r)]/t_w \leq 72 \epsilon$$

$$[200-2(8,5+12)]/5,6 = 159/5,6 = 28,39 < 72$$

D'où : l'âme est de classe 1.

Donc la section est de classe 1.

Condition de résistance :

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{Pl,Rd} = A_v \times (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} ; A_v = A - (2b \cdot t_f) + (t_w + 2r) \cdot t_f$$

A.N :

$$A_v = 28,5 - (2 \cdot 10 \cdot 0,85) + (0,56 + 2 \cdot 1,2) \cdot 0,85$$

$$A_v = 14,016 \text{ cm}^2.$$

$$V_{Pl,Rd} = 14,016 \times (2350 / \sqrt{3}) / 1,1$$

$$V_{Pl,Rd} = 172,88 \text{ KN.}$$

$$D'où : V_{Sd} = 17,21 \text{ KN} < 0,5 V_{Pl,Rd} = 86,44 \text{ KN.}$$

Conclusion : l'effort tranchant n'est pas pris en considération dans la vérification de la condition de résistance.

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

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

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

A.N :

$$M_{Pl,Rd} = 220,6 \times \frac{235}{1,1} \times 10^{-3}$$

$$M_{Pl,Rd} = 47,13 \text{ KN.m}$$

$$N_{Pl,Rd} = 28,5 \times \frac{235}{1,1}$$

$$N_{Pl,Rd} = 608,87 \text{ KN.}$$

D'où :

$$\left(\frac{16,03}{47,13} \right)^1 + \left(\frac{40,63}{608,87} \right)^2 = 0,35 < 1$$

La condition de résistance est vérifiée.

Vérification de la flèche :

D'après les calculs effectués utilisant le logiciel **SAP 2000**, on trouve : $\delta = 0,105 \text{ m}$

$$\delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{29,34}{200} = 0,1467 \text{ m}$$

Donc : $\delta < \delta_{\max}$

D'où la condition de la flèche est vérifiée.

Vérification à la résistance au déversement :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}} \Rightarrow \text{Pas d'encastrement aux extrémités (Formule 5.48; CCM97)}$$

(25)

$$\text{Avec : } \begin{cases} \beta_w = 1 \\ \gamma_{M1} = 1,1 \end{cases}$$

$$\chi = \frac{1}{\left(\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_{LT}^2}\right)} \leq 1 \quad (\text{Formule 5.49; CCM97})$$

$$\phi = 0,5 \times \left[1 + \alpha(\overline{\lambda_{LT}} - 0,2) + \overline{\lambda_{LT}^2}\right] \quad ; \text{ Avec : } \alpha = 0,21$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right] \times \sqrt{\beta_w} \quad . \lambda_1 = 93,9\epsilon$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L \times \sqrt{\frac{w_{pL,Rd}^2}{I_z \times I_w}}}{\sqrt{C_1 \times \sqrt{1 + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w}}}} \quad \text{pas d'encastrement aux extrémités.}$$

$$\begin{cases} C_1 = 1,132 \\ I_z = 142,31 \text{ cm}^4 \\ I_w = 12,99 \times 10^{-3} \text{ cm}^6 \\ I_t = 6,98 \text{ cm}^4 \\ W_{pl,y} = 220,6 \text{ cm}^3 \\ G = 8,1 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 \end{cases}$$

A.N:

$$\lambda_{LT} = \frac{29,34 \times \sqrt{\frac{220,6^2}{12,99 \times 10^{-3} \times 142,31}}}{\sqrt{C_1 \times \sqrt{1 + \frac{29,34^2 \times 8,1 \times 10^6 \times 6,98}{\pi^2 \times 2,1 \times 10^6 \times 12,99 \times 10^{-3}}}}}$$

$$\lambda_{LT} = 98,36$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right] \times \sqrt{\beta_w} \quad .$$

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon$$

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon = 93,9$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \left[\frac{98,36}{93,9}\right] \times \sqrt{1}$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = 1,05$$

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (1,05 - 0,2) + 1,05^2] = 1,96$$

$$\chi = \frac{1}{\left(1,96 + \sqrt{1,96^2 - 1,05^2}\right)} = 0,4 < 1$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,4 \times 1 \times 220,6 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 18,85 \text{ KN.m} < M_{Sd,y} = 16,03 \text{ KN.m}$$

Conclusion : cette condition est vérifiée.

VI.3 Les montants :

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

Résistance plastique de calcul de la section brute :

$$N_{C,Rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \text{ (pour une section de classe 1),}$$

Avec un effort sollicitant : $N_{c,sd} = 117,23 \text{ KN}$

$$N_{C,Rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \times 10^{-1} = 262,77 \text{ KN} < N_{c,sd} = 117,23 \text{ KN.}$$

La condition est donc vérifiée.

Classe de la section transversale :

Ailes comprimées :

$$b = 80 \text{ mm}, C = b/2 = 40 \text{ mm } t = 8 \text{ mm}$$

$$C/t \leq 10\epsilon$$

$C/t = 40/8 < 10$; donc la section est de classe 1.

Vérification à la résistance au flambement :

$$h/b = 80/80 = 1 < 1,2$$

$$t_f = 8 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

(Y-Y) : courbe a $\Rightarrow \alpha = 0,21$

(Z-Z) : courbe b $\Rightarrow \alpha = 0,34$

Y-Y :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_z} = \frac{250}{2,43} = 102,88 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \left[\frac{102,88}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 1,1$$

Z-Z :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{250}{2,43} = 102,88 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \left[\frac{102,88}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 1,1$$

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

$\chi = 0,55$ (Figure 55.1; **CCM97**)

$$D'où N_{b,Rd} = \frac{0,55 \times 1 \times 12,3 \times 235}{1,1} = 144,53 \text{ KN} > N_{sd} = 117,23 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

VI.4 Les diagonales :

On choisit une cornière en **L100×100×10** et on vérifie sa résistance.

Classe de la section transversale :

Ailes comprimées :

$$b = 80 \text{ mm}, C = 100/2 = 50 \text{ mm } t = 10 \text{ mm}$$

$$C/t \leq 10\varepsilon$$

$$C/t = 50/10 = 5 < 10 ; \text{ donc la section est de classe 1.}$$

Vérification à la résistance au flambement :

$$h/b = 100/100 = 1 < 1,2$$

$$t_f = 10 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

$$(Y-Y) : \text{ courbe a } \Rightarrow \alpha = 0,21$$

$$(Z-Z) : \text{ courbe b } \Rightarrow \alpha = 0,34$$

Y-Y :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{243}{3,04} = 79,93$$

Z-Z :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_y} = \frac{243}{3,04} = 79,93 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \left[\frac{79,93}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 0,85$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = 0,85$$

$$\chi_{\min} = 0,7 \text{ (Figure 5.49; CCM97)}$$

$$D'où N_{b,Rd} = \frac{0,7 \times 1 \times 19,2 \times 235}{1,1} = 287,13 \text{ KN} > N_{sd} = 195,25 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

Résistance plastique de calcul de la section brute :

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

$$N_{sd} = 195,25 \text{ KN} \leq N_{pl,Rd} = 19,2 \times \frac{235}{1,1} = 410,18 \text{ KN.}$$

La condition est vérifiée.

Les éléments tendus :

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{net,Rd}; N_{u,Rd})$

Résistance plastique de calcul de section brute :

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

A.N :

$$N_{pl,Rd} = 19,2 \times \frac{235}{1,1} = 410,18 \text{ KN}$$

Résistance ultime de calcul de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times A_{net} \times \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

A.N :

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times 16,79 \times \frac{360}{1,25} = 435,2 \text{ KN}$$

Résistance plastique de calcul de section nette :

$$N_{\text{net,Rd}} = A_{\text{net}} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

A.N :

$$N_{\text{net,Rd}} = 16,79 \times \frac{235}{1,1} = 358,69 \text{ KN}$$

Alors ; $N_{\text{sd}} = 195,25 \text{ KN} \leq N_{\text{t,Rd}} = \min(410,18; 435,2; 358,69) = 358,69 \text{ KN}$

La condition est vérifiée.

VI.5 Justification des contreventements :

On choisit une cornière en **2L70 70 7** et on vérifie sa résistance

Classe de la section transversale :

Ailes comprimées :

$$b = 70 \text{ mm}, C = b/2 = 35 \text{ mm } t = 7 \text{ mm}$$

$$C/t \leq 10\epsilon$$

$C/t = 35/7 = 5 < 10$; donc la section est de classe 1.

Les éléments comprimés :

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

$$N_{\text{c,Sd}} = 187,58 \text{ KN.}$$

$$\text{Classe 1} \Rightarrow N_{\text{c,Rd}} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

A.N :

$$N_{\text{c,Sd}} 187,58 \text{ KN} < N_{\text{c,Rd}} = 9,4 \times \frac{235}{1,1} = 208,82 \text{ KN.}$$

La condition est vérifiée.

Vérification au flambement :

$$N_{\text{b,Rd}} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \Rightarrow \text{(Formule 5.48; CCM97)}$$

$$\beta_A = 1.$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_A} \cdot \lambda_1 = 93,9\epsilon$$

L'élanement λ est calculé suivant les caractéristiques géométriques de la section brute :

$$h/b = 70/70 = 1 < 1,2$$

$$t_f = 7 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

(Y-Y) : courbe a $\Rightarrow \alpha = 0,21$

(Z-Z) : courbe a $\Rightarrow \alpha = 0,34$

(Y-Y):

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,5 \times 542}{2,12} = 127,83 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \left[\frac{127,83}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 1,36$$

(Z-Z):

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,5 \times 542}{2,12} = 127,83 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \left[\frac{127,83}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 1,36$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = 1,36$$

$$\chi_{\min} = 0,45 \text{ (Figure 5.49; CCM97)}$$

$$D'où N_{b,Rd} = \frac{0,45 \times 1 \times 9,4 \times 235}{1,1} = 90,37 \text{ KN} > N_{sd} = 50,36 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

Les éléments tractés :

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

Résistance plastique de calcul de section brute :

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

A.N :

$$N_{Pl,Rd} = 9,4 \times \frac{235}{1,1} = 200,82 \text{ KN.}$$

Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations :

$$N_{net,Rd} = 0,9 \times A_{net} \times \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

A.N :

$$N_{net,Rd} = 0,9 \times 7,52 \times \frac{360}{1,25} = 194,92 \text{ KN.}$$

Résistance plastique de calcul de section nette :

$$N_{Pl,Rd} = A_{net} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

A.N :

$$N_{Pl,Rd} = 7,52 \times \frac{235}{1,1} = 160,65 \text{ KN.}$$

$$\text{donc : } N_{sd} = 50,36 \text{ KN} \leq N_{t,Rd} = \min(200,82; 194,92; 160,65) = 160,65 \text{ KN.}$$

La condition est vérifiée.

Chapitre VII :
Calcul d'assemblage

Chapitre VII : Calcul d'assemblage

VII.1 Attache : Poteau-traverse :

Efforts Sollicitants :

Les efforts maximaux à prendre en compte pour calculer l'assemblage.

$$N_{sd} = 41,59 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 27,06 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 17,22 \text{ KN.m}$$

Calcul de la soudure Poutre IPE 200 - Platine :

L'épaisseur t de la platine utilisée doit être : $18 \text{ mm} \leq t \leq 25 \text{ mm}$, et le cordon de la soudure a :

$$a_{\min} = 5 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = 0,7 t$$

On prend une platine d'épaisseur : $t = 20 \text{ mm} \Rightarrow a = 10 \text{ mm}$.

Soudure de la platine :

Soudure de la semelle tendue :

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} \leq R_s = \frac{0,7 \times a \sqrt{2} \times f_y \times L}{\gamma_{M1}} \quad (26)$$

A.N :

$$N_d = \frac{36,22}{0,2} + 41,59 = 222,69 \text{ KN} < R_s = \frac{0,7 \times 10 \sqrt{2} \times 200 \times 235}{1,1} 10^{-3} = 422,98 \text{ KN.}$$

Condition vérifiée.

Soudure de l'âme :

$$V_{sd} \leq R_s = \frac{0,7 \times a \sqrt{2} \times L \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad (27)$$

A.N :

$$V_{sd} = 27,06 \text{ KN} < R_s = \frac{0,7 \times 10 \sqrt{2} \times 318 \times 235}{1,1} 10^{-3} = 672,54 \text{ KN.}$$

La condition est vérifiée.

N.B :

Pour la semelle : $L = 2 * b$.

Pour l'âme: $L = 2 * (h - 2 * (t_f + r))$.

Choix de diamètre du boulon :

$$t \leq 10 \text{ mm} \quad \Rightarrow d = (12; 14) \text{ mm}$$

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

$$t > 25 \text{ mm} \quad \Rightarrow d = (24; 27; 30) \text{ mm}$$

Puisqu'on a une épaisseur $t = 20$ mm de la platine donc on prend des boulons de diamètre $\Phi = 20$ mm classe 8.8.

Détermination du nombre de boulons nécessaire :

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$F_{V.Sd} \leq F_{V.Rd}$$

Avec :

$$F_{V.Sd} = \frac{V_{Sd}}{n}$$

$$F_{V.Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M_b}}$$

A.N :

$$\frac{V_{Sd}}{n} \leq \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M_b}} \Rightarrow n \geq \frac{V_{Sd} \times \gamma_{M_b}}{0,6 \times f_{ub} \times A_s}$$

$$n \geq \frac{27,06 \times 10^3 \times 1,25}{0,6 \times 800 \times 245}$$

$$n \geq 0,29$$

On prend $n = 6$.

$$\text{Avec : } \begin{cases} n_1 = 3 \\ n_2 = 2 \end{cases}$$

n_1 : Le nombre des boulons de ranges ;

n_2 : Le nombre de file.

Disposition des boulons :

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

Pince longitudinale :

$$12t \geq e_1 \geq 1,2d_0 \Rightarrow 12 \times 20 \geq e_1 \geq 1,2 \times 22 \Rightarrow 240 \geq e_1 \geq 26,4$$

On prend $e_1=50$ mm

Pince transversale :

$$12t \geq e_2 \geq 1,5d_0 \Rightarrow 12 \times 20 \geq e_2 \geq 1,5 \times 22 \Rightarrow 240 \geq e_2 \geq 33$$

On prend $e_2=50$ mm

$$14t \geq p_1 \geq 2,2d_0 \Rightarrow 14 \times 20 \geq p_1 \geq 2,2 \times 22 \Rightarrow 280 \geq p_1 \geq 48,4$$

On prend $p_1=60$ mm

$$14t \geq p_2 \geq 3d_0 \Rightarrow 14 \times 20 \geq p_2 \geq 3 \times 22 \Rightarrow 280 \geq p_2 \geq 66$$

On prend $p_2=60$ mm

$$\text{Alors : } \begin{cases} d_1 = 30 \text{ mm} \\ d_2 = 90 \text{ mm} \\ d_3 = 150 \text{ mm} \end{cases}$$

Détermination des efforts dans les boulons :

Condition à vérifier: $N_i \leq n \times F_p$

Nous considérons uniquement les boulons tendus :

$$N_i \leq n \times F_p \quad \text{Avec : } \begin{cases} N_i = \frac{M_{Sd} \times d_i}{\sum d_i^2} \\ F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s \end{cases}$$

Avec $n = 2$ (nombre de boulons par rangés).

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons. $nF_p = 2 \times 0,7 \times 800 \times 245$

$nF_p = 24,4 \text{ KN}$

$$\begin{cases} d_1 = 30 \text{ mm} \\ d_2 = 90 \text{ mm} \\ d_3 = 150 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \sum d_i^2 = 30^2 + 90^2 + 150^2 = 31500 \text{ mm}^2$$

$$N_1 = \frac{17,22 \times 10^6 \times 30}{31500} \Rightarrow N_1 = 20,11 \text{ KN} < 24,4 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{17,22 \times 10^6 \times 90}{31500} \Rightarrow N_2 = 22,15 \text{ KN} < 24,4 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{17,22 \times 10^6 \times 150}{31500} \Rightarrow N_3 = 23,3 \text{ KN} < 24,4 \text{ KN}$$

Donc la condition est vérifiée.

Calcul des boulons sollicités en traction :

Les boulons d'assemblage du poteau avec la traverse sont soumis à un effort de traction $F_{t,Rd}$:

$$N_{Sd} \leq F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb} \quad (30)$$

$$N_{Sd} = 41,59 \text{ KN} < 0,9 \times 800 \times 245 / 1,5 = 117,6 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

$$V_{Sd} \leq F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb} \quad (31)$$

$$V_{Sd} = 27,06 \text{ KN} < 0,6 \times 800 \times 245 / 1,25 = 94,08 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

Vérification à la traction et au cisaillement :

$$\frac{V}{F_v} + \frac{N}{1,4F_t} \leq 1$$

$$\frac{27,06}{94,08} + \frac{41,59}{1,4 \times 117,6} = 0,54 \leq 1$$

La condition est vérifiée.

Vérification de la pression diamétrale :

$$V_{Sd} \leq F_b = 2,5\alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{Mb} \quad (33)$$

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

A.N :

$$\alpha = \min \left(\frac{50}{3 \times 22}; \frac{60}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{800}{360}; 1 \right)$$

$$\alpha = \min (0,76; 0,66; 2,22; 1) = 0,66$$

Donc :

$$F_b = 2,5 \times 0,66 \times 360 \times 20 \times 20 / 1,25$$

$$F_b = 190,08 \text{ KN.}$$

Alors on constate que :

$$V_{Sd} = 27,06 \text{ KN} < F_b = 190,08 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

VII.2 Assemblage des diagonales :

L'effort maximum à prendre en considération : $N_{sd} = 370,19 \text{ kN}$

On prend un gousset d'épaisseur de : $t = 8 \text{ mm}$.

$$\text{Pour : } t_{\max} \leq 17 \text{ mm} \Rightarrow \begin{cases} a_{\min} = 4 \text{ mm} \\ a_{\max} = 0,7t \end{cases}$$

A.N :

$$t = 8 \text{ mm} \Rightarrow 4 \leq a \leq 5,6$$

Donc on prend : $a = 5 \text{ mm}$.

Résistance ultime de la section de la gorge :

$$R_w = 0,5 \times f_u \times a \times l \quad (34)$$

Avec $l = 560 \text{ mm}$.

A.N :

$$R_w = 0,5 \times 360 \times 5 \times 560 = 504 \text{ KN.}$$

Condition vérifiée.

Résistance ultime de la section de contact :

$$R_s = 0,7 \times f_y \times S \times l; \text{ avec : } S = a\sqrt{2}$$

A.N :

$$R_s = 0,7 \times 235 \times 7,07 \times 560 = 651,29 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} \leq \min (R_w, R_s) / \gamma_r$$

$$N_{sd} = 370,19 < \min (504, 651,29) / 1,1$$

Condition est vérifiée.

N.B :

La longueur du cordon d'angle considéré est égale à : $l = 2 \times 230 + 100 = 560 \text{ mm}$

VII.3 Assemblage de contreventement :

L'effort maximum à prendre en considération : $N_{sd} = 368,14 \text{ kN}$

On prend un gousset d'épaisseur de : $t = 8 \text{ mm}$.

$$\text{Pour : } t_{\max} \leq 17 \text{ mm} \Rightarrow \begin{cases} a_{\min} = 4 \text{ mm} \\ a_{\max} = 0,7t \end{cases}$$

A.N :

$$t = 8 \text{ mm} \Rightarrow 4 \leq a \leq 5,6$$

Donc on prend : $a = 5 \text{ mm}$.

Résistance ultime de la section de la gorge :

$$R_w = 0,5 \times f_u \times a \times l$$

Avec $l = 580 \text{ mm}$.

A.N :

$$R_w = 0,5 \times 360 \times 5 \times 580 = 522 \text{ KN.}$$

Condition vérifiée.

Résistance ultime de la section de contact :

$$R_s = 0,7 \times f_y \times S \times l \quad (35)$$

Avec : $S = a\sqrt{2}$

A.N :

$$R_s = 0,7 \times 235 \times 7,07 \times 580 = 674,55 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} \leq \min (R_w, R_s) / \gamma_r$$

$$N_{sd} = 370,19 < \min (522, 674,55) / 1,1$$

Condition est vérifiée.

VII.4 Pieds de poteaux :

Dimensionnement de la plaque d'assise :

Les pieds de poteaux doivent comporter des plaques d'assises en acier appropriés afin de répartir les efforts de compression des poteaux sur une surface portante telle que la pression n'y dépasse pas la résistance de calcul f_j de la liaison mortier béton.

Cordons de soudure :Semelle : $a_s = 0,7 \times t_f$ Ame : $a_a = 0,7 \times t_w$ Pour un poteau **HEM200**, on trouve :Semelle : $a_s = 0,7 \times 15 = 10,5 \text{ mm} \Rightarrow$ on prend : $a_s = 14 \text{ mm}$.Ame : $a_a = 0,7 \times 15 = 10,5 \text{ mm} \Rightarrow$ on prend : $a_a = 14 \text{ mm}$.La plaque d'assise en acier de nuance (Fe 360) : $f_y = 235 \text{ N / mm}^2$ Fondation en béton de classe C25 / 30 : $f_{ck} = 25 \text{ N / mm}^2$ Résistance du béton à la compression : $f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c$ (formule C3 ; **CCM97**)Avec : $\alpha = 1$; $\gamma_c = 1,5$.

A.N :

 $f_{cd} = 1 \times 25 / 1,5 = 16,67 \text{ Mpa}$.**Résistance de calcul à l'écrasement :**

$$f_{j,d} = \alpha \times \beta_j f_{cd} \quad (36)$$

Avec : $\alpha = 1,5$; et $\beta_j = 2/3$ $f_{j,d} = f_{cd} = 16,67 \text{ Mpa}$.**VI.5.1.3 Estimation de l'aire de la platine :**

Déterminée comme suit :

$$A_{c0} = \max \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} ; \frac{1}{b \times h} \times \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 \right)$$

Avec : $N_{sd} = 375,96 \text{ KN}$. (SAP 2000)

$$A_{c0} \geq \max \left(\frac{375,96}{16,67} ; \frac{1}{206 \times 220} \times \left(\frac{375,96}{16,67} \right)^2 \right)$$

$$A_{c0} \geq \max (22525 ; 11224)$$

Les dimensions pour la platine sont estimées comme suit :

$$b_p > b + 2t_f = 206 + 2 \times 25 = 256 \text{ mm} \Rightarrow b_p = 270 \text{ mm}$$

$$h_p > h + 2t_f = 220 + 2 \times 25 = 270 \text{ mm} \Rightarrow h_p = 270 \text{ mm}$$

$$D'où : A_{c0} = 72900 \text{ mm}^2$$

Vérification de la résistance de plaque :

$$C = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4A_c}}{2A} \quad (37)$$

Avec: $A = 2$

$$A_c = \frac{0,5 \times N_{sd}}{f_{j,d}} \cdot (2b \cdot t_f + 4 \cdot t_f^2 + 0,5h \cdot t_f \cdot t_w)$$

$$B = -(b - t_w + h) = -(206 - 15 + 220) = -411 \text{ mm}$$

A.N :

$$A_c = 9000 \text{ mm}^2.$$

$$B = -(206 - 15 + 220) = -411 \text{ mm}.$$

$$C = 3,1 \text{ mm}.$$

Détermination d l'épaisseur minimale de la plaque d'assise

$$t_p \geq \frac{c}{\sqrt{f_y / (3 \cdot f_{jd} \times \gamma_m)}}$$

A.N :

$$t_p \geq \frac{3,2}{\sqrt{235 / (3 \times 16,67 \times 1,1)}} = 1,55 \text{ mm}.$$

Donc on prend une épaisseur $t = 20 \text{ mm}$.

VI.5.1.6 Calcul de largeur d'appui additionnel C :

$$\text{Pour } t = 20 \text{ mm} \Rightarrow C = t \sqrt{f_y / (3 \times f_{jd} \times \gamma_m)}$$

A.N :

$$C = 20 \sqrt{235 / (3 \cdot 16,67 \times 1,1)} = 41,3 \text{ mm} \Rightarrow C = 42 \text{ mm}.$$

Calcul de la section efficace A_{eff} :

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

On prend : $\beta_c = 50 \text{ mm}$.

$$A_{\text{eff}} = 4836339 \text{ mm}^2.$$

Calcul de la résistance à l'effort axial :

$$N_{sd} \leq N_{Rd} = A_{\text{eff}} \cdot f_{jd}$$

A.N :

$$N_{sd} = 375,96 \text{ KN} \leq N_{Rd} = 4836339 \times 16,67 = 80621,77 \text{ KN}.$$

Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = (c^2/2) \times N_{sd} / A_{\text{eff}} \leq M_{Rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6 \times \gamma_{M0}}$$

A.N :

$$M_{sd} = (42^2/2) \times 375,96 / 4836339 \leq M_{Rd} = \frac{20^2 \times 235}{6 \times 1,1}$$

$$M_{sd} = 68,56 \text{ KN} \leq M_{Rd} = 77,69 \text{ KN}.$$

Vérification de l'effort de cisaillement :

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd} = C_f \cdot N_{sd}$$

Avec : $C_f = 0,2$.

A.N :

$$V_{sd} = 111,72 \text{ KN} \leq F_{v,Rd} = 0,2 \times 375,96 = 75,19 \text{ KN}.$$

Conclusion :

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

Vérification de la tige d'ancrage :

$$N_a = 0,1 \times \left(1 + \frac{g_c}{1000}\right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \times (L_1 + 6,4r + L_2) \geq \frac{N}{4} \quad (38)$$

Avec : $N=401 \text{ KN}$ (effort de soulèvement calculé par SAP2000)

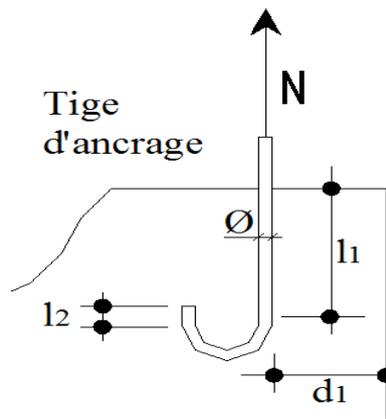


Figure VII.1 : Tige d'ancrage.

$$g_c = 350 \text{ kg/m}^3; d_1 = 70 \text{ cm}; r = 3 \phi; L_1 = 20 \phi; L_2 = 2 \phi.$$

$$(a) \Rightarrow 15,94 \phi^2 - 316,3 \phi - 10120,6 \geq 0$$

$$\phi = 22,78 \text{ mm}.$$

Conclusion : on choisit donc 4 tiges de $\phi = 30 \text{ mm}$

Condition d'équilibre :

$$\frac{N}{4} \leq F_a = \pi \times \tau_{su} \times \phi \times L_1. \text{ (BAEL)}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \phi^2 \times f_{t,j}$$

$\phi = 1$ pour les ronds lisses.

$$f_{t,j} = 0,6 + 0,06 f_{c,j} = 2,1 \text{ MPa}. (f_{c,j} = f_{c,28} = 25 \text{ MPa})$$

A.N :

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1^2 \times 2,1 = 1,26 \text{ Mpa}.$$

$$F_a = \pi \times 1,26 \times 30 \times 20 \times 30$$

$$F_a = 712,5 \text{ KN} > 100,25 \text{ KN}.$$

La condition est vérifiée.

Résistance des tiges d'ancrage au cisaillement :

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd} = F_{f,rd} + N_b \times F_{vb,rd}$$

$$F_{f,rd} = 0,2 N_{sd}$$

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

$$A_S = 561 \text{ mm}^2 \Rightarrow \varnothing = 30 \text{ mm.}$$

$$\alpha_{cb} = 0,44 - 0,0003 f_{yb} ; \text{ avec : } 235 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ Mpa. } N_b = 4 \text{ tiges.}$$

$$V_{sd} = 98,73 \text{ KN.}$$

A.N :

$$F_{vb,rd} = \frac{0,37 \times 400 \times 561}{1,25} = 66,42 \text{ KN} ; F_{f,rd} = 0,2 \times 401 = 80,2 \text{ KN.}$$

$$F_{v,Rd} = 66,42 + 4 \times 80,2 = 387,22 \text{ KN} > V_{sd} = 98,73 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

Chapitre VIII :

Etude de fondation

Chapitre VIII : Etude de fondation

VIII.1 Introduction :

Les éléments de la fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...).

Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols relève de disciplines et de techniques.

Les questions abordées dans ce chapitre ne concernent que la détermination des dimensions des éléments de la fondation en tant qu'éléments de béton armé.

Choix des fondations :

Un certain nombre des problèmes se pose, lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol. Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation.

Donc sont calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges.
- Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du sol est de 0.2MPa)

VIII.2 Etude des semelles :

Dans ce type de semelle on doit faire l'étude de 3 cas :

- Semelle de coin
- Semelle intermédiaire
- Semelle central

Tableau VIII.1 : Valeur des efforts donnés par le SAP2000.

		N_{sd} (KN)	M_{sd} (KN.m)
Semelle d'angle	ELU	99,45	4,27
	ELS	68,98	2,91
Semelle intermédiaire	ELU	259,12	1,905
	ELS	178,022	1,30
Semelle centrale	ELU	277,58	0,145
	ELS	190,99	0,24

Dimensionnement des semelles :

Le dimensionnement se fait à l'état limite de service (ELS).

On adopte des semelles carrées ou A=B (la longueur et la largeur sont identiques).

$$\frac{N_s}{A \times B} \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad (39)$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow \begin{cases} A = \frac{a}{b} * B \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} * \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}} \\ B = \frac{b}{a} * A \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a}{b} * \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}} \end{cases}$$

Vu qu'on a affaire à des semelles carrées, on obtient :

$$A = B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}}$$

Pour calculer la hauteur de la semelle on utilise les formules ci-après :

$$d_i \geq \frac{B - b}{4} \quad (42)$$

$$d_s \leq A - a$$

di : distance de l'entre axe des aciers supérieur de la semelle jusqu'au début de l'avant poteau.

ds : distance de l'entre axe des aciers inférieur de la semelle jusqu'au début de l'avant poteau

$$h = d + 5$$

h : hauteur d la semelle.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.2 : Dimension des semelles.

	A=B (cm)	d (cm)	h (cm)
Semelle d'angle	80	25	30
Semelle Intermédiaire	100	25	30
Semelle Centrale	150	30	35

Vérification de la stabilité au renversement :

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaire et des forces sismiques reste à l'intérieure de la moitié centrale de la base des éléments de fondations résistant au renversement.

$$\begin{cases} e_o = \frac{M_{scl}}{N_{scl}} \leq \frac{A}{6} \\ e_o = \frac{M_{scl}}{N_{scl}} \leq \frac{B}{6} \end{cases} \quad (43)$$

Vérification de la résistance:

On doit vérifier la contrainte du sol qui est en fonction de l'effort normal sollicitant et les dimensions de la semelle :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B} \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \leq \overline{\sigma}_{sol} \quad (44)$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.3 : Résultats des vérifications.

	σ_{sol} (KN/m ²)	$\overline{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	e_0 (m)	A/6 ; B/6 (m)
Semelle d'angle	141,732	200	0,042	0,13
Semelle Intermédiaire	185,5	200	0,007	0,16
Semelle Centrale	85,22	200	0,001	0,25

Ferraillage des semelles :

$$\begin{cases} A_x = N_{sd} \left(1 + \frac{3e}{A}\right) \left(\frac{A - a}{8,0,9.h.fe/\gamma_s}\right) \\ A_y = N_{sd} \left(1 + \frac{3e}{B}\right) \left(\frac{B - b}{8,0,9.h.fe/\gamma_s}\right) \end{cases} \quad (45)$$

ELU :

Tableau VIII.4 : Résultats du ferraillage de la semelle à ELU.

	N_{sd} (KN)	(a, b)(cm)	f_e/γ_s (MPa)	A (cm ²)
Semelle d'angle	99,45	30×30	348	6T12
Semelle Intermédiaire	259,12	30×30	348	7T12
Semelle Centrale	277,58	35×35	348	10T12

ELS :

Tableau VIII.5 : Résultats du ferraillage de la semelle à ELS.

	N_{sd} (KN)	(a, b)(cm)	f_e/γ_s (MPa)	A (cm ²)
Semelle d'angle	68,98	30×30	348	5T12
Semelle Intermédiaire	178,022	30×30	348	6T12
Semelle Centrale	190,99	35×35	348	7T12

Détermination de la hauteur du patin e :

$$e \geq \max (6 \varnothing + 6\text{cm} , 15 \text{ cm} , 12 \varnothing + 6\text{cm})$$

$$e \geq \max (7,2\text{cm}; 15\text{cm}; 14,4\text{cm})$$

On prend e=20cm.

Calcul des ancrages :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s} \quad \text{avec } \bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \psi_s = 1,5 & \text{pour (HA)} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa} \end{cases}$$

On trouve $l_s = 42,33$ cm.

Espacement des cadres :

$$S = \min (20\text{cm}; 15 \varphi) \quad (48)$$

$$S = \min (20\text{cm}; 15 \times 1,2) = 18\text{cm}.$$

Donc: $S = 18\text{cm}$

VIII.3 Dimensionnement des longrines :

Les longrines sont des éléments d'infrastructure, qui ont pour rôle de relier les semelles. Elle son sollicitées par un effort de traction estimé à l'effort normal.

Selon le **RPA99 version 2003** Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- 25 cm x 30 cm : sites de catégorie S_2 et S_3
- 30 cm x 30 cm : site de catégorie S_4

La solidarisation par longrines ou dispositif équivalent est toujours exigée **sauf** dans le cas de semelles ancrées (coulées en pleine fouille) dans un sol rocheux sain, non fracturé (sites de catégorie S_1) et dans le cas **d'un site de catégorie S_2 en zone I**.

Dans le cas de structures légères (type hangar), les longrines peuvent être remplacées par le dallage travaillant en tirant ou en butons dans le sens transversal.

Chapitre IX :
Protection de la structure

Chapitre IX : Protection de la structure

IX.1 Protection contre la corrosion :

C'est un phénomène électrochimique qui entraîne la formation d'oxyde (rouille). Dans le cas de l'acier ordinaire non protégé, la rouille est une matière pulvérulente, sans résistance mécanique et poreuse, ce qui permet la progression du phénomène à l'intérieur de la pièce et sa dégradation progressive.

IX.1.1 Les revêtements métalliques :

Quelle que soit la manière dont on forme le revêtement de zinc ou d'aluminium sur la surface d'acier, son pouvoir protecteur contre la corrosion s'exerce avec la même efficacité ; il est avant tout fonction de l'épaisseur de métal déposée.

La galvanisation ou l'aluminiage au trempé :

Les objets sont immergés dans un bain de zinc ou d'aluminium en fusion et sont recouverts d'une masse de métal protecteur.

La galvanisation ou l'aluminiage en continu :

Les produits sidérurgiques recouverts sont essentiellement les tôles minces et moyennes. Elles sont livrées à l'état de bobines ou de feuilles. La tôle d'acier galvanisée est utilisée en particulier pour les éléments de couverture, de bardage ou de façade, de plancher, etc.

La métallisation au pistolet :

Cette technique consiste à projeter sur les surfaces d'acier, préalablement préparées, du zinc ou de l'aluminium en fusion au moyen d'un pistolet métalliseur.

IX.1.2 Peintures :

Les peintures n'ont pas qu'un rôle de décoration. Elles jouent aussi un rôle de revêtement protecteur. Cette protection est assurée soit par l'isolation de l'acier par rapport au milieu corrosif (de l'humidité et de l'oxygène), soit par une réaction électrochimique déclenchée par les pigments ou leurs produits de réaction avec l'acier.

Les tôles prélaquées et plastifiées :

Il existe un grand choix de tôles minces (0,4 à 1,5 mm d'épaisseur) recouvertes de peinture en continu cuite au four, appelées tôles prélaquées ou prépeintes.

La peinture est appliquée sur une tôle déjà galvanisée et comporte un primaire et une couche de finition. Ces tôles peuvent être « plastifiées » quand elles sont recouvertes d'une feuille de matière plastique, ce procédé dit : « skin-plate ».

La résistance à la corrosion des tôles prélaquées est supérieure à celle des tôles galvanisées. Le choix du revêtement qu'elles reçoivent dépend du milieu dans lequel elles seront exposées.

IX.1.3 Les aciers inoxydables :

L'acier inoxydable est un alliage d'acier contenant au minimum 10,5 % de chrome et moins de 1,2 % de carbone. Sa résistance à la corrosion est obtenue grâce à la réaction du chrome à l'oxygène qui crée en surface une très fine couche passive autoprotectrice. Cette

résistance à la corrosion peut être encore améliorée par l'addition de composants tels que le nickel, le molybdène, le titane, etc.

L'acier inoxydable s'utilise sous forme de tôle en couverture, en façade, etc. Il s'utilise sous forme de tubes pour les structures et les canalisations ou de fils pour les câbles.

IX.2 Protection contre l'incendie:

L'acier est un matériau incombustible mais bon conducteur de la chaleur. Lorsqu'un élément de structure en acier est soumis à un incendie, sa température s'accroît, et ses propriétés mécaniques se réduisent comme pour tout autre matériau. La capacité portante de l'élément diminue par conséquent et sa déformation augmente. Si la déformation est trop importante, il peut y avoir effondrement.

La stabilité au feu d'un élément n'est plus assurée quand, sous l'effet de l'élévation de température, sa résistance mécanique diminue jusqu'au niveau de contraintes auxquelles il est soumis. On atteint à cet instant la température critique, comprise entre 450 °C et 800 °C, qui dépend de plusieurs paramètres : nuance de l'acier, type de profil, conditions de liaisons et de chargement, et facteur de massivité (rapport de la surface exposée au flux thermique au volume par unité de longueur). Plus ce facteur est élevé plus l'échauffement est rapide.



Figure IX.1: Stabilité au feu.

IX.3 Protection de la structure :

Les dispositifs de protection incendie sont donc prévus pour ralentir l'élévation de température des éléments structurels. Soit on éloigne la structure de la source de chaleur en plaçant la structure à l'extérieur du bâtiment, soit on met en place une protection thermique entre l'acier et le feu pour prolonger la durée de stabilité des structures quand cela est nécessaire. La protection présente cependant l'inconvénient d'être onéreuse, d'alourdir la structure et de diminuer les qualités esthétiques et/ou architecturales des matériaux.

IX.4 Mode de protection :

La peinture intumescente :

Ce produit se présente sous l'aspect d'un film de peinture de 0,5 mm à 4 mm d'épaisseur. Chauffé entre 100° et 200 °C, il gonfle et se transforme en mousse à l'aspect meringué dont l'épaisseur peut atteindre 30 à 40 mm. Il provoque alors une isolation thermique des structures.

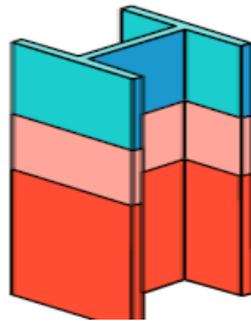


Figure IX.2: Protection par peinture intumescente.

Les produits en plaque :

Les produits en plaque forment un caisson isolant autour du profil métallique.

Ils sont généralement fabriqués à base de fibres minérales ou de plâtre, vermiculite, ou composants silico-calcaires (plaques de forte densité).

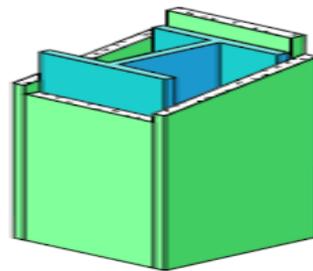


Figure IX.3: Protection par produits en plaque.

Construction mixte :

Elle a l'avantage de ne mettre en œuvre que des matériaux traditionnels (l'acier et le béton) et d'offrir une résistance au feu intégrée, non dégradable.

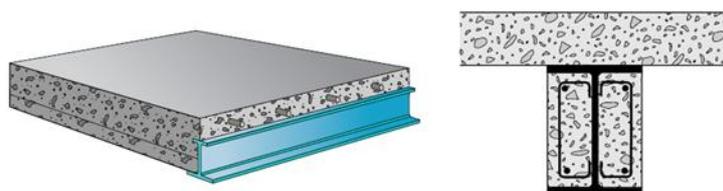


Figure IX.4: Les éléments mixtes acier-béton.

Conclusion :

En conclusion, il paraît évident de dire que ce projet de fin d'études constitue une étape particulièrement riche de mon apprentissage.

L'étude effectuée s'articule essentiellement autour de notes de calculs relatives au dimensionnement des différents éléments de la charpente métallique.

L'utilisation des logiciels de calcul, outils devenus indispensables pour l'étude des ouvrages en acier. Grâce au logiciel **SAP 2000**, On a effectué des dimensionnements et des calculs de différents éléments de la structure porteuse. C'est un logiciel performant, facile à utiliser.

Grâce à ce travail, on a pu familiariser avec les outils informatiques tels que le logiciel **SAP2000**, et savoir utiliser les règlements algériens de construction en charpente métallique.

Nous espérons avoir été à la hauteur de nos modestes prétentions et que cet humble travail servira comme point de départ à d'autres travaux qui pourront l'enrichir, l'améliorer et le compléter.

Bibliographie

Ouvrages et articles :

Archambault, Guy et Thomas, Loïc – *Sécurité incendie* – Éditions Otua, coll. « Mémentos acier », La Défense, 2002.

"Charpente." Microsoft® Encarta® 2009 [DVD]. Microsoft Corporation, 2008.

Daussy, Robert – *Guide pratique de charpente métallique* – Éditions Eyrolles, Paris, 1993

Hirt, Manfred A. et Crisinel, Michel – *Charpentes métalliques : Conception et dimensionnement des halles et bâtiments* – Traité de Génie Civil, vol. 11, Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, 2001.

Le petit LAROUSSE, 1998

L.Hugues, *Domaines d'utilisation et spécificités de calcul des profils minces formés à froid dans le bâtiment*, 2001, Mémoire de fin d'année, Bibliothèque de Gramme.

M. Landowski, B. Lemoine. *concevoir et construire en acier*. Arcelor, Luxembourg, 2005.

René Vittone. *Bâtir : Manuel de construction*. Presses polytechniques et universitaire romandes. 2010.

Traite De Génie Civil De L'école polytechnique Fédérale De Lausanne Volume 10 :
MANFRED.A, HIRT ROFT BEZ 1994.

Vogt, J. B. (2000). Principes fondamentaux du comportement cyclique et de l'endommagement par fatigue des matériaux métalliques. Endommagement par fatigue des installations nucléaires, Paris.

Règlements et textes normatifs :

D.T.R B.C 2-2 Charges permanentes et charges d'exploitation.

D.TR B.C 2-4.4 CCMA97-Règles Structures acier.

D.T.R C 2-4.7 RNV99- Règlement neige et vent.

D.T.R B.C 2-4.8 RPA99 version 2003-Règlement parasismique algérien.

Sites web :

<http://www.scribd.com>.

<http://www.wikipédia.org>.