

N° Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2022

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE D'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ de Bouira



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Présenté par :

Attaf ahcene

Belkacemi islem

En vue de l'obtention du diplôme de Master 2en :

Filière : Génie Civil

Spécialité : structure

Thème :

Conception et études d'un hangar en charpente métallique

Devant le jury composé de :

Mr Arbaoui ahcene
Mme Boumaiza M
Mme Rouabeh A

UAMOB / GENIE CIVIL Encadreur
UAMOB / GENIE CIVIL Examineur
UAMOB / GENIE CIVIL Examineur

Année Universitaire 2021/2022

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Ma chère mère et mon cher père Pour leur soutien

Et leur aide tout au long de mon parcours et

Je leur souhaite une longue vie.

Mon cher frère : Sofiane

Mes chères sœurs : Lynda, Lamia, Souhila, Samia et Nassima

Je leur souhaite le bonheur et la réussite.

Tous mes amis

Ahcene

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Ma chère mère et mon cher père Pour leur soutien

Et leur aide tout au long de mon parcours et

Je leur souhaite une longue vie.

Mon cher frère : Faouzi

Mes chères sœurs : Sarah, Lisa

Je leur souhaite le bonheur et la réussite.

Tous mes amis

Islem

Remerciements

Nous tenons en premier lieu à remercier vivement le bon dieu de nous avoir mis sur le bon chemin.

Nos vifs remerciements vont à nos très chers parents pour leurs efforts fournis et leurs conseils pendant tout nos cursus de formation.

Nous remercions notre promoteur M^r AHCENE ARBAOUI et tous nos enseignants de la faculté des Sciences et des Sciences Appliquées Département Génie civil pour leur aide durant toute cette période.

Nous remercions à la fin les membres de jury qui ont bien voulu examiner notre travail.

Sommaire

Dédicaces	
Remerciements	
Notations	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Résumé	
Introduction générale.....	1
Chapitre I: Généralités	
I.1. Introduction.....	3
I.1.1.Avantages.....	3
I.1.2.Inconvénients	3
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	3
I.3. Les données géométriques	4
I.4. Les données concernant le site.....	5
I.5.Règlements utilisé.....	6
I.6.Logiciels utilisés	7
I.7.Matériaux utilisé	7
I.7.1.Acier.....	7
I.7.2.Le béton	8
I.8.Les assemblages.....	9
I.8.1.Le boulonnage.....	9
I.8.2.Le soudage	9
I.9.Conception structurelle	9

Chapitre II: Evaluation des charges

II.1. Introduction.....	10
II.2.Charges Permanentes.....	10
II.3.Surcharges d'exploitation.....	10
II.4.Surcharges climatiques.....	10
II .4.1.Charge de la neige.....	10
II.4.1.1.But.....	10
II .4.1.2.Calcul des charges de neige.....	11
II .4.1.3.La charge de la neige sur le sol S_k	11
II .4.1.4.La Charge de neige sur la toiture.....	12
II .4.2.L'effet du vent.....	12
II .4.2.1.Données relatives au site.....	13
II .4.2.2.Coefficient dynamique C_d	14
II .4.2.3.Coefficient de rugosité(C_r).....	15
II .4.2.4.Intensité de turbulence $I_v(z)$	15
II .4.2.5.Coefficient d'exposition(C_e).....	16
II .4.2.6.Coefficient de pression extérieur C_{pe}	16
II .4.2.7.Vent sur le pignon.....	17
II .4.2.8.Vent sur le long-pan V_2 et V_4	20
II .4.2.9.Coefficient de pression intérieur C_{pi}	23
II .5.Calcul de la pression due au vent q_j	25
II .6.Calcul de la force de frottement:.....	26
II.7.Conclusion.....	26

Chapitre III: Dimensionnement des éléments secondaires

III.1. Introduction.....	28
III.2. Caractéristiques de la tôle de couverture:	28
III.3. Calcul des pannes de couverture:.....	29
III.3.1. Principe de calcul.....	29
III.3.2. Charges à prendre en considération	29
III.3.3. Espacement entre pannes	30
III.3.4. Combinaison des charges et actions	30
III.3.5. Dimensionnement des pannes.....	32
III.3.6. Classe du profilé	35
III.3.7. Vérification des contraintes	36
III.3.8. Résistance de la panne au déversement	37
III.3.9. Résistance au voilement par cisaillement	38
III.3.10. Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme.....	39
III.4. Calcul des liernes.....	40
III.4.1. Les efforts dans les liernes	40
III.4.2. Dimensionnement des liernes	41
III.5. Calcul de l'échantignolle	42
III.5.1. Dimensionnement de l'échantignolle	43
III.5.1.1. L'excentrement «t».....	43
III.5.1.2. Calcul du moment de renversement M_r	43
III.5.1.3. Module de résistance de l'échantignolle	44
III.5.1.4. Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle «e»	44
III.5.2. Boulon d'attache	44

III.5.3. Cordon de soudure	47
III.6. Calcul des lisses de bardage	48
III.6.1. Détermination des sollicitations	48
III.6.2. Espacement des lisses	49
III.6.3. Dimensionnement des lisses	49
III.6.4. Vérification de contraintes del' IPE200	51
III.6.5. Vérification de la flèche d'un IPE200	51
III.6.6. Calcul des attaches des lisses	52
III.7. Calcul des potelets	54
III.7.1. Dimensionnement des potelets	54
III.7.2. Classe du profilé	55
III.7.3. Vérification de la flèche	56
III.7.4. Vérification des contraintes	56
III.7.5. Résistance du potelet au flambement	57
III.7.6. Résistance au voilement par cisaillement	58
III.7.7. Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme	59
III.7.8. Résistance du potelet au déversement	59
III.8. Conclusion	61
 Chapitre IV: Etude sismique et analyse dynamique	
IV.1. Introduction	62
IV.2. Principe de la méthode:	62
IV.3. Déterminations des paramètres du spectre de réponse de calcul	62
IV.3.1. Coefficient d'accélération A	63
IV.3.2. Coefficient de comportement global de la structure R	63

IV.3.3. Le pourcentage d'amortissement critique ξ	63
IV.3.4. Facteur de correction d'amortissement η	63
IV.3.5. Périodes T1 et T2du site.....	63
IV.3.6. Facteur de qualité Q.....	63
IV.3.7. Spectre de réponse de calcul.....	64
IV.4. Analyse dynamique de la structure:.....	64
IV.5. Analyse modale.....	67
IV.6. Vérification De La Structure:.....	68
IV.6.1. Vérification de la période fondamentale de la structure.....	68
IV.6.2. Vérification de la force sismique à la base.....	69
IV.6.3. Vérification des déplacements.....	70
Chapitre V: Dimensionnement des éléments structuraux	
V.1. Introduction:.....	70
V.2. Justification des poteaux.....	70
V.2.1. Efforts sollicitant.....	70
V.2.2. Caractéristiques du profilé du poteau.....	72
V.2.3. Classe de la section transversale du poteau.....	72
V.2.4. Condition de résistance.....	73
V.2.5. Résistance aux instabilités ($M_{Sd}+N_{Sd}$).....	73
V.3. Justification des stabilités.....	75
V.3.1. Les éléments comprimés.....	75
V.3.2. Les éléments tendus.....	77
V.4. Justification des contreventements.....	77
V.4.1. Les éléments comprimés.....	77

V.4.2. Les éléments tendus	79
V.5. Justification Des Poutres Sablières	79
V.5.1. Caractéristiques du profilé de la poutre sablière.....	79
V.5.2. Efforts Sollicitant.....	79
V.5.3. Classe de la section transversale du profilé de la poutre sablière.....	80
V.5.4. Vérification de la flèche.....	80
V.5.5. Résistance de la poutre au déversement.....	80
V.6. Justification des fermes.....	82
V.6.1. Introduction.....	82
V.6.2. Justification des Montants	82
V.6.3. Justification des Diagonales.....	84
V.6.4. Justification de la membrure supérieure	84
V.6.5. Justification de la membrure inférieure	86
V.7. Justification des pannes.....	87
V.8. Conclusion.....	87
Chapitre VI: Etude des assemblages	
VI.1. Introduction.....	88
VI.2. Calcul du pied de poteau encastré	88
VI.2.1. General	89
VI.2.2. Géométrie	89
VI.2.3. Efforts	90
VI.2.4. Résultats.....	90
VI.3. Calcul de l'encastrement Traverse –Poteau.....	94
VI.3.1. General.....	95

VI.3.2. Géométrie	95
VI.3.3. Efforts.....	96
VI.3.4. Résultats.....	97
VI.3.5. Classification de l'assemblage par rigidité.....	98

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

VII.1. Présentation du projet.....	99
VII.2. Données techniques et matériaux utilisés.....	99
VII.2.1. Données techniques	99
VII.2.2. Caractéristiques des matériaux utilisés	99
VII.2.3. Contraintes admissibles.....	99
VII.2.4. Règlements et unités.....	100
VII.3. Calcul des fondations.....	100
VII.3.1. Charge à prendre en considération.....	101
VII.3.1.1. Pré dimensionnement de la semelle du poteau.....	101
VII.3.2. Vérification de la stabilité au renversement	102
VII.3.3. Calcul du ferrailage.....	102
VII.4. Calcul des longrines.....	103
VII.4.1. Dimensionnement des longrines	103
VII.4.2. Calcul du ferrailage.....	103
VII.4.3. Vérification de condition de non fragilité	104
VII.4.4. Calcul d'armatures transversales.....	104
VII.4.5. Calcul d'espacement des cadres.....	104

Chapitre VIII : Protection de la structure

VIII.1.Introduction:.....	105
VIII.2.La corrosion:	105
VIII.2.1. Protection par peinture	105
VIII.2.2. Protection par zinc.....	105
VIII.3.Le feu	106
VIII.3.1. Protection par peinture intumescente	106
VIII.3.2. Protection par produit projeté.....	107
VIII.4. Conclusion:	109
Conclusion générale	110
Références bibliographiques	

Liste des notations

Les principales notations utilisées sont les suivants :

Majuscules latines :

A : Section brute d'une pièce (m^2).

A_{net}: Section nette d'une pièce (m^2).

A_w: Section de l'âme (m^2).

Av: Aire de cisaillement (m^2).

C_t : Coefficient de topographie.

Cr : Coefficient de rugosité.

C_{p,net}: Coefficient de pression nette.

C_e : Coefficient d'exposition.

C_d : Coefficient dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E=2,1*10^5$ MPa).

F : Force en générale (daN).

G : Module d'élasticité transversale de l'acier ($G=81000$ MPa).

G : Charge permanente (daN).

I : Moment d'inertie (cm^4).

I_v : Intensité de turbulence.

k₀: Coefficient de flambement.

K_t: Facteur de terrain.

L : Longueur (m).

M : Moment de flexion (daN.m).

M_{sd}: Moment fléchissant sollicitant(daN.m).

M_{Rd}: Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise (daN.m).

M_{pl}: Moment plastique (daN.m).

M_{b,Rd}: Moment de la résistance au déversement (daN.m).

N_{pl,Rd} : Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute (daN).

N_{b,Rd} : Effort normal d'un élément comprimé au flambement (daN).

N_{sd}: Effort normal sollicitant (daN)

N_{t,sd}: Effort normale de traction(daN) .

N_{c,sd}: Effort normal de compression (daN).

N_{c,Rd}: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression (daN).

Liste des notations

Q : Charge d'exploitation (daN).

P : poids de la structure (Kg).

R : Coefficient de comportement de la structure.

S: La charge de la neige (daN/m²).

S_k: La charge de neige sur sol (daN/m²).

V_{sd}: Valeur de calcul de l'effort tranchant (daN).

V_{réf}: Vitesse de référence du vent.

W_{pl}: Module de résistance plastique.

W : Pression aérodynamique.

W : Poids de la structure (daN). .

Minuscules latines :

f: La flèche (cm).

f_y: Limite d'élasticité (MPa).

h: Hauteur d'une pièce (m).

L: Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau) (m).

l_f: Longueur de flambement (m).

q_{réf}: Pression dynamique moyenne de référence (N/m²).

q_p: Pression dynamique de pointe (N/m²).

t: Épaisseur d'une pièce (mm).

t_f: Épaisseur d'une semelle de poutre (mm).

t_w: Épaisseur de l'âme de poutre (mm).

Z : Hauteur au-dessus du sol (m).

Z₀: Paramètre de rugosité (m).

Z_{eq}: Hauteur équivalente (m).

Liste des notations

Minuscules grecques :

χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

β_w : Facteur de corrélation.

γ_M : Coefficient de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

ϕ_{LT} : Rotation de déversement.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte de l'acier (MPa).

σ_b : Contrainte du béton (MPa).

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques (cm).

μ : coefficient de forme de la charge de neige.

Liste des tableaux

Chapitre II : Evaluation des charges

Tableau II.01 : Cpe pour les parois verticales de structure à base rectangulaire	17
Tableau II.02 : valeur de surface et de Cpe de chaque zone de paroi verticale	18
Tableau II.03 : valeurs de surface et de coefficient Cpe de chaque zone de la toiture ...	20
Tableau II.04 : valeurs de surface et de coefficient Cpe de chaque zone de parois.....	21
Tableau II.05 : Valeurs de surface et de coefficient Cpe pour la toiture (V2et V4).....	23
Tableau II.06 : Pressions sur les parois verticales - direction V1et V3du vent (pignon).....	25
Tableau II. 07 : Pressions sur les parois verticales - Direction V2 et V4 du vent (long pan).....	25
Tableau II.08 : Pressions sur la toiture - Direction V1 et V3 du vent(Pignon).....	26
Tableau II.09 : Pressions sur la toiture - Direction V2 et V4 du vent (long pan).....	26

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

Tableau III.01 : Caractéristiques du profilé IPE160 de la panne.....	34
Tableau III.02 : Caractéristiques du profilé IPE200.....	50
Tableau III.03 : Caractéristiques du profilé IPE360.....	55

Chapitre IV : Etude sismique et analyse dynamique

Tableau IV.01 : Valeurs des pénalités P_q	64
Tableau IV.02 : Eléments constituant la structure	65
Tableau IV.03 : Période propre de la structure	67
Tableau IV.04 : Résultante des forces sismiques à la base.....	70
Tableau IV.05 : Déplacements relatifs dans le sens(x-x).....	70

Liste des tableaux

Tableau IV.06: Déplacements relatifs dans le sens(y-y).....	70
--------------------------------------------------------------------	----

Chapitre V: Dimensionnement des éléments structuraux

Tableau V.01: Caractéristiques du profilé HEA400	72
Tableau V.02: Caractéristiques du profilé CAE70×7	75
Tableau V.03: Caractéristiques du profilé CAE80×8.	77
Tableau V.04: Caractéristiques du profilé IPE200.....	79
Tableau V.05: Caractéristiques du profilé UPN100.....	82
Tableau V.06: Caractéristiques du profilé UPN100.....	84
Tableau V.07: Caractéristiques du profilé UPN120	85
Tableau V.08: Caractéristiques du profilé UPN100	86

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VII.01: Récapitulatif des charges	101
--------------------------------------------------------	-----

Liste des figures

Chapitre I: Généralités

Figure I.01 : construction en charpente métallique ça ne se dit pas comme cela	4
Figure I.02 : Vue en 3D de la structure.....	5
Figure I.03 : Localisation du site du projet	6
Figure I.04 : Diagramme effort /déformation de l'acier.....	8

Chapitre II : Evaluation des charges

Figure II.01 : Charges d'exploitation ponctuelles de poutre.....	10
Figure II.02 : Organigramme de calcul de la pression du vent.....	13
Figure II.03 : légende relative aux murs verticaux.....	18
Figure II.04 : Répartition du coefficient de pression extérieure sur les parois Verticales (V1etV2).....	19
Figure II.05 : : zone de pression pour la toiture.....	19
Figure II.06 : Valeur de Cpe pour la toiture à la direction du vent V1et V2	20
Figure II.07 : légende pour les parois verticale.....	21
Figure II.08 : Répartition du coefficient de pression extérieure sur les parois verticales sur (V2etV4).....	21
Figure II.09 : répartition des surfaces sur la toiture (V2etV4)	22
Figure II.10 : Répartition du coefficient de pression extérieure sur la toiture (V2etV4).....	23
Figure II.11 : Coefficients de pression intérieure applicable pour des ouvertures uniformément réparties	24

Liste des figures

Chapitre III: Dimensionnement des éléments secondaires

Figure III.01 : Tôle nervurée	28
Figure III.02 : Cas de l'effet du vent	29
Figure III.03 : Cas de l'effet de neige.....	29
Figure III.04: Espacement entre les pannes.....	30
Figure III.05 : Schéma statique de la poutre équivalente	30
Figure III.06 : panne vis-à-vis du déversement	32
Figure III.07 : Coupe transversale des liernes	40
Figure III.08 : Vue en 3Dde l'échantignolle.....	42
Figure III.09 : schéma de l'échantignole	43
Figure III.10 : La largeur de l'échantignole	44
Figure III.11: Coupe longitudinal de la lisse de bardage.....	48
Figure III.12: Coupe transversal de la lisse de bardage	48
Figure III.13 : Fixation de lisse avec cornière par boulon d'attache	52
Figure III.14: Fixation de lisse avec poteau par soudure.....	53

Chapitre IV : Etude sismique et analyse dynamique

Figure IV.01: Modèle de la structureen3D	66
Figure IV.02: Spectre de réponse.....	68

Liste des figures

Chapitre VI : Etude des assemblages

Figure VI.01: Assemblage pied de poteau encastré88

Figure VI.02: Assemblage angle de portique94

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Figure VII.01 : Dimension de la semelle101

Chapitre VIII : Protection de la structure

Figure VIII.01: Protection du profilé par plaque en plâtre107

Figure VIII.02: Protection du profilé par plaque PROMATECT.....108

Résumé

Notre projet de fin d'études consiste à faire une étude et dimensionnement d'un hangar de stockage en charpente métallique situé à la commune de Bouira , Daira de Bouira , Wilaya de « **Bouira** ». Il est constitué de plusieurs portiques, stabilisés par des contreventements. Ce projet est élaboré en plusieurs étapes ; en premier lieu l'évaluation des charges et surcharges ainsi que les effets des actions climatiques (neige et vent) selon le règlement Algérien « RNV 99 V2013 », ensuite le dimensionnement des différents éléments (secondaires et porteurs), après l'étude dynamique de l'ouvrage selon le règlement parasismique Algérien « RPA 99 V 2003 », puis l'étude des assemblages selon le « eurocode 03», et enfin l'étude de l'infrastructure selon le « BAEL 91 », et comme logiciel nous avons utilisé le « **ROBOT** ». Le mémoire a été achevé par une conclusion.

Mots clés: Charpente métallique –Hangar de stockage –Dimensionnement-Assemblage.

Abstract

Our end-of-studies project consists in carrying out a study and sizing of a metal frame storage shed located in the municipality of Bouira, Daira De Bouira, Wilaya of "Bouira". It is made up of several gantries, stabilized by braces. This project is developed in several stages; in the first place the evaluation of the loads and overloads as well as the effects of the climatic actions (snow and wind) according to the Algerian regulation "RNV 99 V2013", then the dimensioning of the various elements (secondary and carriers), after the dynamic study of the work according to the Algerian paraseismic regulation "RPA 99 V 2003", then the study of the assemblies according to the "eurocode 03", and finally the study of the infrastructure according to the "BAEL 91", and as software we used the "ROBOT ". The dissertation ended with a conclusion.

Keywords: Steel frame – Storage shed – Dimensioning-Assembly.

ملخص

يتطرق هذا المشروع إلى دراسة مبنى معدني الواقع في بلدية البويرة ، دائرة بويرة ، ولاية البويرة. وهو مكون من عدة جسور متحركة مثبتة بأقواس. تم تطوير هذا المشروع على عدة مراحل ؛ في المقام الأول تقييم الأحمال والحمولات الزائدة بالإضافة إلى تأثيرات العوامل المناخية (الثلج والرياح) حسب التنظيم الجزائري ، " RNV 99 V2013 "، ثم دراسة القياس لمختلف العناصر الأساسية منها و الثانوية ، بعد ذلك دراسة الوصلات و التجميعات وفق التنظيم، " CCM97 " ، وأخيراً دراسة البنية التحتية وفقاً لـ " BAEL91 " ، و البرمجيات التي استخدمناها " ROBOT ". و ختمنا هذا العمل باستنتاج شامل.

الكلمات الرئيسية: مبنى معدني - أبعاد - تجميع.

Introduction généralité

Introduction générale

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil spécialité « Structures » à l'université Akli Mohand Oulhadj « Bouira » nous sommes amenés à l'issue de notre cursus à faire l'étude d'un hangar en ossature métallique qui se situe dans la commune de Bouira, wilaya de Bouira.

Le but de ce projet est d'apprendre comment concevoir et dimensionner des structures capables de résister aux multiples sollicitations induites par des chargements (charges permanentes, charges d'exploitation, tremblements de terre, vent, neige ...etc) et d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique. Cette étude nous a permis de mettre en application directe nos connaissances acquises au cours de notre formation.

Les structures actuelles se caractérisent par la complexité de leurs modèles telles que les formes variables et les courbures multiples, ainsi que par leurs grandes portées, ce qui fait appel à l'utilisation des constructions métalliques qui apporte au programme de construction des avantages à savoir : la fiabilité, la rapidité d'exécution, la grande résistance de l'acier, la tenue aux séismes du fait de la ductilité de l'acier et possibilité architecturales beaucoup plus étendus que dans le béton.

Face à ses avantages intéressants, les constructions métalliques possèdent également des inconvénients tels que : la susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique, en raison de la minceur des parois des profilés, mauvaise tenue au feu et la nécessité d'entretien régulier des revêtements protecteurs contre la corrosion pour assurer la pérennité de l'ouvrage, la cherté du matériau.

Dans ce projet de fin d'études, nous allons appliquer et compléter les connaissances et les informations acquises le long de notre formation, en utilisant les règles de construction actuellement en vigueur en Algérie, ainsi que le moyen de calcul informatique tel que le code de calcul ROBOT-BAT Version 16.

Notre travail contient plusieurs chapitres après l'introduction :

- Un premier chapitre de généralités qui mentionne la démarche adoptée pour mener à bien ce travail où l'ouvrage est présenté par ces données géométriques et localisation ainsi que les règlements et les matériaux utilisés.
- Le deuxième chapitre présente les principes et la procédure pour la détermination des différentes charges (permanente et d'exploitation) selon le document technique réglementaire « DTR BC.2.2 » et aux surcharges climatiques selon le « RVN 99 version

2013 ».

- Le troisième chapitre : comprend le dimensionnement des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre : l'étude dynamique et sismique du bâtiment selon le « RPA99 » pour choisir le système de contreventement afin d'assurer la stabilité de la structure en utilisant le logiciel « Robot 2016 ».
- Le cinquième est le dimensionnement des éléments structuraux Selon le « CCM97».
- Le sixième chapitre consiste à étudier les différents assemblages métalliques de la structure selon le « eurocode 03 ».
- le septième chapitre traite l'étude de l'infrastructure selon le « BAEL91».
- Enfin dans le huitième chapitre, les systèmes de protections de la structure sont présentés.
- Comme tout travail, ce mémoire s'achève par une conclusion générale qui synthétise tout ce qui a été fait.
- Enfin, une série d'annexes vient d'apporter plus de détails et d'explication aux chapitres.

Chapitre I : Généralités

Chapitre I : Généralités.

I.1.Introduction :

L'acier présente plusieurs avantages, c'est pourquoi il a peu à peu remplacé les vieux matériaux de construction comme le béton armé durant le dernier siècle dans les nouvelles structures, et a permis de construire plus en hauteur, ainsi de réaliser différentes formes tout en gardant une bonne stabilité, toute fois chaque matériau présente aussi des inconvénients.

I.1.1.Avantages :

- Préfabrication intégrale du bâtiment en atelier avec une haute précision et la rapidité du montage sur chantier.
- La grande résistance de l'acier à la traction offre la possibilité de franchir de grandes portées.
- Grâce à sa ductilité, l'acier possède une bonne résistance aux forces sismiques.
- Transformations, adaptations, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont facilement réalisables.
- Possibilités architecturales plus étendues qu'en béton.

I.1.2.Inconvénients :

L'acier présente deux inconvénients majeurs:

- Susceptibilité à la corrosion et sa faible résistance au feu du fait qu'il perd sa résistance et s'écroule rapidement sous une température relativement élevée.
- Le coût élevé.

I.2.Présentation de l'ouvrage:

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et dimensionner un hangar en ossature métallique composé d'un grand espace pour le stockage.

La toiture est composée de deux versants simples.

Il y a deux accès par des portails, un sur chaque pignon, et 16 fenêtres réparties sur les deux long pans.

L'ouvrage est situé dans la commune de Bouira, Wilaya de «BOUIRA ».

Chapitre I : Généralités.

La structure est d'une surface de 800 m^2 , et fait 20 m de largeur et de 40 m de longueur avec un espacement entre portiques de 5 m ce qui fait le total huit (09) portiques.

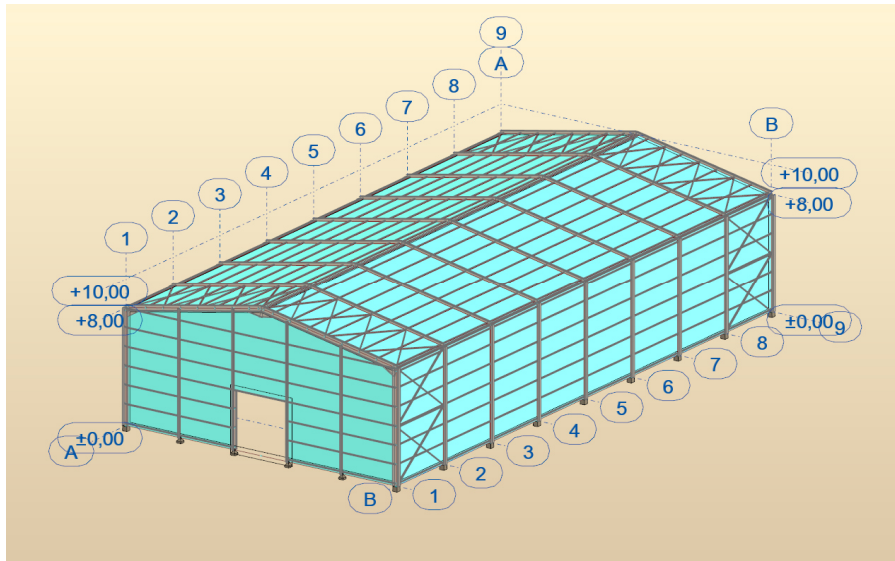


Figure I.01: Un hangar en charpente métallique du projet.

I.3. Les données géométriques:

L'ouvrage a une forme en plan rectangulaire caractérisé par les dimensions comme suit :

- La hauteur totale (au faitage) $H_1 = 10 \text{ m}$.
- La hauteur des poteaux (à la poutre sablière) $H_2 = 8 \text{ m}$.
- La pente de versant 11.30°
- La longueur de la structure $L_1 = 40 \text{ m}$.
- La largeur de la structure: $L_2 = 20 \text{ m}$.

Chapitre I : Généralités.

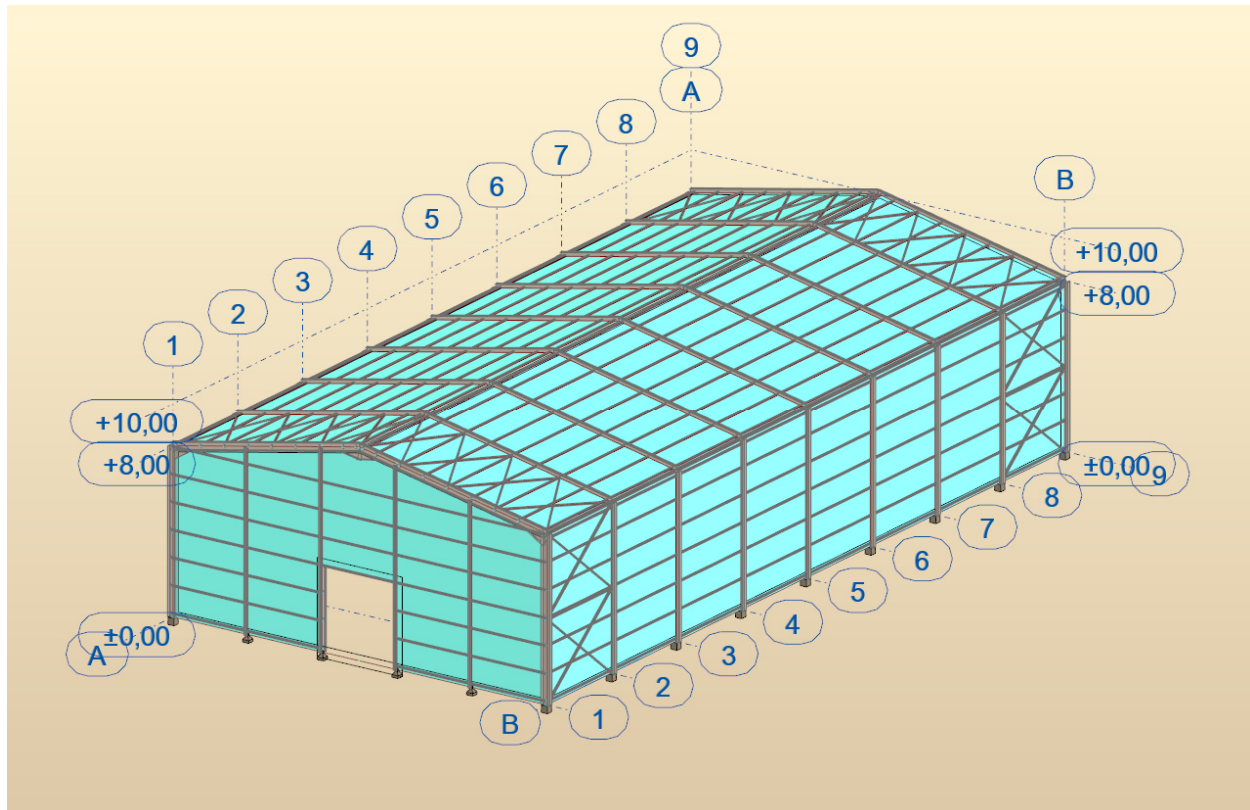


Figure I.02 : Vue en 3D de l'hangar étudiant.

I.4. Les données concernant le site :

Le projet est implanté dans un terrain plat à la commune de Bouira, Wilaya de « Bouira »

- Altitude: 550 m.
- Zone de neige: Zone **B**.
- Zone du vent: Zone **II**.
- Zone sismique: Zone **II a** (zone de moyenne sismicité).
- Contrainte admissible : 2 bars (sol meuble S3).

Chapitre I : Généralités.

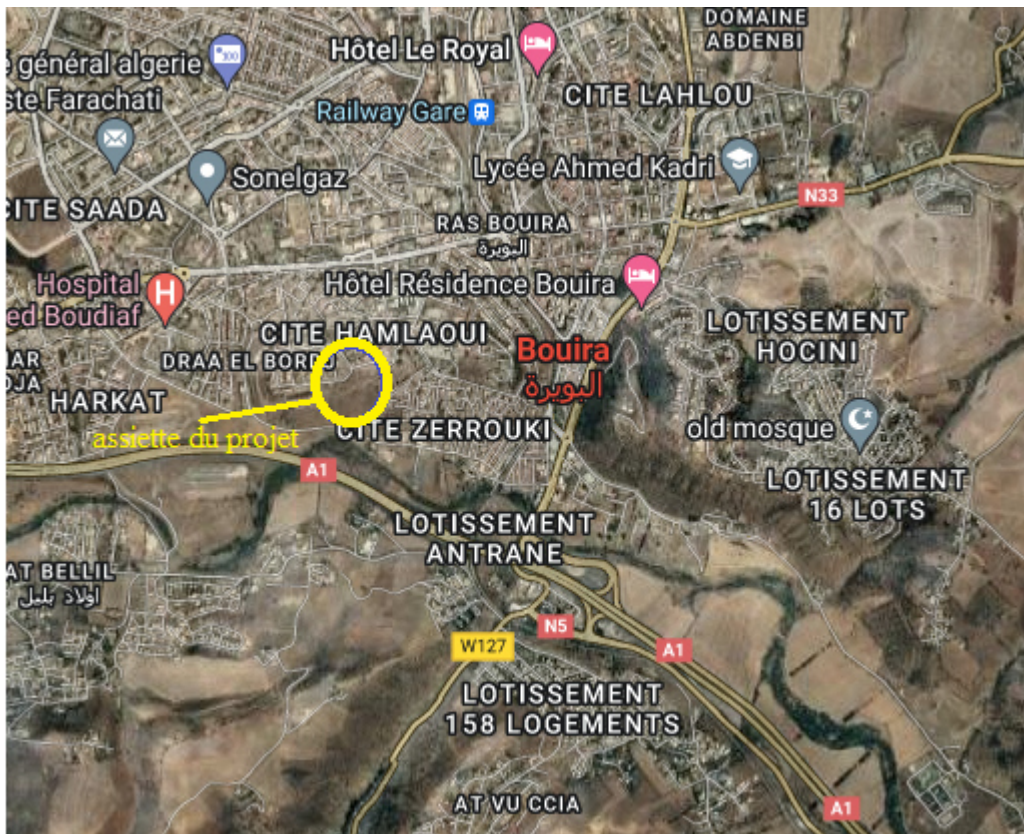


Figure I.03 : Localisation du site du projet.

I .5.Règlements utilisé :

Les règlements utilisés pour la réalisation de cette étude sont :

- Règles de conception et de calcul des structures en acier (**CCM97**), document technique réglementaire **D.T.R-B.C-2.44**.
- Règles parasismique algériennes (RPA99 version 2003) D.T.R-B.C-2.48.Charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R-B.C-22.
- Règles neige et vent (RNVA2013) D.T.R-C2.47.
- Calcul des éléments selon L'Eurocode 3.
- Eurocode2
- Règles de calcul des fondations superficielles D.T.R-B.C-2.33.
- Règle de L'étude de l'infrastructure selon le « BAEL91».

Chapitre I : Généralités.

I.6. Logiciels Utilisés:

On a utilisé le logiciel **Auto CAD 2014** pour l'élaboration des différents plans et coupes, et le logiciel **Robot 2016** pour la modélisation de la structure.

I.7. Matériaux utilisés :

Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure, aussi bien pour sa conception ou sa résistance

Dans le cadre de notre projet on a opté pour les matériaux suivants :

I.7.1. Acier :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon).

Le carbone n'intervient dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieur à 1%).

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

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

A- Propriété de l'acier :

✓ Résistance:

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le régleme nt (Eurocode 03).

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S 235.

✓ Ductilité:

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

- Le rapport $(f_u / f_y) > 1,2$
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20\epsilon_y$)

Chapitre I : Généralités.

- A la rupture l'allongement relatif doit être supérieure ou égal à 15%.

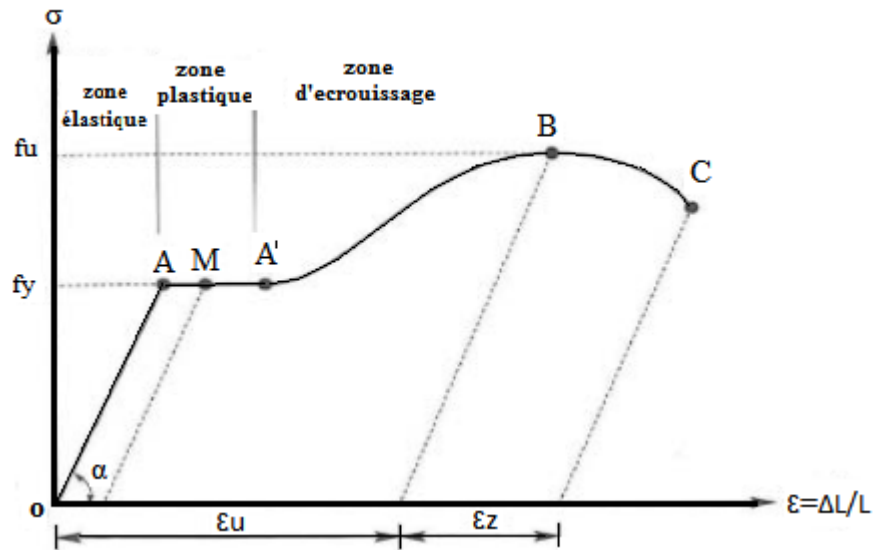


Figure I.04 : Diagramme effort /déformation de l'acier.

Propriétés mécaniques:

- Masse volumique : 7850Kg/m^3
- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{MPa}$.
- Module d'élasticité transversale $G = E/2(1+\nu)$
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

I.7.2 béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sable, et d'eau aggloméré par un liant hydraulique.

Le béton présente une excellente résistance à la compression jusqu'à 450daN/cm^2 mais 10 fois moindre en traction ou en cisaillement.

- Le béton arme est dosé à 350kg/m^3 .
- Le béton de propreté est dosé à 150kg/m^3 .

Chapitre I : Généralités.

Propriétés du béton :

Le béton utilisé sera de classe C25 avec :

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

I .8.Les assemblages:

Les principaux modes d'assemblages sont:

I .8.1.Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour notre cas on a utilisé les boulons de haute résistance (HR) classe 8.8 pour les assemblages rigides des portiques auto stable Les boulons HR comprennent une tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

I .8.2.Le soudage :

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport, ce dernier sert de liant entre les deux pièces à assembler.

I.9.Conception structurelle :

La conception de ce hangar à été faite de façon à satisfaire les critères suivants:

- L'économie et la faisabilité.
- Assurer la stabilité d'ensemble de la structure.
- Assurer une résistance vis-à-vis des phénomènes d'instabilité.

Chapitre II :

Evaluation des charges

Chapitre II : Evaluation des charges

I.1.Introduction:

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation et des effets climatiques.

Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage.

Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

II .2.Charges Permanentes :

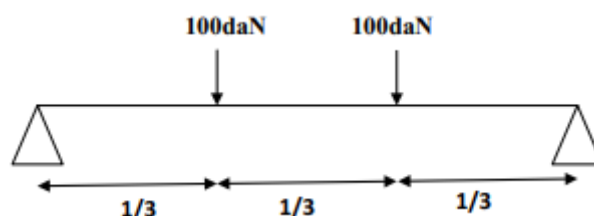
Elle comprend non seulement le poids propre des éléments structuraux principaux et secondaires, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tel que la couverture et le bardage.

II .3.Surcharges d'exploitation :

Dans le bâtiment les charges d'exploitations ou surcharges sont les charges mécaniques statiques permanentes ou dynamiques non permanentes.

Elles couvrent la pression du vent, le poids de la neige, le poids des personnes et le mobilier, on peut aussi parler des surcharges d'entretien qui sont définies comme, charges ponctuelles de 100 daN au $1/3$ et $2/3$ de la portée d'une poutre.

Les charges d'exploitation sont déterminées suivant le document technique réglementaire



Charges et surcharges (DTR B – C .2.2)

Figure II.01 : Charges d'exploitation ponctuelles de poutre.

Chapitre II : Evaluation des charges

II .4.Surcharges climatiques:

II .4.1.Charge de la neige :

II .4.1.1.But :

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

II.4.1.2 .Calcul des charges de neige :

Le calcul de la surcharge climatique de la neige est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu.

Il se fait conformément à la réglementation «Règlement Neige et Vent» RNV99–version2013.

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

$$S = \mu \times S_k \dots \dots \dots KN/m^2.$$

[RNV2013, P: 18; Paragraph3.1.1]

Avec:

S_k : charge de neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

S : Charge caractéristique de la neige par unité de surface.

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

II .4.1.2.La charge de la neige sur le sol S_k :

Notre projet est implanté à Bouira wilaya de Bouira qui est classé en **zone B** selon la classification de RNVA 2013 avec une altitude d'environ **H=550m**.

Donc S_k est donnée par la formule :

$$S_k = \frac{0.04H+10}{100} = \frac{0.04+550+10}{100}$$

Chapitre II : Evaluation des charges

$$SK = 0.32 \text{ KN/m}^2$$

II .4.1.4.La Charge de neige sur la toiture :

- Calcule de pente:

$$\text{On a : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{2}{10} = 0.2 \quad \Leftrightarrow \quad \alpha = 11.30^\circ$$

On a : Toiture a deux versants (angle de pente inférieure à 60°)

$$\text{Donc : } 0^\circ \leq (\alpha = 11.30^\circ) \leq 30$$

- Calcule de coefficient (μ) :

$$\mu = 0,8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30}\right) = 0.8 + 0.8 \left(\frac{11.30}{30}\right) = 1.10$$

- calcule de S :

$$S = 1.10 * 0.32 = 0.352 \text{ KN/m}^2$$

II .4.2.L'effet du vent :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage.

Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

L'organigramme suivant représente le travail à effectuer afin de déterminer les Pressions dues au vent :

Chapitre II : Evaluation des charges

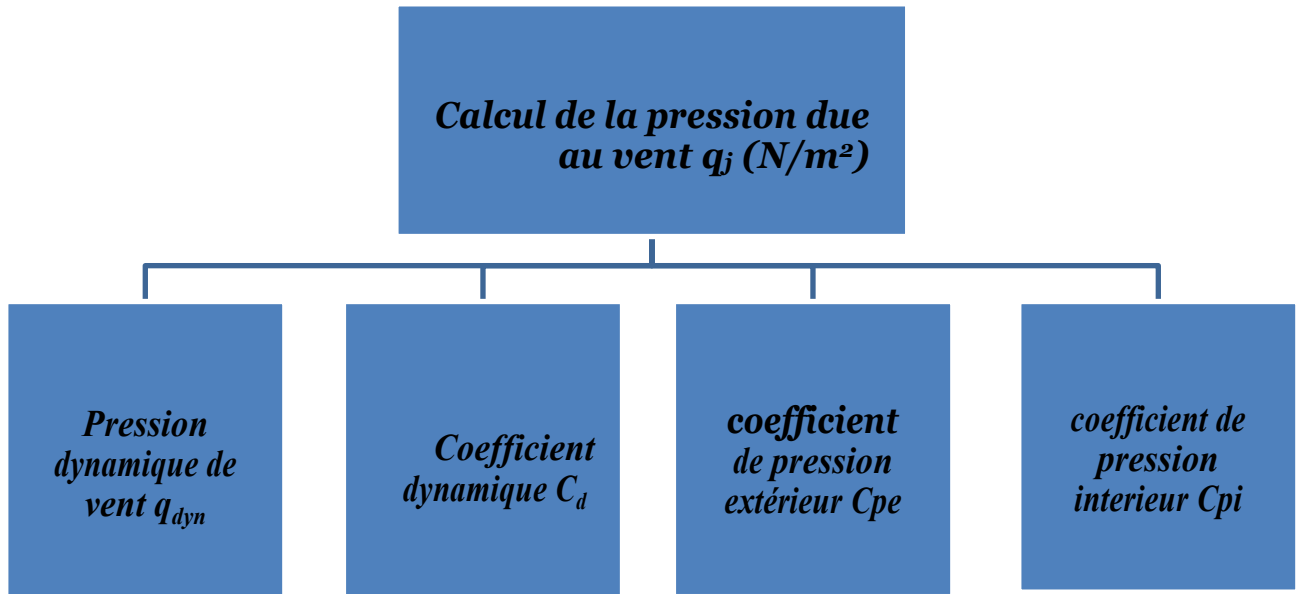


Figure II.02 : Organigramme de calcul de la pression du vent.

Les effets du vent sont étudiés conformément à la réglementation «Règlement Neige et Vent » RNV99-version 2013.

L'effet du vent par unité de surface est donné par la formule suivante :

$$q_j = q_{dyn} * C_d (C_{pe} - C_{pi}) [N /m^2]$$

Avec :

q_{dyn} : Pression dynamique du vent.

C_d : Coefficient dynamique.

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

II .4.2.1.Données relatives au site :

Le site du projet se trouve à Bouira , wilaya de Bouira (Annexe A.2)

ZoneII $q_{réf} = 435N/m^2$

Chapitre II : Evaluation des charges

Catégorie II $K_T = 0,190$ (facteur de terrain)

$Z_0 = 0.05$ m (paramètre de rugosité)

$Z_{min} = 2$ m (hauteur minimale)

$\xi = 0.52$

Nature du site: Plat $C_T = 1$

II .4.2.2. Coefficient dynamique C_d :

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

Il dépend de la hauteur et la largeur de la structure, ainsi que du matériau de la structure.

La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur inférieure à 15m (8m). On prend: $C_d = 1$

Donc : $C_d < 1,2$

La construction est peu sensible aux excitations dynamiques.

Pression dynamique q_{dyn} :

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

Avec :

$q_{réf}$: La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en Fonction de la zone du vent.

$$q_{réf} = 435 \text{ N/m}^2$$

C_e : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (C_r), et du Coefficient de topographie (C_t).

$$C_e(z) = C_t^2(z) * C_r^2(z) * [1 + 7 I_v(z)]$$

Chapitre II : Evaluation des charges

z_j : hauteur de référence: $z_j = 8 \text{ m}$

II .4.2.3- Coefficient de rugosité(Cr) :

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse Moyenne du vent, il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien) :

$$Cr(z) = \begin{cases} K_t * \text{Ln} (z/z_0) & \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \\ K_t * \text{Ln} (z_{\min}/z_0) & \text{pour } z < z_{\min} \end{cases}$$

Ou :

- K_t est le facteur de terrain (tableau 2.4).
- Z_0 (en m) est le paramètre de rugosité (tableau 2.4).
- Z_{\min} (en m) est la hauteur minimale (tableau 2.4)
- Z (en m) est la hauteur considéré.

$$\begin{cases} Z_{\min} = 2\text{m} \\ Z = 8 \text{ m} \end{cases} \implies Z_{\min} \leq z \leq 200\text{m}$$

$$\text{Donc : } Cr(z) = K_t \times \text{Ln} \left(\frac{z}{z_0} \right) = 0.19 \times \text{Ln} \left(\frac{8}{0.05} \right)$$

$$Cr(z) = 0.96$$

II .4.2.4.Intensité de turbulence $I_v(z)$:

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation (2.5 a et b) :

Chapitre II : Evaluation des charges

$$I_v(z) = \begin{cases} \frac{1}{C_t(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{Pour } z > Z_{\min} \dots\dots\dots(a) \\ \frac{1}{C_t(z) \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} & \text{pour } z \leq z_{\min} \dots\dots\dots(b) \end{cases}$$

Où : $C_t(z)$ est le coefficient de topograhier (cf. paragraphe 2.4.5).

$$\begin{cases} Z_{\min} = 2m \\ Z = 8 m \end{cases}$$

$$\text{Donc : } I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{8}{0.05}\right)} \quad I_v(z) = 0.197$$

II .4.2.5.Coefficient d'exposition(C_e) :

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

En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

$$C_e(z) \text{ est donnée par:} \quad C_e(z) = C_t^2(z) * C_r^2(z) * [1+7I_v(z)]$$

$$C_e(z) = (1)^2 * (0.96)^2 * [1+7*(0.197)]$$

$$C_e(z) = 2.19$$

Après avoir défini tous les coefficients qui permettent de prendre en compte les différents effets provoqués par le vent, on peut calculer la pression dynamique comme suit :

$$q_{\text{dyn}} = q_{\text{réf}} \cdot C_e$$

$$q_{\text{dyn}} = 435 * 2,19$$

$$q_{\text{dyn}} = 952.65 \text{ N/m}^2$$

II .4.2.6.Coefficient de pression extérieur C_{pe} :

Le coefficient de pression extérieur C_{pe} dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée.

Chapitre II : Evaluation des charges

Avec :

b: la dimension perpendiculaire à la direction du vent.

d: la dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe1} \quad \text{si : } S \leq 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) * \log_{10}(S) \quad \text{si : } 10 \text{ m}^2 < S < 100 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe10} \quad \text{si : } S \geq 100 \text{ m}^2$$

Avec :

S : en (m²) désigne la surface chargée de la paroi.

$$S = 40 * 20 = 800 \text{ m}^2$$

Dans notre cas : $S \geq 100 \text{ m}^2$ $C_{pe} = C_{pe10}$

Les valeurs du C_{pe10} pour la structure, sont présentées ci-dessus :

II .4.2.7.Vent sur le pignon :

- **Parois verticales:**

On utilise :

La figure 5.1 (RNV99 version2013) : pour déterminer les différentes zones de pressions.

Le tableau 5.1 (RNV99 version2013) : pour tirer les valeurs des coefficients C_{pe}.

Tableau II.01 : C_{pe} pour les parois verticales de structure à base rectangulaire.

Parois latérale						Paroi au vent		Paroi sous le vent	
A , A'		B , B'		C		D		E	
C _{pe.10}	C _{pe1}	C _{pe.10}	C _{pe1}	C _{pe.10}	C _{pe.1}	C _{pe.10}	C _{pe.1}	C _{pe.10}	C _{pe.1}
-1.0	-1.3	-0.8	-1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.3	

Chapitre II : Evaluation des charges

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \min [b, 2h] \\ b = 20 \text{ m.} \\ d = 40 \text{ m.} \implies e = \min [20 \text{ m ; } (2 \cdot 8) \text{ m}] \implies e = 16 \text{ m. } h = 8 \text{ m.} \end{array} \right.$$

On a : $d = 40 \text{ m} > e = 16 \text{ m}$ donc on utilise la légende suivante : 5.2. Du chapitre V (RNV2013 p80)

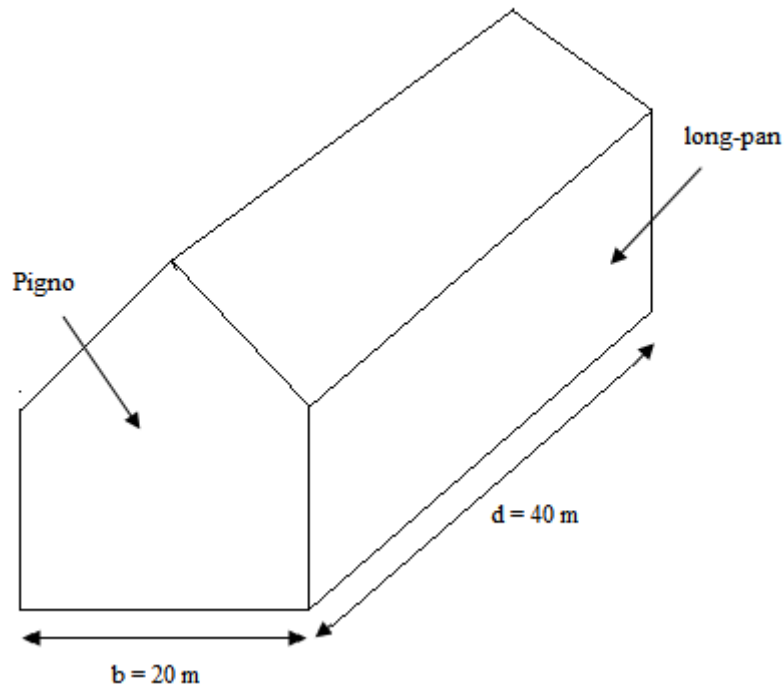


Figure II.03 : légende relative aux murs verticaux.

On a : $e = 16 \text{ m}$.

Et les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés suivant :

Tableau II.02 : valeur de surface et de C_{pe} de chaque zone de paroi verticale.

Zone	A	B	C	D	E
Surface en m^2	25.6	102.4	137.44	320	320
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10 m^2 .

Donc : $C_{pe} = C_{pe10}$ La figure suivante illustre la répartition des C_{pe} des parois verticales :

Chapitre II : Evaluation des charges

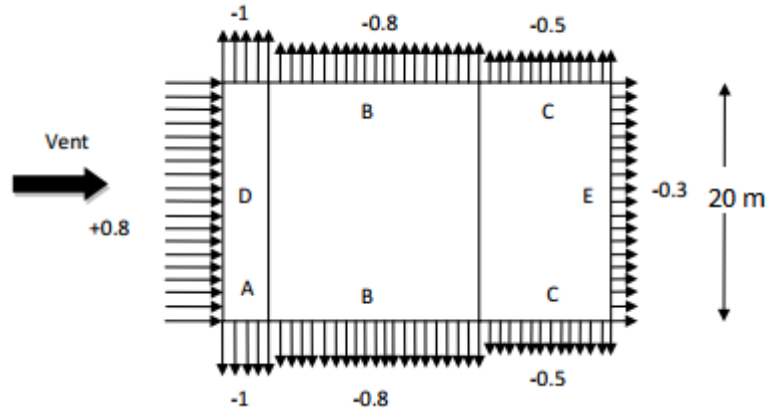


Figure II.04 : Répartition du coefficient de pression extérieure sur les parois Verticales .

- **Toiture:** $\alpha = 90^\circ$

On utilise :

La figure 5.4 (RNV99 version2013) pour déterminer les différentes zones de pression.

Le tableau 5.4 (RNV99 version2013) pour tirer les valeurs des coefficients

$$C_{pe} = \min [b, 2h]$$

$$\text{Si : } \Theta = 90^\circ \begin{cases} b = 20 \text{ m} \\ d = 40 \text{ m} \\ h = 10 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow e = \min [20 \text{ m} ; (2 \cdot 10) \text{ m}] \Rightarrow e = 20 \text{ m}$$

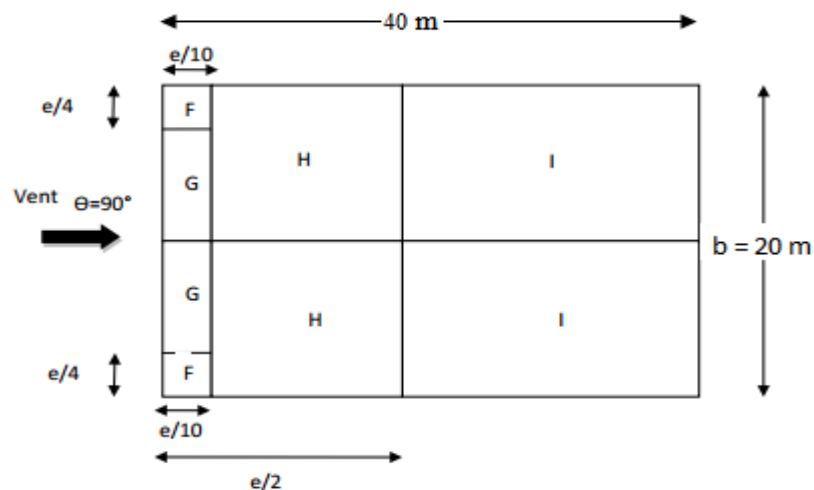


Figure II.05 : zone de pression pour la toiture.

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

Chapitre II : Evaluation des charges

Tableau II.03 : valeurs de surface et de coefficient Cpe de chaque zone de la toiture.

Zone	F	G	H	I
Surface en m ²	20	20	160	600
Cpe	-1.46	-1.3	-0.65	-0.55

Dans la figure suivante les indices I représentent des Cpi indiqués dans la figure 5.7 cas a du (RNV 2013), et leurs surfaces représentent la surface de chaque versant.

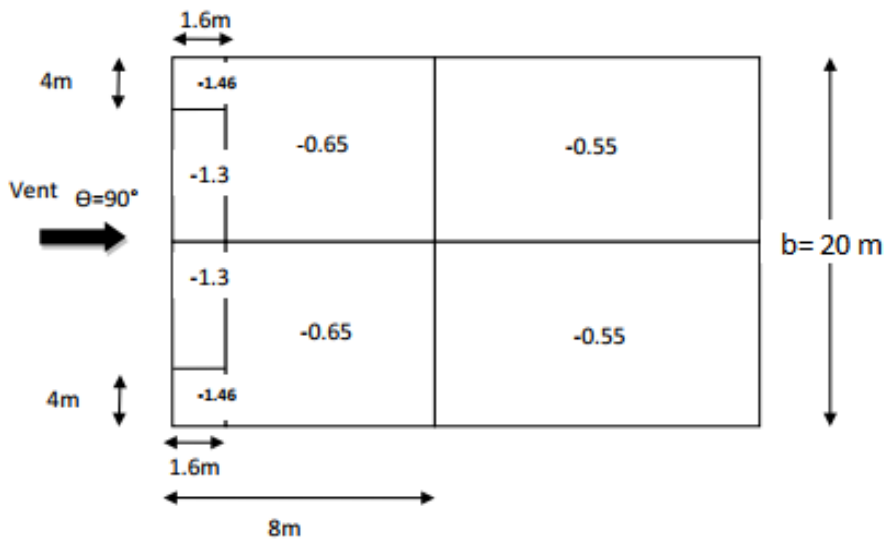


Figure II.06 : Valeur de Cpe pour la toiture à la direction du vent V1 et V2.

II .4.2.8.Vent sur le long-pan V2 et V4 :

- Parois verticales:

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \min [b, 2h] \\ b = 40 \text{ m.} \\ d = 20 \text{ m.} \implies e = \min [40 \text{ m} ; (2 \cdot 8) \text{ m}] \implies e = 16 \text{ m.} \\ h = 8 \text{ m.} \end{array} \right.$$

Et on a : $d=20\text{m} > e=16\text{m}$.

Chapitre II : Evaluation des charges

Donc on utilise la légende suivant.....5.2 du chapitre V (RNV2013p80)

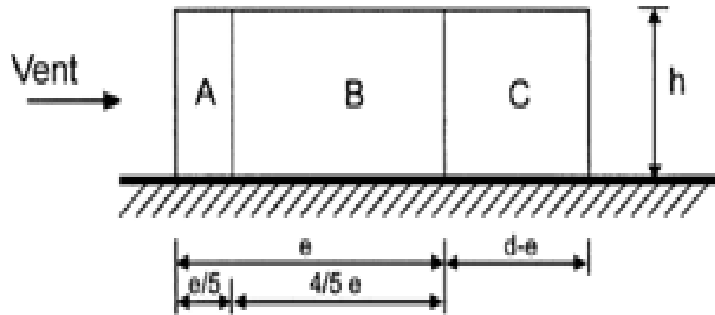


Figure II.07 : légende pour les parois verticales.

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

Tableau II.04 : valeurs de surface et de coefficient C_{pe} de chaque zone de parois.

zone	A	B	C
Surface (m ²)	25.6	102.4	192
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5

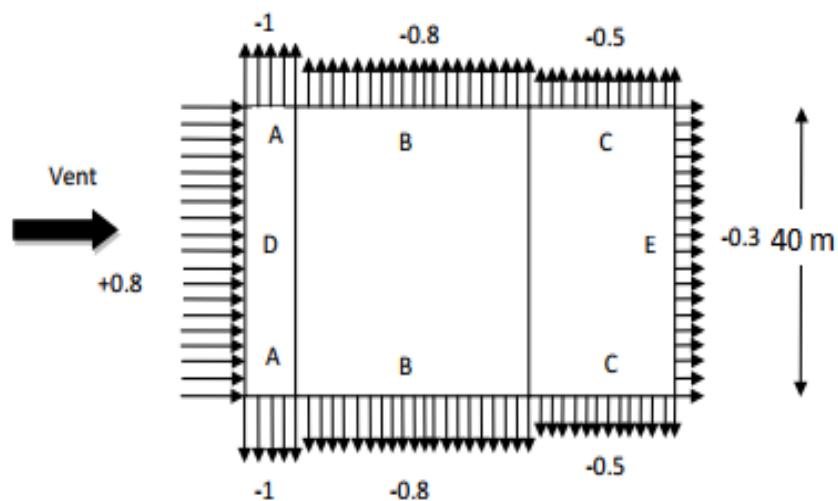


Figure II.08: Répartition du coefficient de pression extérieure sur les parois verticales sur longpan.

Chapitre II : Evaluation des charges

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

- **Toiture:**

$$e = \min [b, 2h]$$

$$\text{Si: } \theta = 0^\circ \quad \left\{ \begin{array}{l} b = 40 \text{ m.} \\ d = 20 \text{ m} \\ h = 10 \text{ m.} \end{array} \right. \implies e = \min [40 \text{ m} ; (2 \cdot 10) \text{ m}] \implies e = 20 \text{ m.}$$

Donc on utilise la légende suivant :

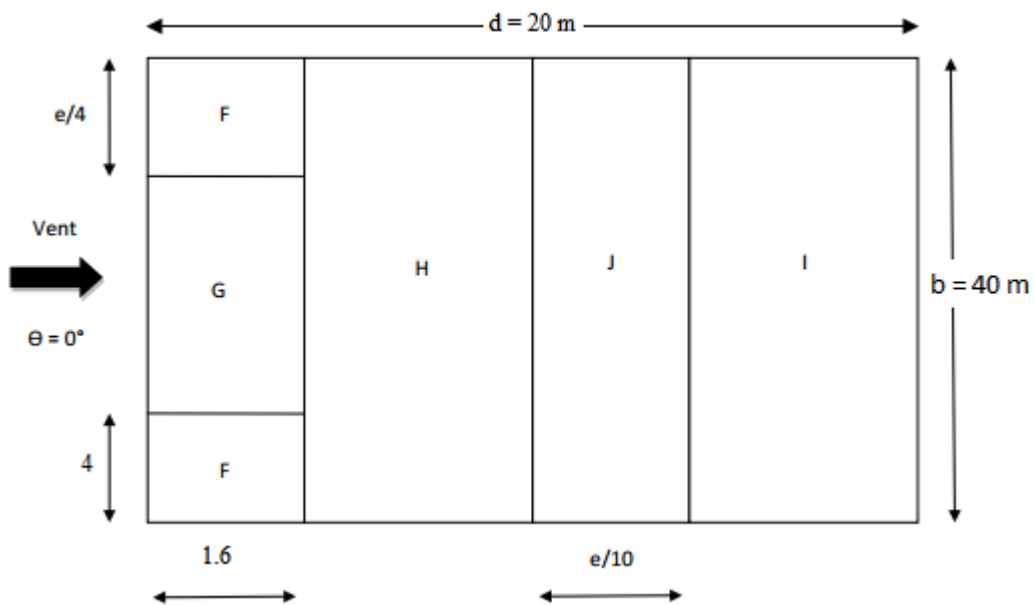


Figure II.09 : répartition des surfaces sur la toiture .

Et pour la détermination des valeurs de coefficients de pression extérieure C_{pe} on s'est référé au tableau (5-4 RNV 2013).

Les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe

$$\alpha = 5^\circ \text{ et } \alpha = 15^\circ \text{ (on à } \alpha = 11.30^\circ \text{).}$$

Chapitre II : Evaluation des charges

Tableau II.05 : Valeurs de surface et de coefficient Cpe pour la toiture (V2 et V4).

zone	F	G	H	I	J
Surface (m ²)	6.4	25.6	336	336	64
Cpe	-1.34	-1.02	-0.46	-0.51	-0.33

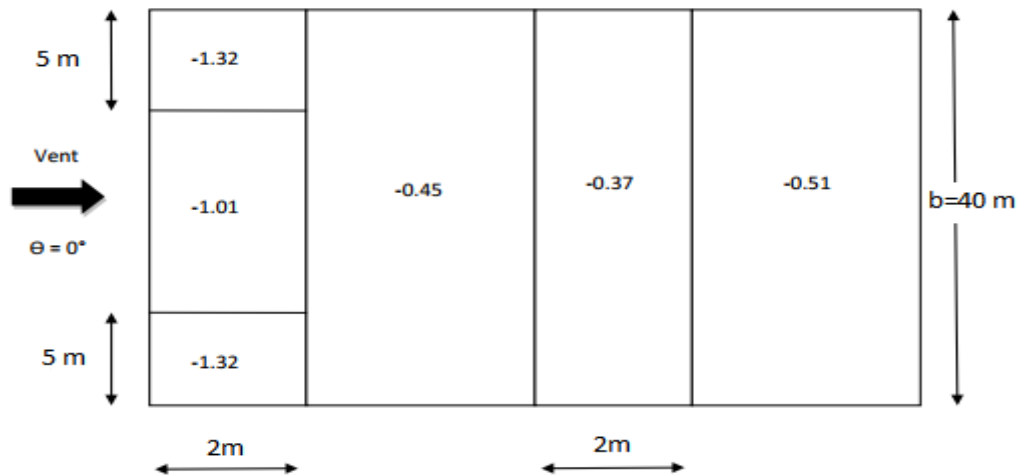


Figure II.10 : Répartition du coefficient de pression extérieure sur la toiture (V2 et V4).

II .4.2.9.Coefficient de pression intérieure Cpi :

La combinaison la plus défavorable de la pression extérieure et intérieure, considérées comme agissant simultanément.

Doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'air.

Le coefficient de pression Cpi est en fonction de l'indice de perméabilité μ_p et rapport h/d (ch5., fig.5.14).

Chapitre II : Evaluation des charges

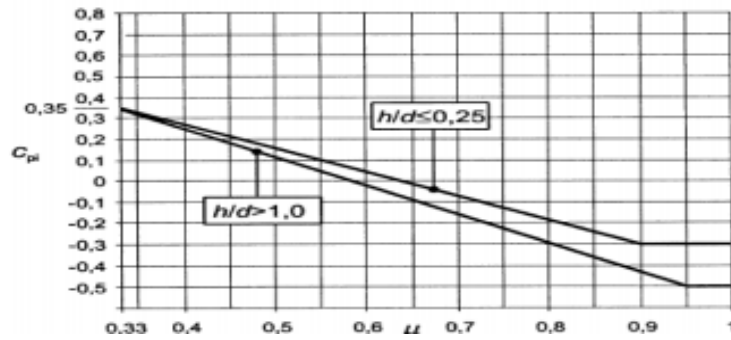


Figure II.11: Coefficients de pression intérieure applicable pour des ouvertures uniformément réparties.

$$iip = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sur le vent et parallèle au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Notre hangar possède :

- 08 fenêtres de dimension (2*1.1) m² dans les longs pans 1 et 2.
- 01 porte de dimension (4* 4) m² dans pignon1.
- 01 porte de dimension (4* 4) m² dans le pignon2.

$$S = S1+S2+S3+S4$$

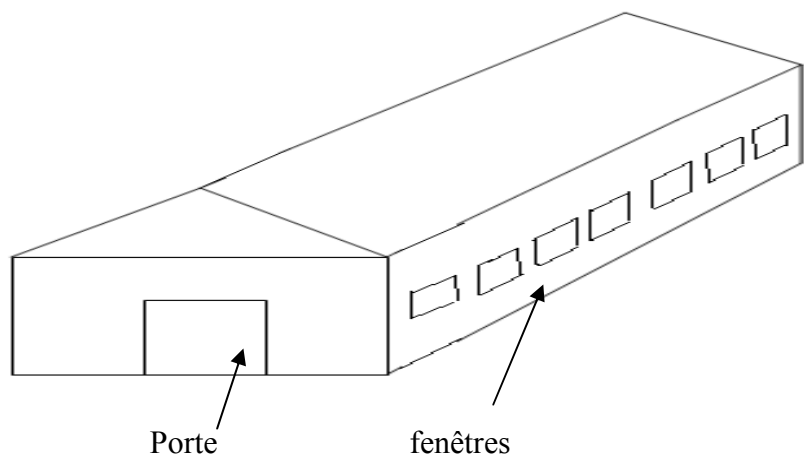
$$S1 = (2*1.1)8=17.6\text{m}^2$$

$$S3 = (2*1.1)8=17.6\text{m}^2$$

$$S2 = (4*4) =16 \text{ m}^2$$

$$S4 = (4* 4)=16 \text{ m}^2$$

$$S =67.2 \text{ m}^2$$



Chapitre II : Evaluation des charges

On utilise :

La figure 5.14 (RNV version2013) pour tirer les valeurs des coefficients Cpi du diagramme.

$h/d=8/33.18 = 0.24 \leq 0.25$ (on choisie le trait discontinue)

- **Vent(V1) :** $\mu_p = \frac{17.6+16+16}{67.2} = 0.73$ Cpi = -0.1
- **Vent(V3) :** $\mu_p = \frac{17.6+16+16}{67.2} = 0.73$ Cpi = -0.1
- **Vent(V2) :** $\mu_p = \frac{17.6+17.6+16}{67.2} = 0.76$ Cpi = -0.13
- **Vent(V4) :** $\mu_p = \frac{17.6+17.6+16}{67.2} = 0.76$ Cpi = -0.13

II .5.Calcul de la pression due au vent qj :

Tableau II.06: Pressions sur les parois verticales - Direction V1 et V3 du vent (Pignon).

LA ZONE	Cd	qdyn(N/m ²)	Cpe	Cpi	qj(N/m ²)
A	1	952.65	-1	-0.1	-1047.91
B	1	952.65	-0.8	-0.1	-857.385
C	1	952.65	-0.5	-0.1	-571.59
D	1	952.65	0.8	-0.1	666.85
E	1	952.65	-0.3	-0.1	-381.06

Après avoir défini tous ces coefficients, on peut calculer la pression due au vent :

Tableau II. 07: Pressions sur les parois verticales - Direction V2 et V4 du vent (long pan).

LA ZONE	Cd	qdyn(N/m ²)	Cpe	Cpi	qj(N/m ²)
A	1	952.65	-1	-0.13	-1076.49
B	1	952.65	-0.8	-0.13	-885.96
C	1	952.65	-0.5	-0.13	-600.16
D	1	952.65	0.8	-0.13	638.27
E	1	952.65	-0.3	-0.13	-409.63

Chapitre II : Evaluation des charges

Tableau II.08: Pressions sur la toiture - Direction V1 et V3 du vent(Pignon).

LA ZONE	Cd	qdyn(N/m ²)	Cpe	Cpi	qj(N/m ²)
F	1	952.65	-1.46	-0.1	-1486.13
G	1	952.65	-1.3	-0.1	-1333.71
H	1	952.65	-0.65	-0.1	-714.48
I	1	952.65	-0.55	-0.1	-619.22

Tableau II.09: Pressions sur la toiture - Direction V2 et V4 du vent (long pan).

LA ZONE	Cd	qdyn(N/m ²)	Cpe	Cpi	qj(N/m ²)
F	1	952.65	-1.46	-0.13	-1514.71
G	1	952.65	-1.3	-0.13	-1362.28
H	1	952.65	-0.65	-0.13	-743.06
I	1	952.65	-0.55	-0.13	-647.80

II .6.Calcul de la force de frottement:

Les effets de frottements du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces perpendiculaires au vent.

$$d/h \geq 3$$

$$40 / 8 = 5 > 3$$

(Condition vérifiée)

- Pour V1, V3:

$$S1 + S3 < 4 \times (S2+S4)$$

$$(20 \times 10) \times 2 < 4 \times (40 \times 10) \times 2$$

$$400 \text{ m}^2 < 3200 \text{ m}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

- Pour V2, V4:

$$S2 + S4 < 4 \times (S1+S3)$$

$$(40 \times 10) \times 2 < 4 \times (20 \times 10) \times 2$$

$$800 \text{ m}^2 < 1600 \text{ m}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

Chapitre II : Evaluation des charges

Avec :

- S1, S3 : Surfaces pignon.
- S2, S4: Surfaces long-pan.

Puisque les conditions sont vérifiées donc les effets de frottement du vent sont négligés.

II .7.Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (charges permanentes, surcharges d'exploitations et surcharges climatiques).

Les résultats trouvés seront utilisés dans les chapitres prochains qui concernent le dimensionnement des éléments de la structure (panne, poteau, ...).

Chapitre III :

Dimensionnement des éléments secondaire

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

III.01 : Introduction:

Les ossatures secondaires sont destinées à reprendre les sollicitations dues au vent et à assurer la stabilité d'ensemble de la structure. Il s'agit notamment :

- Des lisses de bardage.
- Des potelets de pignon.

III.02 : Caractéristiques de la tôle de couverture:

La couverture est en tôle nervurée type TN40 d'épaisseur 40mm, de longueur 6 m et de largeur 0.726 m, Elle sera disposée de manière à utiliser son module de résistance maximale, (I/V) max.

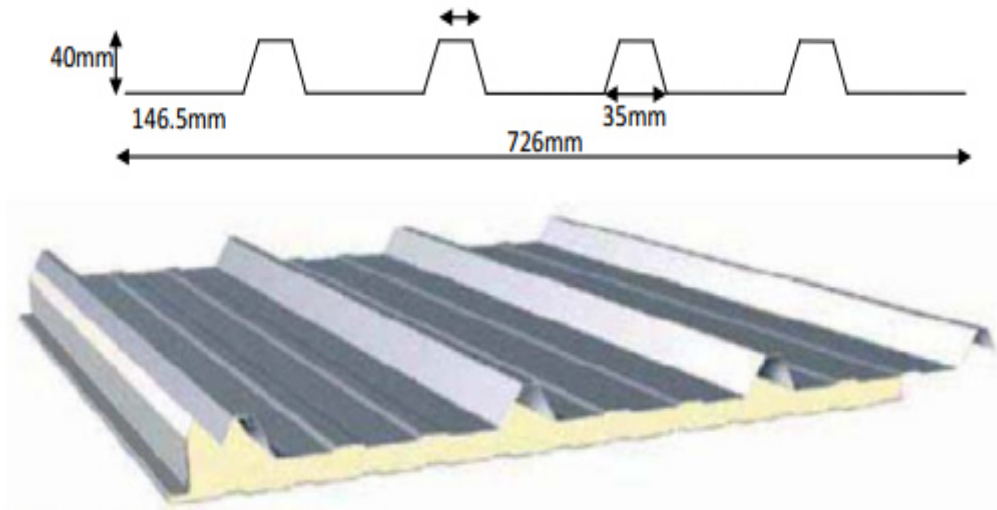


Figure III.01 : Tôle nervurée.

- Poids propre (TN4010/10ème) $P = 11 \text{ daN/m}^2$
- Contrainte de rupture $f_u = 400 \text{ N/mm}^2$
- Contrainte élastique $f_y = 160 \text{ N/mm}^2$
- Flèche admissible $\delta_{\text{max}} = l/200$
- Module de résistance $w = 9,24 \text{ cm}^3/\text{ml}$
- Moment d'inertie $I = 27,21 \text{ cm}^4/\text{ml}$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

III.03 : Calcul des pannes de couverture:

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur cette dernière à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet du poids propre de la couverture, des actions climatiques et la surcharge d'entretien.

Elles sont réalisées soit en profilés formés à chaud en **(I)**, ou bien en **(U)**, soit en profilés formés à froid en **(Z)**, **(U)**, ou en treillis pour les portées supérieures à **6m**.

Dans notre structure nous utiliserons des IPE, elles sont calculées suivant le "CCM97"

III.03.1 : Principe de calcul:

- Les charges permanentes et le charge de la neige sont appliquées dans le sens de gravitation.
- Le vent agit perpendiculairement à la face des éléments (axe de grande inertie).
- On prend la combinaison la plus défavorable.

III.03.2 : Charges à prendre en considération:

- Charges permanentes (P tôle) $G = 11 \text{ daN/m}^2$
- Charges d'entretien $Q = 48.22 \text{ daN}$.
- Action de la neige $S = 35.2 \text{ daN/m}^2$
- Action du vent $W = -61.92 \text{ daN/m}^2$

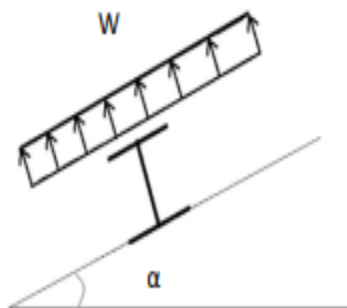


Figure III.02 : Cas de l'effet du vent

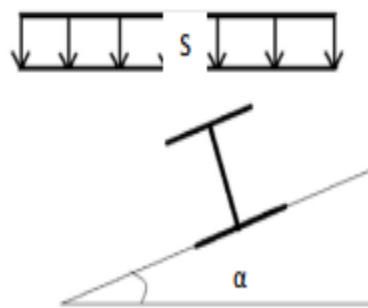


Figure III.03 : Cas de l'effet de neige

III.3.3 : Espacement entre pannes:

L'espacement entre pannes est déterminé en fonction de la portée admissible de la couverture.

- On suppose que la couverture de longueur 4 m est appuyée au plus sur 7 appuis, ce qui donne un espacement moyen de 1.73m.

$$\text{COS } 11.30^\circ = 10/x \Rightarrow x=10.2\text{m.}$$

On prend un espacement entre pannes de 2.03 m (04fois) et aux deux extrémités 1.04 m.

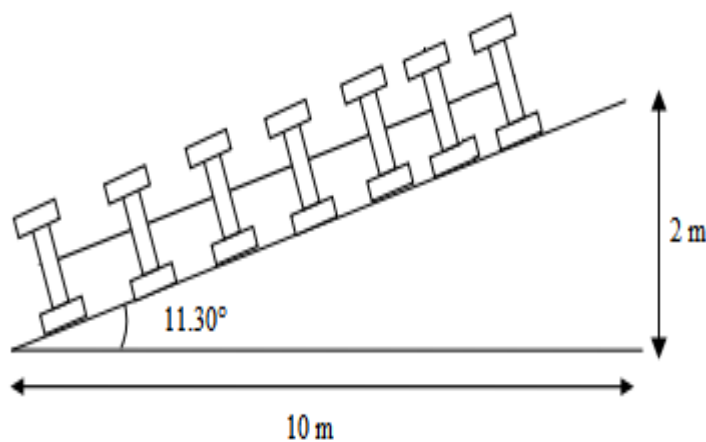


Figure III.04 : Espacement entre les pannes.

III.3.4 : Combinaison des charges et actions:

A/ Charges permanentes et charges d'entretien :

- On à accumuler la charge d'entretien:

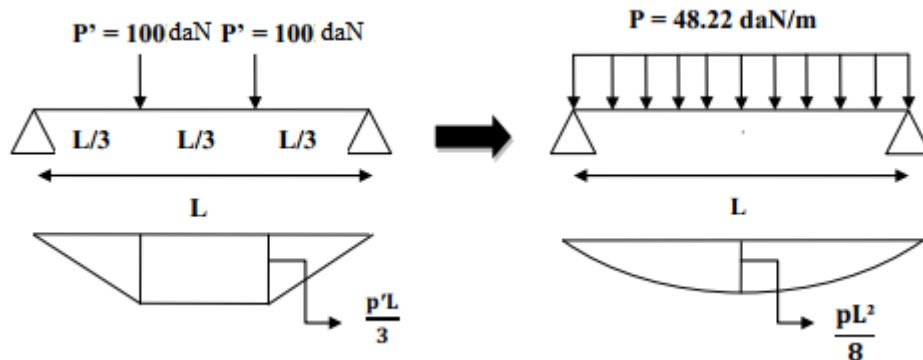


Figure III.05 : Schéma statique de la poutre équivalente.

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

$$M_{\max} = \frac{P'l}{3}$$

$$M_{\max} = 100 \times 2 = 200 \text{ daN.m}$$

Afin d'unifier l'expression de la flèche sous les charges (charges permanentes) et les surcharges (charges d'exploitation), on cherche la charge uniformément répartie équivalente qui nous donne le même moment trouvé par les deux charges concentrées.

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

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

$$\frac{P'l}{3} = \frac{PL^2}{8} \implies 8P'l = 3PL^2 \implies P = \frac{8P'l}{3L^2} \implies P = \frac{8P'}{3L}$$

$$P = \frac{8 \times 100}{3 \times 5.58} \quad P_{eq} = 48.22 \text{ daN.}$$

- **Charges permanentes et charges d'entretien:**

$$q_1 = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (11 \times 0.726) + 1.5 (48.22 \times 0.726)$$

$$q_1 = 63.29 \text{ daN}$$

- **Charges permanentes et action du vent:**

$$q_2 = G + 1.5 W = (11 \times 0.726) + 1.5 [(-151.47) \times 0.726]$$

$$q_2 = -156.96 \text{ daN}$$

- **Charges permanentes et action de la neige:**

$$q_3 = 1.35 G + 1.5 S = 1.35 (11 \times 0.726) + 1.5 (35.2 \times 0.726)$$

$$q_3 = 49.11 \text{ daN/ml}$$

Alors: $q_{\max} = \max (q_1, q_2, q_3) = 156.96 \text{ daN}$

B/ Vérification de l'espacement :

$$M_{\max} = 0.1 q l^2 \implies q = 1.66 \text{ KN/ml}$$

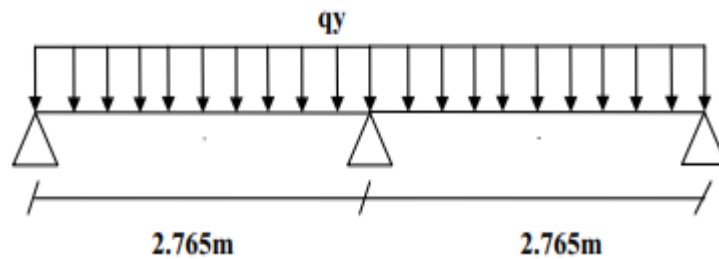
$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} \leq F_y \implies M_{\max} \leq F_y \times W$$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

l : représente l'espace entre panne.

III.3.5 : Dimensionnement des pannes:

- $G = 11 \times 2.03 = 22.33 \text{ daN/m}$
- $Q = 100 \times 2.03 = 203 \text{ daN}$
- $S = 35.2 \times 2.03 = 71.46 \text{ daN/m}$
- $W = -151.47 \times 2.03 = -307.48 \text{ daN/m}$



A / Combinaison des charges :

$$\mathbf{L'ELU : } q_1 = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (22.33) + 1.5 (203) = 334.65 \text{ daN /ml}$$

$$q_2 = G + 1.5 w = (22.33) + 1.5 (-307.48) = - 438.89 \text{ daN /ml}$$

$$q_1 = 1.35 G + 1.5 S = 1.35 (22.33) + 1.5 (71.46) = 137.33 \text{ daN /ml}$$

$$\mathbf{q_{Umax} = 438.89 \text{ daN/ml.}}$$

$$\mathbf{L'ELS : } q_1 = G + Q = 22.33 + 203 = 225.33 \text{ daN /ml}$$

$$q_2 = G + w = 22.33 + (-307.48) = - 285.15 \text{ daN /ml}$$

$$q_1 = G + S = 22.33 + 71.46 = 93.79 \text{ daN}$$

$$\mathbf{q_{smax} = 285.15 \text{ daN/ml.}}$$

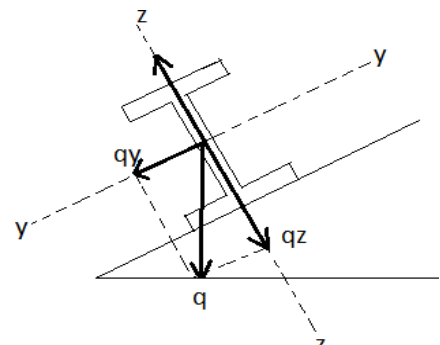
B/ Calcul des moments sollicitant à l'ELU :

Les vérifications suivantes sont imposées par le CCM 97 afin de dimensionner les pannes.

$$q_{uz} = q_u \cos \alpha = 438.89 \cos (11.30) = 430.38 \text{ daN/ml.}$$

$$q_{uy} = q_u \sin \alpha = 438.89 \sin (11.30) = 85.99 \text{ daN/ml.}$$

-Les fermes sont espacées de **5.53m**.



Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

Axe (y-y):

$$M_{z,sd} = q_y \times L^2 y / 8 = 78.89 \times (2.765)^2 / 8$$

$$M_{z,sd} = 80.71 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} \leq M_{z,rd} = \frac{W_{plz} \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

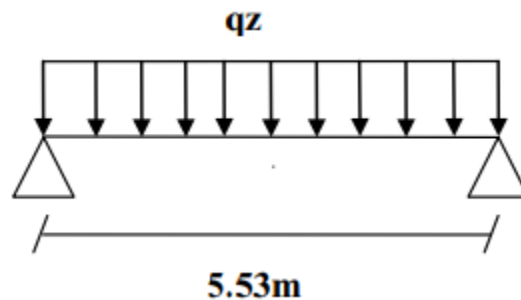
$$W_{plz} \geq \frac{M_{z,sd} \times \gamma_{m0}}{F_y} \Rightarrow W_{plz} \geq \frac{0.8071 \times 10^6 \times 1.1}{235 \times 10^{-1}} \Rightarrow W_{plz} > 3.78 \text{ cm}^2.$$

Vérification :

$$M_{z,rd} = \frac{W_{plz} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3.77 \times 2.35}{1.1} = 80.75 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = 80.71 < M_{z,rd} = 80.75 \text{ daN.m} \dots \text{cv.}$$

Axe (z-z) :



$$M_{y,sd} = q_z \times \frac{L^2 z}{8} = 422.71 \times \frac{(5.53)^2}{8}$$

$$M_{y,sd} = 1615.87 \text{ daN.m.}$$

$$M_{y,sd} \leq M_{y,rd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{ply} \geq \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{m0}}{F_y} = \frac{16.15 \times 10^6 \times 1.1}{235 \times 10^{-1}} \quad W_{ply} \geq 75.63 \text{ cm}^3.$$

Verification:

$$M_{y,rd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{7.6 \times 235}{1.1} = 1623.63 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = 1615.87 \text{ daN/m} < M_{y,rd} = 1623.63 \text{ daN.m} \dots \text{cv.}$$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

C/ condition de flèche à l'ELS :

$$q_s y = q_s \sin \alpha = 285.15 \sin (11.30) = 55.87 \text{ daN/ml.}$$

$$q_s z = q_s \cos \alpha = 285.15 \cos (11.30) = 279.62 \text{ daN/ml.}$$

Axe (y-y):

$$\delta = \frac{5 \times q_{sy} \times l^4}{384 \times EI}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{200} = \frac{267.5}{200} = 1.3825 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \quad I_z \geq \frac{5 \times q_{sy} \times l^4}{384 \times E \times \delta_{\max}} = \frac{5 \times 0.5587 \times (276.5)^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1.3825} \quad I_z \geq 14.64 \text{ cm}^4.$$

Axe (z-z):

$$\delta = \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times EI}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{200} = \frac{558}{200} = 2.765 \text{ cm.}$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \quad \Rightarrow \quad I_z \geq \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times E \times \delta_{\max}} = \frac{5 \times 2.7962 \times (558)^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 2.765} = 586.39 \text{ cm}^4$$

d. Choix du profilé :

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un IPE 160.

Tableau III.01 : Caractéristiques du profilé IPE160 de la panne.

profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE160	15.8	20.1	160	82	7.4	5	127.2	869.3	68.31	123.9	26.10	6.58	1.84

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

E/ condition de flèche avec poids propre inclus :

$$q_1 = G + Q = [(11 \times 2.03 + 15.8) + 100 \times 2.03] = 241.13 \text{ daN/ml}$$

$$q_2 = G + w = [(11 \times 2.03 + 15.8) + (-162.9 \times 2.03)] = -269.35 \text{ daN/ml}$$

$$q_3 = G + S = [(11 \times 2.03 + 15.8) + (15.7 \times 2.03)] = 104.59 \text{ daN/ml}$$

$$q_{s \max} = 269.35 \text{ daN/ml.}$$

$$q_{sz} = q_s \sin \alpha = 269.35 \sin (11.30) = 52.78 \text{ daN/ml.}$$

$$q_{sy} = q_s \cos \alpha = 269.35 \cos (11.30) = 264.13 \text{ daN/ml.}$$

$$\text{Plan (z-z) : } \delta = \frac{5 \times q_{sy} \times l^4}{384 \times EI_z} = \frac{5 \times 0.50 \times (276.5)^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 68.31} = 0.28 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{200} = \frac{276.5}{200} = 1.3825 \text{ cm.}$$

Donc : $\delta \leq \delta_{\max}$ condition vérifier.

$$\text{Plan (y-y) : } \delta = \frac{5 \times q_{sy} \times l^4}{384 \times EI_z} = \frac{5 \times 0.269 \times (553)^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 869.3} = 1.79 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{200} = \frac{553}{200} = 2.765 \text{ cm.}$$

Donc : $\delta \leq \delta_{\max}$ condition vérifier.

Donc les conditions de flèche sont vérifiées.

III.03.6. Classe du profilé :

A/ Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon$$

Avec :

$$t_w = 5 \text{ mm.}$$

$$d = 127.2 \text{ mm.}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{127.2}{5} = 25.44 \\ 72 \varepsilon = 72 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 72 \end{array} \right.$$

$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon$ cv donc l'âme est de classe I.

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

B/ Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t} \leq 10 \varepsilon$$

Avec :

$$t_f = 7.4 \text{ mm.}$$

$$C = 41 \text{ mm.}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{41}{7.4} \leq 5.54$$

$$10 \varepsilon = 10 \sqrt{\frac{235}{235}} = 10$$

$\Rightarrow \frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \dots\dots$ cv donc l'âme est de classe I.

Donc la section du profilé globale est de classe I.

III.3.7.Vérification des contraintes :

Les pannes travaillent à la flexion déviée, il faut donc vérifier que :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z}} \right) \beta \leq 1$$

$$\begin{cases} \alpha = 2 \dots\dots\dots \beta = 5n \geq 1 \\ \beta = 1 \Leftrightarrow n = \frac{N}{N_{pl}} = 0 \quad \text{Et} \quad M_{sd} = \frac{q l^2}{8} \end{cases}$$

La formule précédente sera comme suit :

$$\left(\frac{M_{y,sd} \times \gamma_{m0}}{W_{pl,y} \times F_y} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,sd} \times \gamma_{m0}}{W_{pl,z} \times F_y} \right)^2 \leq 1$$

$$q_1 = 1.35 G + 1.5 Q = [1.35 (11 \times 2.03) + 15.8] + [1.5 (100 \times 2.03)] = 350.45 \text{ daN/ml.}$$

$$q_2 = G + 1.5 W = (11 \times 2.03 \times 15.8) + [1.5 (-162.9) \times 2.03] = -143.21 \text{ daN/ml.}$$

$$q_3 = 1.35 G + 1.5 S = [1.35 (11 \times 2.03 \times 15.8)] + [1.5 (15.7 \times 2.03)] = 153.14 \text{ daNml.}$$

$$q_{u \max} = 350.45 \text{ daN/ml.}$$

$$q_{uz} = q_u \cos \alpha = 350.45 \cos (11.30) = 343.65 \text{ daN/ml.}$$

$$q_{uy} = q_u \sin \alpha = 350.45 \sin (11.30) = 68.67 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{y,sd} = q_{uz} \times \frac{l^2}{8} = 343.65 \times \frac{5.53^2}{8} \quad M_{y,sd} = 1313.64 \text{ daN.m.}$$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

$$M_{z,sd} = \text{quy} \times \frac{l^2 E}{8} = 68.67 \times \frac{(2.765)^2}{8} \quad M_{z,sd} = 65.62 \text{ daN.m.}$$

$$\left(\frac{1313.65 \times 1.1}{123.9 \times 23.5}\right)^2 + \left(\frac{65.62 \times 1.1}{26.1 \times 23.5}\right)^2 \leq 1$$

0.24 + 0.117 = 0.357 < 1.....condition vérifiée.

Donc les pas pannes en IPE160 vérifient les contraintes de la flexion déviée.

III.3.8.Résistance de la panne au déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité qui se manifeste par une déformation latérale des parties comprimées de la section de la panne sous l'action du vent en soulèvement.

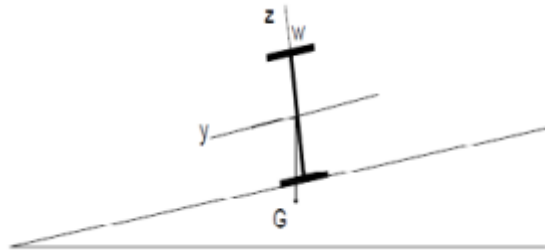


Figure III.06: panne vis-à-vis du déversement.

Le moment résistant de déversement est donné par la relation suivante :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times B_w \times W_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$B_w = 1$ (section de classe I).

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

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\Phi_{lt} + \sqrt{\Phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2})}$$

χ_{lt} = Est le facteur de réduction pour le déversement.

Avec :

$$\Phi_{lt} = [0.5 (1 + \alpha_{lt} (\lambda_{lt} - 0.2)) + \lambda_{lt}^2]$$

$\alpha = 0.21$ (facteur d'imperfection Pour les profils laminés).

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{E_w \times W_{pl,y} \times F_y}{M_{cr}}}$$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

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

Avec :

$C_1 = 1,132$ (Charge uniformément répartie).

I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 3.6 \text{ cm}^4$)

I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 3.96 \times 10^3 \text{ cm}^6$)

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 68.31 \text{ cm}^4$)

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \times 10^5}{2(1+0.3)} = 8.08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 \dots (E = 21 \times 10^2 \text{ et } \nu = 0.3)$$

$$L = 2.765 \text{ m}$$

$$M_{cr} = 1.132 \cdot \frac{(3.14)^2 \times 21 \times 10^6 \cdot 68.31}{(276.5)^2} \sqrt{\frac{3.96 \times 10^3}{68.31} + \frac{(276.5)^2 \times 8.08 \times 10^6 \times 3.6}{(3.14)^2 \times 21 \times 10^6 \times 68.31}}$$

$$M_{cr} = 3072197.6 \text{ N.cm} = 3.07 \times 10^6 \text{ N.cm.}$$

On calcul:

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{E_w \times W_{pl,y} \times F_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 123.9 \times 235 \times 10^2}{3.07 \times 10^6}} \quad \lambda_{lt} = 0.973$$

$$\chi_{lt} = 0.5 \times [1 + 0.21 (0.973 - 0.2) + (0.973)^2] = 1.05$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\chi_{lt} + \sqrt{\chi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2})} = \chi_{lt} = \frac{1}{(\chi_{lt} + \sqrt{\chi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2})} \quad \chi_{lt} = 0.692$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0.692 \times 1 \times 123.9 \times 23.5}{1.1} = 1832.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 15.56 \text{ kN.m} < M_{b,Rd} = 1832.21 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{condition verifier.}$$

➤ La stabilité du déversement est vérifiée.

III.03.9. Résistance au voilement par cisaillement :

$$\frac{d}{t_w} \leq 69 \varepsilon$$

Avec :

$$t_w = 5 \text{ mm.}$$

$$d = 127.2 \text{ mm (distance entre nus intérieurs des semelles Pour notre profilé).}$$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}}$$

$$\left\{ \frac{d}{t_w} = \frac{127.2}{5} = 25.4 \right.$$

$$69 \varepsilon = 69 \sqrt{\frac{235}{235}} = 69 \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 69 \varepsilon \dots\dots cv$$

➤ Donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement.

III.03.10. Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

La stabilité au flambement sera vérifiée si la condition suivante est vérifiée :

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

Avec :

d : distance entre nus intérieurs des semelles.

t_w : épaisseur de l'âme

A_w : aire de l'âme du profilé $A_w = t_w \times (h - 2 t_f) = 5 \times (160 - (2 \times 7.4)) = 726 \text{ mm}^2$

$A_{fc} = b \cdot t_f = 82 \times 7.4 = 606.8 \text{ mm}^2$ (aire de la semelle comprimée).

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ (limite d'élasticité de la semelle comprimée).

$E = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ (module d'élasticité).

K = Coefficient pris égal à 0.3 (semelle de classe I).

Donc :

$$\left\{ \begin{aligned} K \times \frac{E}{F_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} &= 0.3 \times \frac{2.1 \times 10^5}{235} \times \sqrt{\frac{726}{606.8}} = 293.24 \\ \frac{d}{t_w} &= \frac{160 - (2 \times 7.4)}{5} = 29.04 \end{aligned} \right.$$

Alors : $\frac{d}{t_w} = 29.04 \leq K \times \frac{E}{F_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 293.24 \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

⇒ La stabilité de la panne au flambement de la semelle comprimée est vérifiée.

NB :

La section en IPE 160 assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité,

Donc elle est convenable pour les pannes de notre structure.

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

III.04.Calcul des liernes :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Ils sont généralement formés de barres rondes ou de petites cornières.

Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

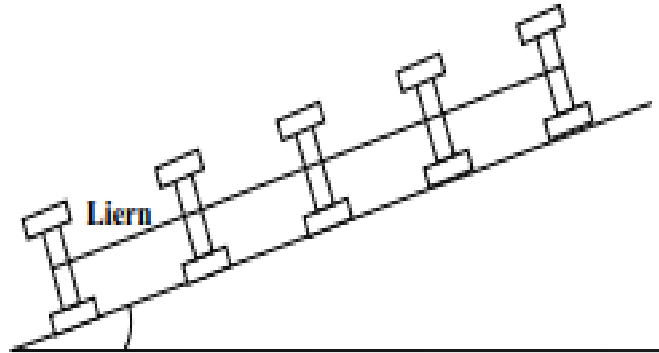
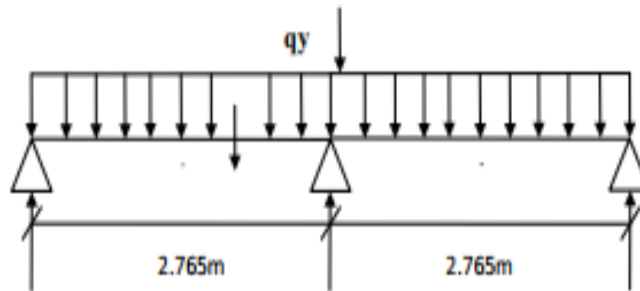


Figure III.07 : Coupe transversale des liernes

III.04.01.Les efforts dans des liernes :



$$R = 1.25 q_y l_y$$

$$R = 1.25 \times 84.46 \times 2.765$$

$$R = 291.91 \text{ daN.}$$

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

$$T1 = R/2 = 291.91/2 = 145.95 \text{ daN}$$

Effort dans les tronçons des liernes L2, L3, L4, L5 :

$$T2 = R + T1 = 291.91 + 145.95 = 437.86 \text{ daN}$$

$$T3 = R + T2 = 729.77 \text{ daN}$$

$$T4 = R + T3 = 1021.68 \text{ daN}$$

$$T5 = R + T4 = 1313.59 \text{ daN}$$

$$T6 = R + T5 = 1605.50 \text{ daN}$$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

Effort dans les diagonales L6

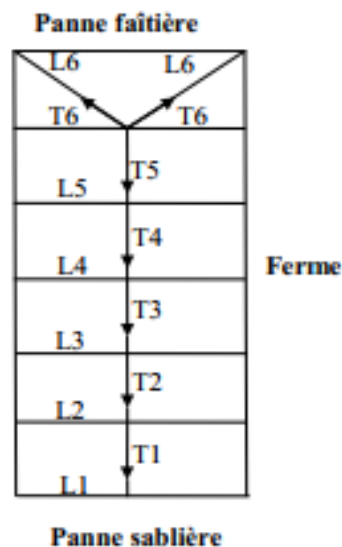
$$2T6 \cdot \cos \theta = T5$$

$$\theta = \arctan 2.03/2.765 = 36.28^\circ$$

$$T6 = T5/2\cos \theta = 1499.63/2\cos 36.28 = 930.2 \text{ daN}$$

Remarque

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction et qui sont soumises à des efforts croissants, au fur et à mesure qu'ils se rapprochent du faîtage. Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas être attachés aux pannes faîtières, qui périraient transversalement. Ils sont donc transmis aux fermes par des tirants en diagonale (bretelles).



III.04.02. Dimensionnement des liernes :

$$N_{sd} \leq N_{pl,R,d}$$

Avec :

- N_{sd} : Effort normal sollicitant.
- $N_{pl,R,d}$: Effort normal résistant.
- $N_{pl,R,d} = A_S \times \left(\frac{F_y}{\gamma_{m0}} \right)$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

$$N_{sd} \leq A_s \times \left(\frac{F_y}{\gamma_{m0}} \right) \Rightarrow A_s \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{F_y} \Rightarrow A_s \geq \frac{1313.59 \times 10 \times 1.1}{235}$$

$$A_s = 61.49 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{\pi \times \varphi_{min}^2}{4} \Rightarrow \varphi_{min}^2 = \frac{4 \times A_{smin}}{\pi}$$

$$\varphi_{min} \geq \sqrt{\frac{4 \times 61.49}{3.14}} \quad \varphi_{min} \geq 8.85 \text{ mm}$$

NB :

On choisira un lierne de la panne de diamètre $\Phi 12$ (section résistante de la panne filetée)

$$A_s = 84.30 \text{ mm}^2$$

III.5. Calcul de l'échantignolle:

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

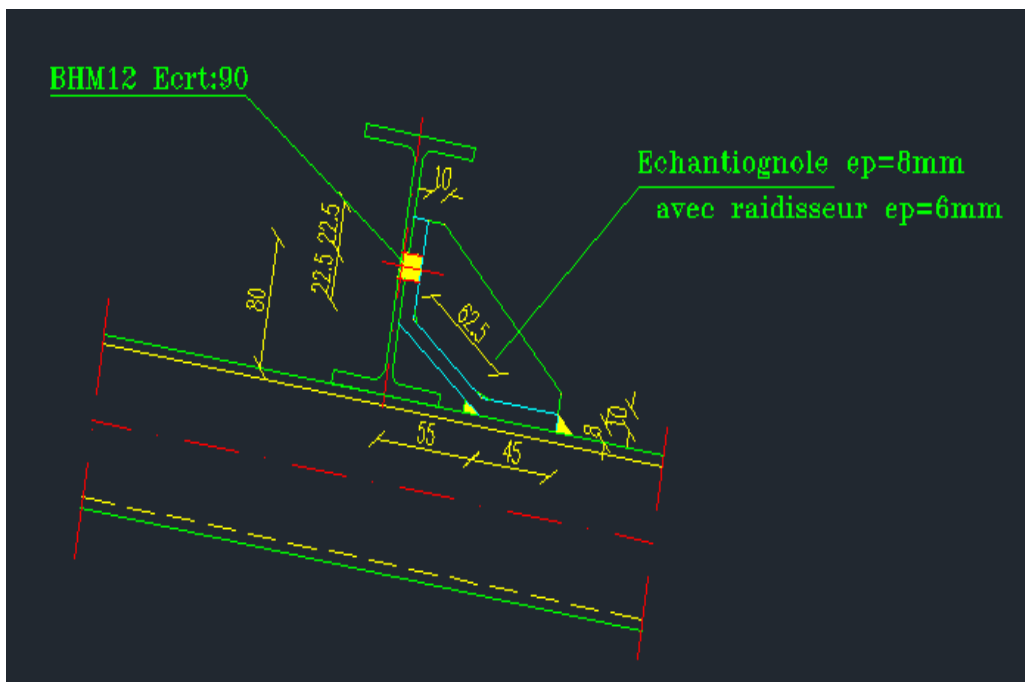


Figure III.08 : Vue en 3D de l'échantignolle.

III.05.1. Dimensionnement de l'échantignolle :

III.05.1.1. L'excentrement « t » :

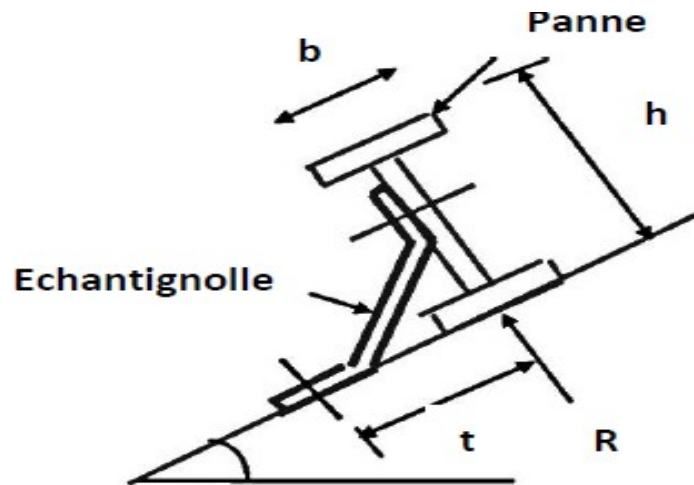


Figure III.9 : schéma de l'échantignolle

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

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

Pour un IPE160 :

$$\begin{cases} b_f = 82 \text{ mm} & \Leftrightarrow & 82 \text{ mm} \leq t \leq 123 \text{ mm} \\ h = 160 \text{ mm} \end{cases}$$

Donc on prend : t = 10 cm

III.5.1.2. Calcul du moment de renversement Mr :

Le principe de dimensionnement est de déterminer le moment de renversement du au chargement surtout avec l'effort de vent de soulèvement.

$$M_r = F_y \times C + F_z \times \frac{h}{2}$$

$$\begin{cases} F_y = [1.35 G_y + 1.5 W] \times 1/2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_z = [1.35 G_z] \times 1/2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} G_y = G \cos \alpha = [15.8 + (2.03 \times 11)] \cos (11.30) = 37.39 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} G_z = G \sin \alpha = [15.8 + (2.03 \times 11)] \sin (11.30) = 7.47 \text{ daN/ml.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_y = [1.35 \times 37.39 + 1.5 \times (-307.48)] \times \frac{5.53}{2} = 1135.70 \text{ daN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_z = [1.35 \times 7.47] \times \frac{5.53}{2} = 27.88 \text{ daN} \end{cases}$$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

Donc :

$$M_r = [(-1135.70) \times 0.05] + [27.88 \times (\frac{0.16}{2})]$$

$$M_r = -54.55 \text{ daN.m}$$

III.5.1.3. Module de résistance de l'échantignolle :

$$W = I/v$$

$$\begin{cases} I = L \cdot e^3 / 12 \\ V = e/2 \Rightarrow W = L \cdot e / 6 \end{cases}$$

III.5.1.4. Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle « e » :

$$\frac{M_r}{W} \leq F_y$$

$$\frac{6M_r}{L \cdot e^2} \leq F_y \quad e = \sqrt{\frac{6 \times M_r}{L \times F_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 0.54}{100 \times 235}} \times 10^2 = 12 \text{ mm.}$$

- On prend un échantignolle d'épaisseur : **e = 12 mm.**

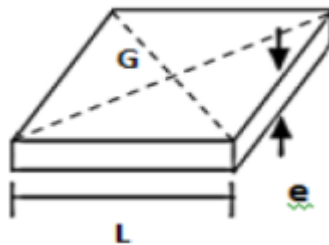


Figure III.10 : La largeur de l'échantignole.

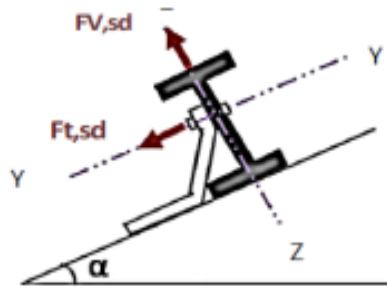
III.5.2. Boulon d'attache :

Le boulon d'attache est sollicité par deux efforts combinés de traction « $F_{t,sd}$ » et de cisaillement « $F_{v,sd}$ ».

Il sera dimensionné de telle façon à satisfaire la condition indiquée en (chapitre 6 § 6.5.5 page 112) donné par la formule 6.3 comme suit :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1$$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire



Avec :

$F_{v,sd}$: Effort de cisaillement

$F_{t,sd}$: Effort de traction

$F_{v,sd}$ et $F_{t,sd}$: représentent F_y et F_z respectivement

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

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

Un boulon de classe 8.8 de caractéristiques suivantes :

F_{ub} : 800 N/mm²

$$\gamma_{mb} = \begin{cases} 1.25 & \text{boulonne sollicité on cisaillement.} \\ 1.5 & \text{boulonne sollicité on traction} \end{cases}$$

$F_{v,Rd}$ et $F_{t,Rd}$: sont donnée en fonction de l'aire de la section résistante « A_s » du boulon

$$F_{v,Rd} = \frac{0.5 \times F_{bu} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.5 \times 0.8 \times A_s}{1.25} = 0.32 A_s$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \times F_{bu} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \times 0.8 \times A_s}{1.5} = 0.48 A_s$$

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 F_{t,Rd}} \leq 1 \Leftrightarrow \frac{12.31}{0.32 A_s} + \frac{0.24}{1.4 (0.48) A_s} \leq 1 \Leftrightarrow A_s = \frac{12.31}{0.32 A_s}$$

$$A_{smin} = 35.46 \text{ mm}^2$$

On prend un boulon de diamètre Ø12 d'une section résistante $A_s = 84,3 \text{ mm}^2$ Pour la précision, le règlement CCM 97 impose d'autre vérification qui sont :

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

1ère vérification :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} = \frac{12.31}{0.324s} \leq 1 \quad \Leftrightarrow \quad \frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} = \frac{12.31}{0.32 \times 84.3} = 0.42 \leq 1 \quad \text{condition vérifiée.}$$

2ème vérification :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} \leq 1 \quad \text{avec : } F_{b,Rd} = \frac{2.5 \alpha \times F_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$F_{b,Rd}$: Résistance à la pression diamétrale.

$$A = \min(F_{ub}/F_u, 1) = \min(360/360, 1) = 1$$

d : diamètre du boulon (M12).

t : épaisseur de l'échantignole t=12 mm.

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \alpha \times F_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} = \frac{2.5 \times 1 \times 360 \times 12 \times 12}{1.25} \times 10^{-1} = 103.68 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} = \frac{11.35}{103.68} = 0.109 \leq 1 \quad \text{condition vérifiée.}$$

3ème vérification :

$$\frac{F_{v,sd}}{B_{p,Rd}} \leq 1$$

Avec :

$B_{p,Rd}$: Résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement de la tête du boulon ou de l'écrou.

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times F_u}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

t_p : épaisseur de la plaque sous la tête du boulon ou l'écrou.

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

d_m : diamètre moyen de la tête du boulon de l'écrou (M12).

$$d_m = 12 \text{ mm.}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times F_u}{\gamma_{m0}} = \frac{0.6 \times 3.14 \times 12 \times 5 \times 360}{1.25} = 32.55 \text{ KN}$$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

$$\frac{F_{v, sd}}{B_{p, Rd}} = \frac{0.27}{32.55} = 0.008 \leq 1$$

NB :

Les conditions imposées par le CCM97 sont vérifiées pour le boulon de diamètre Ø12.

III.5.3.Cordon de soudure :

Prenons un cordon d'épaisseur minimale $a=6$ mm et vérifions sa résistance aux l'effort sollicitant.

Pour : $t_{max} \leq 17\text{mm} \iff a_{min} = 6\text{mm}$

$$\sigma_{\perp} = \frac{F_{v, sd}}{2(b \times a)} = \frac{113.5 \times 103}{2.(45 \times 100) \cdot 6} = 6.76 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{//} = \frac{F_{v, sd}}{2(b \times a)} = \frac{278.8}{2.(45) \cdot 6} = 0.516 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\perp} = \frac{MG}{b(2 \times l) \times a}$$

$$MG = F_{v, sd}(b+c)F_{t, sd} \frac{h}{2} = 11350 \times 100 + 278.8 \times 80 = 11.57 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{11.57 \times 10^5}{2.(45 \times 100) \cdot 6} = 21.42 \text{ N/mm}^2$$

Vérification de la soudure

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq \frac{F_y}{B_w \times \gamma_{mw}}$$

Avec : $F_y = 360 \text{ N/mm}^2$.

$B_w = 0.8$

$\gamma_{mw} = 1.25$

$$\text{A.N: } \sqrt{(6.76)^2 + 3[(21.42)^2 + (0.516)^2]} \leq \frac{360}{0.8 \times 1.25}$$

$$\Rightarrow 37.72 \text{ N/mm}^2 \leq 360 \text{ N/mm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

Le cordon de soudure d'épaisseur 6 mm est suffisant.

III.06. Calcul des lisses de bardage :

Les lisses de bardage sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou des profils mince pliés disposées horizontalement, elles sont portées par les poteaux de portiques ou éventuellement par les potelets intermédiaires.

III.06.1. Détermination des sollicitations :

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

En outre, sous l'effet de son poids propre et du poids du bardage qui lui est associé, elle fonctionne à la flexion déviée.

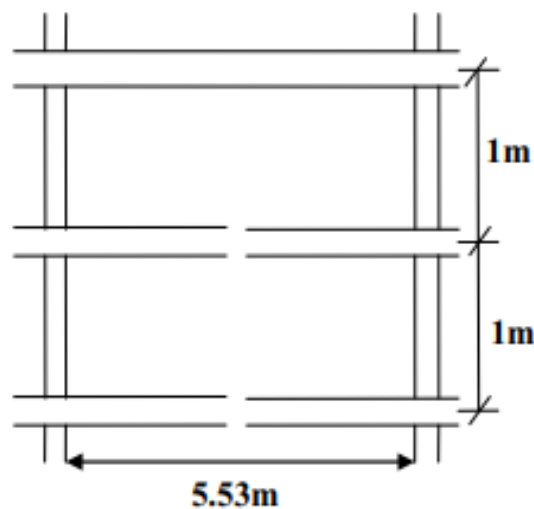


Figure III.11: Coupe longitudinale de la lisse de bardage.

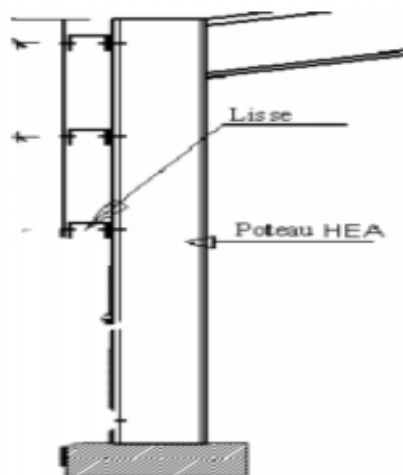


Figure III.12: Coupe transversal de la lisse de bardage.

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

III.06.2.Espacement des lisses :

La structure en charpente à une hauteur des poteaux de 8m

- Espacement des lisses ($e = 1\text{m}$)
- Nombre de lisses ($n = 6$)

III.06. 3. Dimensionnement des lisses :

Pour les conditions de réalisation et d'esthétique, les lisses de bardage doivent être de même type et de même dimension.

Pour dimensionner, on tiendra compte de la valeur la plus défavorable entre la pression de vent exercée sur le long-pan et celle sur le pignon.

L'action du vent maximale est :

$W_{\max} = -1076.49 \text{ daN/m}^2$, (Pressions sur les parois verticales - Direction V1 du vent Pignon).

a. Efforts sollicitant la lisse

Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée de $l=5.53\text{m}$, elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet des charges suivantes :

- Une charge horizontale du la pression de vent (-119.08daN/m^2).
 - Une charge verticale du au poids propre du bardage TN40 (11daN/m).
 - Une charge verticale du au poids propre de la lisse (22.4 daN/m).
- Charge horizontale F_z :

$$F_z = W_{\max} \times \text{esp} = 107.649 \times 1 = 107.649\text{daN/m}.$$

• Charge verticale F_y :

$$F_y = (11 \times 1) + 22.4 = 33.4 \text{ daN/m}.$$

b. Calcul des moments à L'ELU :

• Moment sollicitant M_{sd} :

Plan (y-y) :

$$M_{z,sd} = 1.35 F_y \times \frac{l^2 y}{8} = 1.35 \times 33.5 \times \frac{(5.53)^2}{8} = 172.36 \text{ daN.m}$$

Plan (z-z):

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

$$M_{y,sd} = 1.5 Fz \times \frac{L^2 z}{8} = 1.5 \times 107.65 \times \frac{(5.53)^2}{8} = 617.25 \text{ daN.m}$$

• Module de résistance :

Plan (y-y) :

$$M_{y,sd} \leq M_{y,crd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}} \quad \Leftrightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{m0}}{F_y} = \frac{6.17 \times 10^3 \times 1.1}{235} = 28.88 \text{ cm}^3$$

Plan (z-z):

$$M_{z,sd} \leq M_{z,crd} = \frac{W_{plz} \times F_y}{\gamma_{m0}} \quad \Leftrightarrow W_{plz} \geq \frac{M_{z,sd} \times \gamma_{m0}}{F_y} = \frac{1.72 \times 10^3 \times 1.1}{235} = 8.05 \text{ cm}^3$$

c. Condition de flèche à L'ELS :

Plan (y-y) :

$$\delta = \frac{5 \times Fy \times ly^4}{384 \times E \times Iz}$$

$$\delta = \frac{l}{200} = \frac{553}{200} = 2.765 \text{ cm.}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \quad \Leftrightarrow \quad Iz \geq \frac{5 \times Fy \times ly^4}{384 \times E \times \delta_{max}} \quad \Leftrightarrow \quad Iz \geq \frac{5 \times 0.334 \times (553)^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 2.765}$$

$$\Leftrightarrow \quad Iz \geq 70.04 \text{ cm}^4$$

Plan (z-z) :

$$\delta = \frac{5 \times Fz \times lz^4}{384 \times E \times Iz}$$

$$\delta = \frac{l}{200} = \frac{553}{200} = 2.765 \text{ cm.}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \quad \Leftrightarrow \quad Iz \geq \frac{5 \times Fz \times lz^4}{384 \times E \times \delta_{max}} \quad \Leftrightarrow \quad Iz \geq \frac{5 \times 1.07 \times (553)^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 2.765}$$

$$\Leftrightarrow \quad Iz \geq 224.39 \text{ cm}^4$$

d. Choix du profilé :

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un IPE200.

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

Tableau III.02: Caractéristiques du profilé IPE200.

profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE200	22.4	28.5	200	100	8.5	5.6	159	1943	142.4	220.6	44.61	8.26	2.24

III.6. 4.Vérification de contraintes de l'IPE 200 :

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

$$\left(\frac{M_{y,sd} \times \gamma_{m0} \times (1 - 0.5a)}{M_{Ny,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,sd} \times \gamma_{m0}}{M_{Nz,Rd}}\right)^1 \leq 1$$

Avec :

Pour un profilé laminé en I :

$$\begin{cases} \alpha = 2 \dots \dots \dots \beta = 5n \geq 1 \\ \beta = 1 \Rightarrow n = N/N_{pl} = 0 \end{cases}$$

$$a = \min (A_w/A; 0.5)$$

$$A_w = A - 2b_t t_f = 28.5 - (2 \times 10 \times 0.85) = 11.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } a = \min (11.5/28.5 ; 0.5) = \min (0.4 ; 0.5)$$

$$A = 0.4$$

A.N :

$$\left(\frac{6.17 \times 10^2 \times 1.1 \times (1 - 0.5 \times 0.4)}{220.6 \times 23.5}\right)^2 + \left(\frac{1.72 \times 10^2 \times 1.1}{44.61 \times 23.5}\right)^1 = 0.19 \leq 1 \dots \dots \dots CV$$

III.06. 5.Vérification de la flèche d'un IPE200 :

L'ELS :

• Charge horizontale F_z :

$$F_z = W_{\max} \times \text{esp} = 107.649 \times 1 = 107.649 \text{ daN/m.}$$

• Charge verticale F_y :

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

$$F_y = (11 \times 1) + 22.4 = 33.4 \text{ daN/m.}$$

Plan (y-y) :

$$\delta = \frac{5 \times F_y \times l_y^4}{384 \times E \times I_z} \Rightarrow \delta = \frac{5 \times 0.334 \times (553)^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 142.4} = 1.36 \text{ cm.}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{200} = \frac{553}{200} = 2.765 \text{ cm.}$$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} \delta = 1.36 \text{ cm} \Rightarrow \delta \leq \delta_{\max} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.} \\ \delta_{\max} = 2.765 \text{ cm} \end{array} \right.$

Plan (z-z) :

$$\delta = \frac{5 \times F_z \times l_z^4}{384 \times E \times I_z} \Rightarrow \delta = \frac{5 \times 1.07 \times (553)^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1943} = 0.319 \text{ cm.}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{200} = \frac{553}{200} = 2.765 \text{ cm.}$$

Donc : $\delta \leq \delta_{\max} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$

- Le profilé **IPE 200** est vérifié donc il convient comme **lisse de bardage**.

III.6.6. Calcul des attaches des lisses :

La fixation des lisses sur les poteaux et réalisée par des chutes de cornières soudée sur les semelles des poteaux et boulonnées avec les lisses de bardage.

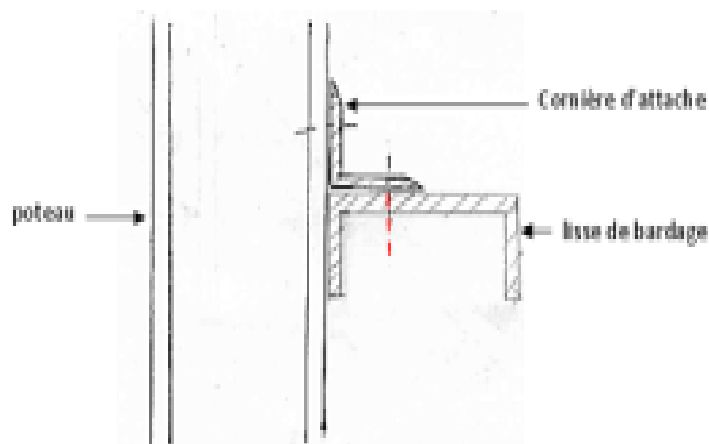


Figure III.13 : Fixation de lisse avec cornière par boulon d'attache.

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

a. Calcul du boulon d'attache :

Le boulon d'attache soumis à un effort de combiné de cisaillement sous l'effort du vent et de traction sous l'effort de charge permanente.

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1$$

Avec :

$$F_{v,Rd} = \frac{0.5 \times F_{bu} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.5 \times 0.8 \times A_s}{1.25} = 0.32 A_s$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \times F_{bu} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \times 0.8 \times A_s}{1.5} = 0.48 A_s$$

$$F_{v,sd} = 1.5 F_z \frac{l}{2} = 1.5 \times 107.65 \times 5.50 / 2 = 444.05 \text{ daN}$$

$$F_{t,sd} = 1.35 F_y \frac{l}{2} = 1.35 \times 33.4 \times 5.50 / 2 = 123.99 \text{ daN}$$

A.N:

$$\frac{4.44}{0.32 A_s} + \frac{1.24}{1.4(0.48) A_s} \leq 1 \Rightarrow \frac{4.44}{0.32 A_s} + \frac{1.24}{0.672 A_s} \leq 1 \Rightarrow A_{s \min} = 17.18 \text{ mm}^2$$

- On prend un boulon de diamètre $\varnothing 16$ et d'une section résistante $A_{s \min} = 157 \text{ mm}^2$.

b. Calcul du cordon de soudure :

• Effort sollicitant le cordon de soudure :

$$M = F_{t,sd} \times d = 123.99 \times 125 = 15498.75 \text{ daN.mm}$$

$$F = \frac{M}{h} = \frac{15498.75}{100} = 154.98 \text{ daN}$$

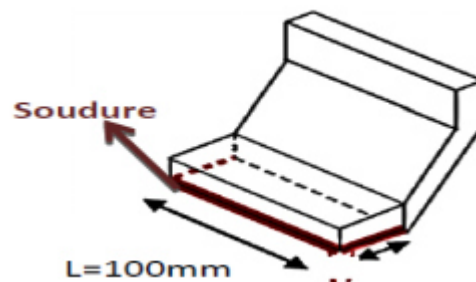


Figure III.14: Fixation de lisse avec poteau par soudure.

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

• Vérification :

$$\sqrt{3 \times \tau \perp^2} \leq \frac{F_y}{B_w \times \gamma_{mw}}$$

Avec :

$$F_y = 360 \text{ N/mm}^2.$$

$$B_w = 0.8$$

$$\gamma_{mw} = 1.25$$

$$\tau \perp = \frac{F}{h.a} = \frac{1649.8}{100 \times 6} = 2.58 \text{ N/mm}^2.$$

(On prend $a_{\min} = 6\text{mm}$ car $t_{\max} \leq 17\text{mm}$)

$$\sqrt{3 \times \tau \perp^2} = \sqrt{3 \times 2.58^2} = 4.47 \text{ N/m m}^2$$

$$\frac{F_y}{B_w \times \gamma_{mw}} = \frac{360}{0.8 \times 1.25} = 360 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow 4.47 \text{ N/mm}^2 \leq 360 \text{ N/mm}^2.$$

- Le cordon de soudure $a_{\min} = 6\text{mm}$ est suffisant.

III.07.Calcul des potelets :

III.07.1.Dimensionnement des potelets :

a. Action et sollicitations

- Poids du bardage (11 daN/m²).
- Poids des lisses IPE (22.4 daN/m).
- Poids propre du potelet (à déterminer).
- Action du vent sur le pignon (107.65 daN/m²).

b. Calcul du moment sollicitant de flexion Msd :

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{(107.65 \times 5.8) \times 5.5^2}{8} = 2360.89 \text{ daN.m}$$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

c. Condition de flèche :

$$\delta = \frac{5 \times F_y \times l^4}{384 \times E \times I} \leq 1/200$$

$$\delta_{\max} = l/200 = 800/200 = 4 \text{ cm.}$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \implies I_y \geq \frac{1000 \times q_w \times l^3}{384 \times E \times \delta_{\max}}$$

$$\implies I_y \geq \frac{1000 \times 107.65 \times 5.8 \times 550^3}{384 \times 21 \times 10^5}$$

$$I_y \geq 1288.18 \text{ cm}^4$$

d. Choix du profilé :

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un IPE 360.

Tableau III.03: Caractéristiques du profilé IPE360.

profilé	Poids	Secti on	Dimensions					Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl y} cm ³	W _{pl z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE360	57.1	72.7	360	170	12.7	8	298.6	16270	1043	1019	191.1	14.95	3.79

III.07.2. Classe du profilé :

a - Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 36 \varepsilon$$

Avec :

$$t_w = 8 \text{ mm.}$$

$$d = 298.6 \text{ mm.}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}}$$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{tw} = \frac{298.6}{8} = 37.32 \\ 36 \varepsilon = 36 \sqrt{\frac{235}{235}} = 36 \Rightarrow \frac{d}{tw} \leq 36 \varepsilon \dots\dots \text{cv donc l'âme est de classe I.} \end{array} \right.$$

b. Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} \leq 10 \xi$$

Avec :

$$t_f = 12.7 \text{ mm.}$$

$$c/t_f = 85 / 12.7 = 6.69$$

$$10 \varepsilon = 10 \sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \quad c/t_f < 10 \varepsilon \dots\dots \text{cv donc l'âme est de classe I.}$$

- Donc la section globale est de classe I.

III.07.3.Vérification de la flèche :

$$\delta = \frac{5 \times F_y \times l^4}{384 \times E \times I} \Rightarrow \delta = \frac{5 \times 6.91 \times 550^4}{384 \times 10^5 \times 16270} = 0.241 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{200} = \frac{550}{200} = 2.75 \text{ cm.}$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

III.07.4.Vérification des contraintes :

Les potelets soumis à la flexion composée, il faut donc vérifier :

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

Avec :

M_{sd} : Moment sollicitant ($M_{sd} = 26.12 \text{ KN.m}$)

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

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

$$M_{N,Rd} = M_{Pl,Rd} \left[\frac{(1-n)}{(1-0.5\alpha)} \right] = W_{pl} \cdot \frac{F_y}{\gamma_{m0}} \left[\frac{(1-n)}{(1-0.5\alpha)} \right]$$

• Calcul de l'effort normal sollicitant N_{sd} :

$$N_{sd} = (0.11 \times 5.8 \times 6) + (0.224 \times 5.8 \times 5) + (57.1 \times 10^{-2} \times 5.5) = 13.46 \text{ KN}$$

Avec :

- Poids du bardage (11 daN/m²).
- Poids des lisses IPE200 (22.4 daN/m).
- Poids propre du potelet (57.1 daN/m).
- Espacement entre le potelet et le poteau (5.8 m).
- Longueur du bardage (6 m).
- Longueur du potelet (5.50 m).
- Nombres des lisses (6).

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{A \times F_y} = \frac{13.46 \times 101}{72.7 \times 23.5} = 0.0086$$

$$a = \min (A_w/A ; 0.5)$$

$$A_w = A - 2b_f \cdot t_f = 72.7 - 2(17 \times 1.27) = 29.52 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc : } a = \min \left(\frac{29.52}{72.7} ; 0.5 \right) \quad a = \min (0.41 ; 0.5) = 0.41$$

$$M_{N,Rd} = 1019 \times \frac{235 \times 10}{1.1} \left[\frac{(1-0.0086)}{(1-0.5 \times 0.41)} \right] = 215.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 26.12 \text{ KN.m} \leq M_{N,Rd} = 215.34 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

III.07.5. Résistance du potelet au flambement :

$$N_{b,Rd} = \frac{\beta_A \times A \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

$N_{b,Rd}$: Résistance au flambement.

$\beta_A = 1$ pour les sections de classe I.

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

$$\gamma_{m1} = 1,1.$$

χ : Coefficient de réduction dépend de λ .

λ : Elancement réduit.

$$\lambda = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9\epsilon$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} h/bf = 360/170 = 2,12 > 1,2 \\ tf = 12,7 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{axe de flambement} \Rightarrow (y-y) \text{ et } (z-z) \\ \text{courbe de flambement } \{a \text{ et } b\} \end{array} \right.$$

- Plan (y-y) :

Axe (y-y) \Rightarrow courbe (a) $\Rightarrow \alpha = 0,21$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{550}{14,95} = 36,79 \Rightarrow \lambda_y = \frac{\lambda_y}{93,9\epsilon} = \frac{36,79}{93,9} = 0,39$$

- Plan (z-z) :

(z-z) \Rightarrow Courbe (b) $\Rightarrow \alpha = 0,34$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{550}{14,95} = 36,79 \Rightarrow \lambda_z = \frac{\lambda_z}{93,9\epsilon} = \frac{145,12}{93,9} = 1,5$$

$$\lambda = \max(\lambda_y ; \lambda_z) = \max(0,39 ; 1,55) = 1,5 \Rightarrow \chi = 0,3422$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,3422 \times 1 \times 7270 \times 235 \times 10^{-4}}{1,1} = 531,48 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 13,46 \text{ KN} \leq N_{b,Rd} = 531,48 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

III.07.6. Résistance au voilement par cisaillement :

$$\frac{d}{t_w} \leq 69 \epsilon$$

Avec :

$$t_w = 8 \text{ mm.}$$

$$d = 298,6 \text{ mm.}$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{298,6}{8} = 37,3 \\ 69 \epsilon = 67 \sqrt{\frac{235}{235}} = 69 \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 69 \epsilon \dots \dots \text{cv} \end{array} \right.$$

- Donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement.

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

III.07.7. Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

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

Avec : $A_w = t_w \times d = 298.6 \times 8 = 2388.8 \text{ mm}^2$

$A_{fc} = b_f \cdot t_f = 170 \times 12.7 = 2159 \text{ mm}^2$ (aire de la semelle comprimée).

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ (limite d'élasticité de la semelle comprimée).

$E = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ (module d'élasticité).

$K =$ Coefficient pris égal à 0.3 (semelle de classe I).

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} K \times \frac{E}{F_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0.3 \times \sqrt{\frac{2388.8}{2159}} = 281.99 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{298.6}{8} = 37.32 \end{array} \right.$$

Alors :

$$\frac{d}{t_w} \leq K \times \frac{E}{F_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

- La section en IPE 160 assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité.
- Donc elle est convenable pour les pannes de notre structure.

III.07.8. Résistance du potelet au déversement :

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

$\beta_w = 1$ (section de classe I).

χ_{lt} = Est le facteur de réduction pour le déversement.

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

$$\chi_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times F_y}{M_{cr}}}$$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

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

Avec :

$C_1 = 1,132$ (Charge uniformément répartie)

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (E = 21 \times 10^5 \text{ N/mm}^2, \nu = 0.3) \quad \Rightarrow \quad G = 8.08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 37.32 \text{ cm}^4$)

I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 313.6 \times 10 \text{ cm}^6$).

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 1043 \text{ cm}^4$).

$$M_{cr} = 1.132 \cdot \frac{3.14^2 \times 21 \times 10^6 \times 1043}{550^2} \sqrt{\frac{313.6 \times 10^3}{1043} + \frac{550^2 \times 8.08 \times 10^6 \times 37.32}{(3.14)^2 \times 21 \times 10^6 \times 1043}}$$

$$M_{cr} = 21730596.876 \text{ N.cm} = 2.17 \times 10^7 \text{ N.cm.}$$

$$\text{On calcul : } \lambda_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times F_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 1043 \times 235 \times 10^2}{21730596.876}}$$

$$\lambda_{lt} = 1.05$$

$$\chi_{lt} = 1.05$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\Phi_{lt} + \sqrt{\Phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2})} \leq 1$$

Avec:

$$\Phi_{lt} = [0.5 (1 + \alpha_{lt} (\lambda_{lt} - 0.2)) + \lambda_{lt}^2]$$

$\alpha = 0.21$ (facteur d'imperfection Pour les profils laminés).

$$\Phi_{lt} = 0.5 \times [1 + 0.21 (1.05 - 0.2) + 1.05^2] = 1.14$$

$$\chi_{lt} = 0.63 \leq 1$$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaire

$$M_{b,Rd} = \frac{0.63 \times 1 \times 1019 \times 235 \times 10^{-4}}{1.1}$$

$$M_{b,Rd} = 137.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 26.11 \text{ kN.m} \leq M_{b,Rd} = 137.44 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

III.08. Conclusion :

Donc la résistance des éléments secondaires aux effets combinés sont vérifié.

Chapitre IV :
Etudes sismique et
analyse dynamique

Chapitre IV : Etudes sismique et analyse dynamique

IV.1.Introduction:

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes. Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations.

Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans la structure.

L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques sollicités sur la structure.

Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien RPA 99 Version 2003, qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

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

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

IV.2.Principe de la méthode:

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV.3.Déterminations des paramètres du spectre de réponse de calcul:

Selon le RPA99 V2003, les paramètres du spectre sont donnés par les valeurs suivantes :

Chapitre IV : Etudes sismique et analyse dynamique

IV.3.1.Coefficient d'accélération A:

Zone sismique : IIa

Classification des ouvrages:2 \Rightarrow A = 0.15 Voir tableau 4.1 du RPA 99 V2003, (Annexe C).

IV.3.2.Coefficient de comportement global de la structure R:

Selon le R.P.A.99/V2003, la valeur de « R » est donnée par le tableau 4.3 du RPA 99V2003, (Annexe C) en fonction du système contreventé.

Dans notre cas on a un système d'ossature contreventée par palées triangulées en X \Rightarrow R = 6.

IV.3.3.Le pourcentage d'amortissement critique ξ :

La valeur « ξ » est en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages Acier dense $\Rightarrow \xi = 5\%$ (voir tableau 4.3 du RPA 99 V2003, (Annexe C).

IV.3.4.Facteur de correction d'amortissement η :

La valeur de « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad \Rightarrow \quad \eta = 1$$

IV.3.5.Périodes T1 et T2 du site:

$$\text{Site meubleS3 : } \begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.15s \end{cases}$$

- Voir tableau 4.7 du RPA 99 V2003, (Annexe C).

IV.3.6.Facteur de qualité Q:

La valeur « Q » est déterminée par la formule suivant:

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

Avec :

Pq : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q ».

- Les critères de qualité « q » :

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité Pq :

Chapitre IV : Etudes sismique et analyse dynamique

Tableau 01: Valeurs des pénalités P_q

Critère q	Observé	N/observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	
Redondance en plan	0	
Régularité en plan		0.05
Régularité en elevation		0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	
$\sum P_q = 0.20$		

Donc :

$$\text{Le Facteur de qualité } Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \Rightarrow \quad Q = 1.20.$$

IV.3.6. Spectre de réponse de calcul:

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left\{ 1 + \frac{T}{T_1} (2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1) \right\} & 0 < T < T_1 \\ 2.5 \eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} - 1 \right) & T_1 < T < T_2 \\ 2.5 \eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 < T < 0.3 \\ 2.5 \eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 0.3 \end{cases}$$

IV.4. Analyse dynamique de la structure:

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est de déterminer ses caractéristiques dynamiques. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amorti. Cela nous permettra par la suite de calculer les efforts internes et les déplacements maximums lors d'un chargement dynamique quelconque, tel qu'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est

Chapitre IV : Etudes sismique et analyse dynamique

souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux.

C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

La modélisation est l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ceci sera suivi par certaines modifications afin d'approcher le comportement de la structure d'origine au maximum.

Dans le but de modéliser notre projet, le logiciel ROBOT a été utilisé. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ces structures. Offre de nombreuse possibilité d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures.

Etapes de la modélisation de la structure :

- Opter pour un système d'unités (daN et m).
- Définition de la géométrie de base.
- Définition des matériaux.
- Définition des sections.

Tableau 02: Eléments constituant la structure.

Elements de la structure	Profiles
Poteau	HEA400
Poutre sablière	IPE200
Membrure Supérieure	2UPN 120
Membrure Inferieure	2UPN 100
Diagonale	70×70×7
Contreventement	CAE 80×80×8
Stabilités	CAE 70×70×7
Panne	IPE160
Potelet	IPE360
Lisse de bardage	IPE200

Chapitre IV : Etudes sismique et analyse dynamique

Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.

- Définition des charges à appliquées.
- Introduction du spectre de réponse.
- Définition des combinaisons de charges.
- Définition des conditions aux limites.
- Lancer l'analyse.

La structure a été modélisée par un modèle tridimensionnel comme montré sur la figure :

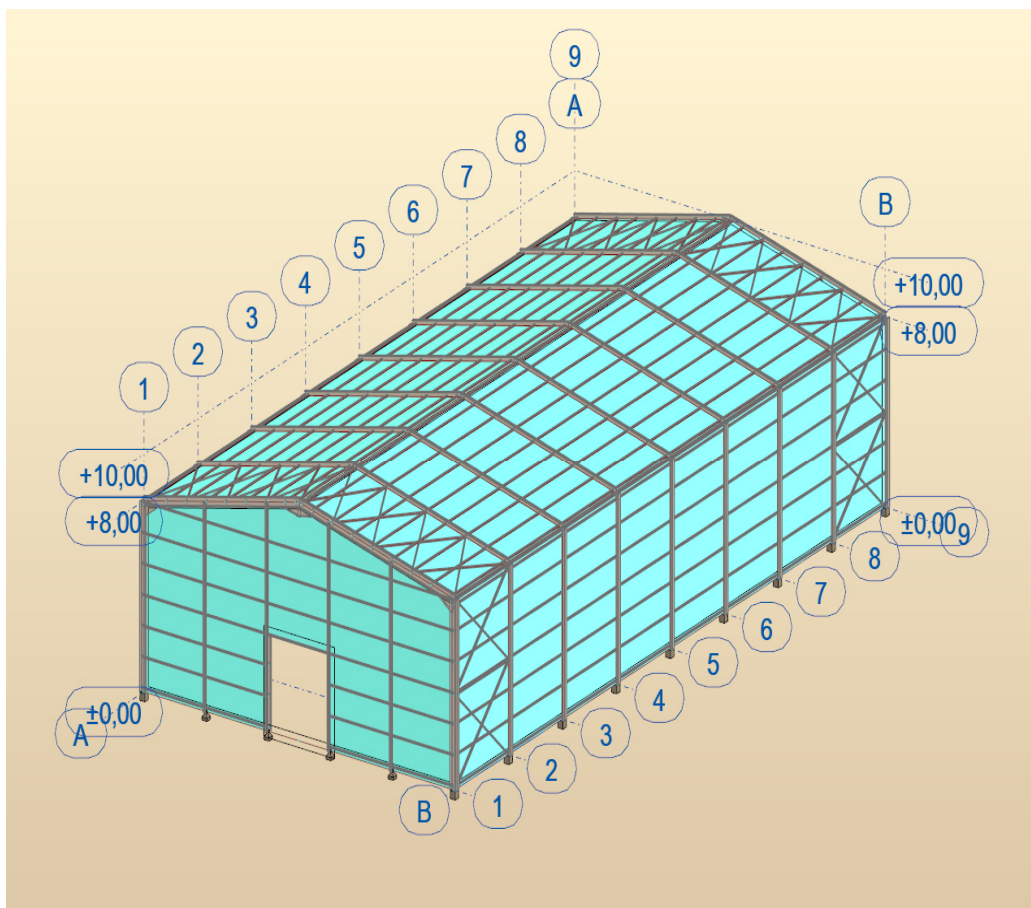


Figure IV.1: Modèle de la structure en 3D.

Chapitre IV : Etudes sismique et analyse dynamique

Les périodes propres de vibration des 3 premiers modes sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 03: Période propre de la structure.

Mode	Période (sec)
1	0.30
2	0.24
3	0.19

IV.5. Analyse modale:

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

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

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone **IIa** (Bouira)
- Groupe d'usage **2**
- Pourcentage d'amortissement ($\xi = 5\%$)
- Coefficient de comportement (**R = 4**)
- Facteur de qualité (**Q = 1,20**)
- Site meuble (**S3**)
- Matériau constitutif : portique acier (Dense)

Chapitre IV : Etudes sismique et analyse dynamique

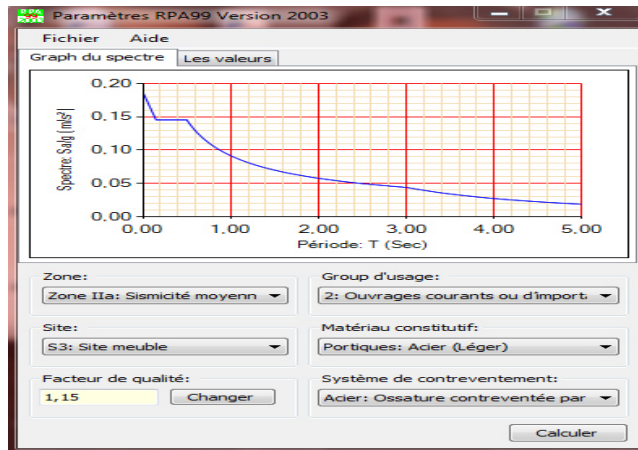


Figure 02: Spectre de réponse.

IV.6.Vérification de la période et la force sismique à la base de La Structure :

IV.6.1.Vérification de la période fondamentale de la structure:

La valeur de T, calculée par le logiciel ROBOT ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée par le RPA99 de plus de 30%.

La période fondamentale obtenu par le logiciel ROBOT :

$$T = 0.30 \text{ s.}$$

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T = C_t \times h_n^{3/4}$$

Avec :

C_t : Coefficient donnée en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, pour des contreventements assurés par des palées triangulés $C_t = 0,05$.

h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) : $h_n = 8 \text{ m}$.

D'où :

$$T = 0,05 \times 8^{3/4}$$

$$T+30\%T = 0.312\text{s}$$

Donc :

$$0.30\text{s} < T+30\%T = 0.312\text{s} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre IV : Etudes sismique et analyse dynamique

IV.6.2.Vérification de la force sismique à la base:

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

$$V_t > 0.8 V$$

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

- Effort sismique dans le sens (X) : $V_t = 8286.42 \text{ daN}$
- Effort sismique dans le sens (Y) : $V_t = 1.64 \text{ daN}$

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone **A = 0.15**

D : facteur d'amplification dynamique moyen

On a : $0 \leq T = 0.24 \text{ s} \leq T_2 = 0.5 \text{ s}$

$$D = 2.5 \times 1 \left(\frac{0.5}{0.68} \right)^{2/3} = 2.04 \text{ s} \quad D = 2.04$$

Q : Facteur de qualité **Q = 1.20**

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

W: Poids total de la structure (calculée par ROBOT) **W = 48599.139 daN**

$$\text{Alors : } v = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.20}{4} \times 84116.97 \quad V = 7721.94 \text{ daN}$$

Chapitre IV : Etudes sismique et analyse dynamique

Tableau 04: Résultante des forces sismiques à la base.

	Vt(daN)	V (daN)	80% V (daN)	Vt > 80% V
V_x	8286.42	7721.94	6177.55	Vérifiée
V_y	1.64	7721.94	1.321	Vérifiée

IV.6.3.Vérification des déplacements:

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

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

Avec :

R: Coefficient de comportement.

δ : Déplacement dû aux forces sismiques.

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Tableau 05: Déplacements relatifs dans le sens(x-x).

Etage	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	1%hk (cm)	Condition
Toiture	1.34	4	5.36	8	Verifier

Tableau 06: Déplacements relatifs dans le sens (y-y).

Etage	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	1%hk (cm)	Condition
Toiture	0.7	4	2.8	8	Verifier

Chapitre V :

Dimensionnement des éléments structuraux

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux

V.1.Introduction:

Après le pré-dimensionnement des éléments et leur modélisation, on procède à la vérification (traction, flambement et résistance) sous l'efforts les plus défavorables tirés du logiciel ROBOT 2016.

Les diverses sollicitations, générées par les actions, développent des contraintes au sein même des matériaux ce qui peut provoquer la déformation des éléments qui composent la structure.

Il est impératif donc de vérifier que les contraintes et les déformations sont en deçà des limites admissibles conformément à la réglementation pour garantir le degré de sécurité souhaité.

V.2.Justification des poteaux:

Les poteaux sont généralement soumis à des charges verticales qu'ils transmettent jusqu'aux fondations.

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que les poteaux soient pré dimensionnés pour résister aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les charges d'exploitation.
- Sollicitations horizontales concernant les séismes, et du vent.

Après plusieurs essais et vérification sur le logiciel ROBOT, le profilé HEA400 résiste aux sollicitations qui lui sont appliquées.

V.2.1.Efforts sollicitant :

Pour pouvoir faire la vérification suivant le règlement, on a obtenu les efforts les plus défavorables de l'élément à l'aide du logiciel **ROBOT**.

- $M_{sd} = 14598.94 \text{ daN.m}$
- $N_{sd} = 5786.02 \text{ daN}$

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux

V.2.2. Caractéristiques du profilé du poteau :

Tableau V.01: Caractéristiques du profilé HEA400

profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA400	125	159	390	300	19	11	298	45070	8564	2562	872.9	16.84	7.34

V.2.3. Classe de la section transversale du poteau :

a. Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 38 \varepsilon$$

Avec :

$$t_w = 11 \text{ mm} \quad d = 298 \text{ mm.}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{298}{11} = 27.09 \\ 38 \varepsilon = 38 \sqrt{\frac{235}{235}} = 38 \end{array} \right.$$

$\Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 38 \varepsilon$ cv donc l'âme est de classe II.

b. Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 11 \xi$$

Avec :

$$t_f = 19 \text{ mm. } C = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm.}$$

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{150}{19} = 7,89 \\ 11 \varepsilon = 11 \sqrt{\frac{235}{235}} = 11 \end{array} \right.$$

$\Rightarrow \frac{c}{t_f} \leq 11 \xi$,cv donc l'âme est de classe II.

Donc la section du profilé globale est de classe II

V.2.4. Condition de résistance :

Les poteaux sont sollicités en flexion composée, donc il faut que cette condition doive être vérifiée:

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

Avec :

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2562 \times 235 \times 10^{-4}}{1,1} = 547,34 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{159 \times 235 \times 10^{-4}}{1,1} = 3396,82 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{M_{sd}}{547,34} \right)^1 + \left(\frac{N_{sd}}{3396,82} \right)^2 = \left(\frac{145,98}{547,34} \right)^1 + \left(\frac{57,86}{3396,82} \right)^2 = 0,26 \leq 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.2.5. Résistance aux instabilités ($M_{sd}+N_{sd}$) :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \frac{A \times F_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{\gamma} \times M_{sd}}{W_{pl} \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Avec :

$$\gamma_{m1} = 1,1$$

χ_{\min} : Coefficient de réduction minimal pour le flambement

$$\chi_{\min} = \text{Min} (\chi_y ; \chi_z)$$

• Plan (y-y) :

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1.3 > 1.2 \\ t_f = 19\text{mm} \leq 40\text{mm} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{axe de flambement (y-y) et (z-z)} \\ \text{courbe de flambement \{a et b\}} \end{array} \right.$$

Axe (y-y): courbe a $\Rightarrow \alpha_y = 0.21$

λ_y : Elancement

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{0.5 \times 1000}{168.4} = 2.96$$

$\bar{\lambda}_y$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta A} = \frac{2.96}{93.9\xi}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9\xi} = \frac{2.96}{93.9} = 0.03$$

χ_y : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}_y$ a courbe de flambement a

$$\chi_y = \frac{1}{(\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2})}$$

$$\Phi = [0.5 (1 + \alpha (\lambda - 0.2) + \lambda^2)] \Rightarrow \Phi = [0.5 (1 + 0.21 (0.03 - 0.2) + (0.03)^2)] = 0.48$$

$$\chi_y = \frac{1}{(0.48 + \sqrt{0.48^2 - 0.03^2})} \Rightarrow \chi_y = 1.04$$

• Plan (z-z) :

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1.3 > 1.2 \\ t_f = 19\text{mm} \leq 40\text{mm} \end{array} \right.$$

Axe (z-z) : Courbe b $\Rightarrow \alpha_z = 0.34$

λ_z : Elancement

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{0.5 \times 8000}{168.4} = 76.29$$

$\bar{\lambda}_z$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta A} = \frac{\lambda}{93.9\xi}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9\xi} = \frac{76.29}{93.9} = 0.81$$

χ_z : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}_z$ courbe de flambement b

$$\chi_z = \frac{1}{(\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2})}$$

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux

$$\Phi = [0.5 (1 + \alpha (\lambda - 0.2) + \lambda^2)] \Rightarrow \Phi = [0.5 (1 + 0.34 (0.81 - 0.2) + (0.81)^2)] = 0.93$$

$$\chi_y = \frac{1}{(0.93 + \sqrt{0.93^2 - 0.81^2})} \Rightarrow \chi_z = 0.72$$

$$\chi_{\min} = \min(1.04 ; 0.72) = 0.72$$

$$K_y = 1 - \frac{M_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times F_y} \quad \text{avec : } K_y \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) + \left[\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right] \quad \text{mais : } \mu_y \leq 0.9$$

$$\mu_y = 0.03 \times (2 \times 1.8 - 4) + \left[\frac{2562000 - 2311000}{2311000} \right] = 0.09$$

$$K_y = 1 - \frac{0.09 \times 107.94}{1.04 \times 159 \times 235 \times 10^{-4}} \quad K_y = 0.997$$

Donc :

$$\frac{57.86}{0.92 \times \frac{159 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1}} + \frac{0.997 \times 145.98}{2562 \times 10^{-3} \times \frac{235}{1.1}} \leq 1$$

0.095 ≤ 1.....condition vérifier.

V.3. Justification des stabilités:

On choisit un double profilé en 2 CAE 70×70×7 et on vérifie sa résistance.

Tableau V.2: Caractéristiques du profilé CAE 70×7.

profilé	Poids	Section	Dimensions			Caractéristique	
	P Kg/m	A cm ²	h=b mm	t mm	y _s mm	I _z = I _y cm ⁴	i _y = i _z cm
CAE 70×7	7.38	9.40	70	7	1.97	42.30	2.12

V.3.1. Les éléments comprimés :

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

Avec : $N_{c,sd} = 2468.47$ daN (obtenue par le logiciel ROBOT).

a. Vérification au flambement :

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \times \beta \times A \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$N_{c,Rd}$: Résistance au flambement

$\beta = 1$ (La section est de classe I)

$\gamma_{m0} = 1,1$

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux

χ : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta A} = \frac{\lambda}{93.95}$$

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

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe c $\Rightarrow \alpha = 0,49$

Axe (z-z) : courbe c $\Rightarrow \alpha = 0,49$

• Axe (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{Lf}{i_y} = \frac{683}{2.12} = 322.17 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.95} = \frac{322.17}{93.9} = 0.43$$

• Axe (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{Lf}{i_z} = \frac{683}{2.12} = 322.17 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.95} = \frac{322.17}{93.9} = 0.43$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y ; \bar{\lambda}_z) = \max(0.43 ; 0.43) = 0.43$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2})} \leq 1$$

Avec :

$$\phi_{lt} = [0.5 (1 + \alpha_{lt} (\lambda_{lt} - 0.2)) + \lambda_{lt}^2]$$

$\alpha = 0.49$ (facteur d'imperfection Pour les profils laminés).

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement c : $\chi = 0.074$

D'où :

$$N_{c,Rd} = \frac{0.074 \times 1 \times 940 \times 2 \times 235}{1.1} = 29815.60 \text{ daN}$$

$$N_{c,sd} = 2524.39 \text{ daN} \leq N_{c,Rd} = 29815.60 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

b. Résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_{yk}}{\gamma_{m0}} = \frac{940 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 40163.6 \text{ daN} \geq N_{c,Rd} = 2524.39 \text{ daN}$$

$$N_{pl,Rd} \geq N_{c,Rd} \dots\dots\dots \text{condition verifier.}$$

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux

V.3.2. Les éléments tendus :

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

Avec : $N_{t,sd} = 2524.39$ daN (obtenue par le logiciel ROBOT).

a. Résistance ultime :

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{A_{net} \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

$$A_{net} = 626 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{626 \times 235}{1.25} = 16225.92 \text{ daN}$$

b. Résistance plastique de calcul de la section nette :

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{626 \times 235}{1.1} = 13373.6 \text{ daN}$$

c. Résistance plastique de calcul de la section brute :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{940 \times 235 \times 2}{1.1} = 40163.6 \text{ daN}$$

d. Vérification :

$\min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd}) = \min(40163.6; 16225.92; 13373.6) = 13373.6$ daN.

$\min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd}) = 13373.6 \text{ daN} \geq N_{t,sd} = 2524.34 \text{ daN} \dots$ Condition vérifiée.

- La palée de stabilité en 2 CAE 70×7 résiste aux phénomènes d'instabilité.

V.4. Justification des contreventements:

On choisit une cornière en 2 CAE 80×8 et on vérifie sa résistance.

Tableau V.3: Caractéristiques du profilé CAE 80×8.

profilé	Poids	Section	Dimensions			Caractéristique	
	P Kg/m	A cm ²	h=b mm	t mm	y _s mm	I _z = I _y cm ⁴	i _y = i _z cm
CAE 80×8	9.63	12.3	80	8	22.6	72.25	2.43

V.4.1. Les éléments comprimés :

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

Avec : $N_{c,sd} = 2215.64$ daN (obtenue par le logiciel ROBOT).

a. Vérification au flambement :

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux

Avec :

$N_{c,Rd}$: Résistance au flambement

$\beta = 1$ (La section est de classe I)

$\gamma_{m0} = 1,1$

χ : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta A} = \frac{\lambda}{93,98}$$

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

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe c $\Rightarrow \alpha = 0,49$

Axe (z-z) : courbe c $\Rightarrow \alpha = 0,49$

• Axe (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{615}{2,12} = 289,88 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,98} = \frac{289,88}{93,98} = 3,08$$

• Axe (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{615}{2,12} = 289,88 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,98} = \frac{289,88}{93,98} = 3,08$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = \max(3,08; 3,08) = 3,08$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2})} \leq 1$$

Avec :

$$\phi_{lt} = [0,5 (1 + \alpha_{lt} (\lambda_{lt} - 0,2)) + \lambda_{lt}^2]$$

$\alpha = 0,49$ (facteur d'imperfection Pour les profils laminés).

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement c : $\chi = 0,1153$

D'où :

$$N_{c,Rd} = \frac{0,1153 \times 1 \times 1,23 \times 2 \times 235}{1,1} = 6059,53 \text{ daN}$$

$$N_{c,sd} = 3876,59 \text{ daN} \leq N_{c,Rd} = 6059,53 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

b. Résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1230 \times 235 \times 2}{1,1} = 52554,5 \text{ daN} \geq N_{c,sd} = 3876,59 \text{ daN} \dots \text{condition vérifier.}$$

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux

V.4.2. Les éléments tendus :

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

a. Résistance ultime :

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{A_{net} \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

$$A_{net} = 916 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{916 \times 360}{1.25} = 23742.7 \text{ daN}$$

b. Résistance plastique de calcul de la section nette :

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{916 \times 235}{1.1} = 19569.09 \text{ daN}$$

c. Résistance plastique de calcul de la section brute :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1230 \times 235 \times 2}{1.1} = 52554.5 \text{ daN}$$

d. Vérification :

$$\min (N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd}) = \min (52554.5 \text{ daN} ; 23742.7 \text{ daN} ; 19569.09 \text{ daN})$$

$$= 19569.09 \text{ daN}$$

$$\min (N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd}) = 19569.09 \text{ daN} \geq N_{t,sd} = 2524.34 \text{ daN} \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

-La palée de stabilité en 2 CAE 80×8 résiste aux phénomènes d'instabilité.

V.5. Justification Des Poutres Sablières:

V.5.1. Caractéristiques du profilé de la poutre sablière :

Tableau V.4: Caractéristiques du profilé IPE 200.

profile	Poids	Section	Dimensions					Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE200	22.4	28.5	200	100	8.5	5.6	159	1943	142.4	220.6	44.61	8.26	2.24

V.5.2. Efforts Sollicitants :

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel de calcul sont :

$$N_{sd} = 405.45 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 191.82 \text{ daN.m}$$

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux

V.5.3. Classe de la section transversale du profilé de la poutre sablière :

A/ Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon$$

Avec :

$$t_w = 5.6 \text{ mm} \quad d = 159 \text{ mm.}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{159}{5.6} = 28.39 \\ 72 \varepsilon = 72 \sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{array} \right.$$

$\Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon$ cv donc l'âme est de classe I.

b. Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \xi$$

Avec :

$$t_f = 8.5 \text{ mm.} \quad C = 50 \text{ mm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{50}{8.5} = 5.88 \\ 10 \xi = 10 \sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right.$$

$\Rightarrow \frac{c}{t_f} \leq 10 \xi$ cv donc l'âme est de classe I.

V.5.4. Vérification de la flèche :

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

Avec : $\delta = 0.5 \text{ cm}$ (calculé par logiciel de calcul Robot)

$$\delta_{\max} = l/200 = 550/200 = 2.75 \text{ cm}$$

$\delta = 0.5 \text{ cm} \leq \delta_{\max} = 2.75 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Donc, on néglige l'effet de l'effort tranchant dans la vérification, par conséquence la section ne sera réduite.

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux

V.5.5. Résistance de la poutre au déversement :

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

$\beta_w = 1$ (section de classe I).

χ_{lt} = Est le facteur de réduction pour le déversement.

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

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{E_w \times W_{ply} \times F_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

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

Avec :

$K = 0.5$ donc $C_1 = 0.712$ (encastrement parfait)

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (E = 21 \times 10^5 \text{ N/mm}^2, \nu = 0.3) \Rightarrow G = 8.08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 51.08 \text{ cm}^4$).

I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 71.15 \times 10^3 \text{ cm}^6$).

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 1317.58 \text{ cm}^4$).

$$M_{cr} = 0.712 \cdot \frac{(3.14)^2 \cdot 21 \cdot 10^5 \times 1317.58}{750^2} \sqrt{\frac{71.15 \times 10^3}{1317.58} + \frac{750^2 \times 8.08 \times 10^6 \times 51.08}{(3.14)^2 \times 21 \times 10^5 \times 1317.58}}$$

$$M_{cr} = 2539401.56 \text{ N.cm} = 2.53 \times 10^6 \text{ N.cm}$$

$$\text{On calcul: } \lambda_{lt} = \sqrt{\frac{E_w \times W_{ply} \times F_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 220.6 \times 235 \times 10^3}{2539401}}$$

$$\lambda_{lt} = 1.43$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2})} \leq 1$$

Avec :

$$\phi_{lt} = [0.5 (1 + \alpha_{lt} (\lambda_{lt} - 0.2)) + \lambda_{lt}^2]$$

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux

$\alpha = 0.49$ (facteur d'imperfection Pour les profils laminés).

$$\Phi l_t = 0.5 \times [1 + 0.21 (1.69 - 0.2) + 1.69^2] = 2.08$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\Phi l_t + \sqrt{\Phi l_t^2 - \lambda l_t^2})} \leq 1 = \frac{1}{(2.08 + \sqrt{2.08^2 - 1.43^2})}$$

$$\chi_{lt} = 0.3 \leq 1$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0.9 \times 1 \times 220.6 \times 235 \times 10^{-8}}{1.1} = 1413.84 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 191.82 \text{ daN.m} \leq M_{b,Rd} = 1413.84 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$

V.6. Justification des fermes:

V.6.1. Introduction :

Les fermes sont composées des membrures, des diagonales et des montants, ce sont généralement en cornières, profils laminés ou des tubes.

Les deux membrures sont réunies par un système à treillis comprenant montants et diagonales.

Les fermes prennent appui, soit sur les poteaux, soit sur les murs, et parfois sur des sablières.

On

considère dans le présent chapitre les fermes légères à âme simple destinées à supporter la couverture, dites de toiture.

V.6.2. Justification des Montants :

$$N_{c,sd} = 2348.02 \text{ daN}$$

$$N_{t,sd} = 2348.02 \text{ daN}$$

On choisit un profilé à chaud en 2 UPN 100 et on vérifie sa résistance.

Tableau V.5: Caractéristiques du profilé UPN 100.

profilé	Poids	Section	Dimensions				Caractéristique	
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	I _z = cm ⁴	i _y = i _z cm
UPN100	10.6	13.5	100	50	8.5	6	206	3.9

→ **Les éléments comprimés :**

-Classe de section :

Paroi comprimée : $b = 50\text{mm}$, $c = b/2 = 25 \text{ mm}$, $tf = 8.5 \text{ mm}$

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux

$$\frac{c}{t_f} = \frac{50}{8.5} = 5.88 < 10 \varepsilon \text{ donc la semelle est de classe I}$$

- Vérification au flambement :

Selon le CCM 97 la condition de résistance :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times W_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

$N_{c,Rd}$: Résistance au flambement.

$\beta_A = 1$ pour les sections de classe I.

$\gamma_{m1} = 1,1$.

χ : Coefficient de réduction dépend de λ .

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit.

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93.9 \xi}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b_f} = \frac{100}{50} = 2 > 1.2 \\ t_f = 8.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{axe de flambement} \Rightarrow (y-y) \text{ et } (z-z) \\ \text{courbe de flambement } \{c \text{ et } c\} \end{array} \right.$$

Plan (y-y) :

Axe (y-y) \Rightarrow courbe (c) $\Rightarrow \alpha = 0.49$

$$\lambda_y = \frac{L_z}{i_z} = \frac{217}{3.9} = 55.64 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9 \xi} = \frac{55.64}{93.9} = 0.6$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = \max(0.6; 0.6) = 1.8$$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement c : $\chi = 0.7854$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times F_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0.7854 \times 1 \times 1350 \times 235 \times 2}{1.1} = 45303.3 \text{ daN}$$

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux

V.6.3. Justification des Diagonales :

Tableau V.6: Caractéristiques du profilé UPN100.

profilé	Poids	Section	Dimensions				Caractéristique	
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _z = I _y cm ⁴	i _y = i _z cm
UPN100	10.6	13.5	100	50	8.5	6	206	3.9

- **Les éléments tendus :**

Selon le CCM97 la condition de résistance :

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} = \min (N_{pl,Rd} ; N_{net,Rd} ; N_{u,Rd})$$

$$N_{t,Sd} = 2814.13 \text{ daN}$$

- **Résistance plastique de calcul de section brute :**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1350 \times 235 \times 2}{1.1} = 57618.8 \text{ daN}$$

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

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{A_{net} \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

$$A_{net} = 1036 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{1036 \times 360}{1.25} = 26853.12 \text{ daN}$$

- **Résistance plastique de calcul de la section nette :**

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1036 \times 235}{1.1} = 22132.72 \text{ daN}$$

- **Vérification :**

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} = \min (N_{pl,Rd} ; N_{net,Rd} ; N_{u,Rd})$$

$$N_{t,Sd} \leq \min (57618.8 \text{ daN}; 22132.72 \text{ daN}; 26853.12 \text{ daN})$$

$$N_{t,Sd} = 2814.13 \text{ daN} \leq 22132.72 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifié}$$

V.6.4. Justification de la membrure supérieure :

$$N_{c,sd} = 2577.69 \text{ daN}$$

On choisit un profilé à chaud en 2 UPN120 et on vérifie sa résistance.

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux

Tableau V.7: Caractéristiques du profilé UPN120

profilé	Poids	Section	Dimensions				Caractéristique	
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _z = I _y cm ⁴	i _y = i _z cm
UPN120	13.3	17	120	55	9	7	364	4.6

→ Les éléments comprimés :

- Classe de section :

Paroi comprimée : c = 55 mm t=9 mm

c/t=55/9= 6.11 < 10 ε donc la semelle est de classe I

- Vérification au flambement :

Selon le CCM 97 la condition de résistance :

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

N_{c,Rd} : Résistance au flambement

β_A= 1 (La section est de classe I)

γ_{m1}= 1,1

χ: Coefficient de réduction dépend de λ̄.

λ̄: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93.9\%}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b_f} = \frac{100}{50} = 2 > 1.2 \\ t_f = 8.5 \text{ mm} < 40\text{mm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{axe de flambement} \Rightarrow (y-y) \text{ et } (z-z) \\ \text{courbe de flambement } \{c \text{ et } c\} \end{array} \right.$$

Plan (y-y) :

Axe (y-y) ⇒ courbe (c) ⇒ α= 0.49

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux

$$\lambda_y = \frac{L_z}{i_z} = \frac{1217}{3.9} = 264.56 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_z}{93.9\%} = \frac{264.56}{93.9} = 2.8$$

- Plan (z-z) :

(z-z) \Rightarrow Courbe (b) $\Rightarrow \alpha = 0,34$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{1217}{3.9} = 264.56 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9\%} = \frac{264.56}{93.9} = 2.8$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = \max(2.8; 2.8) = 2.8$$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement c : $\chi = 0.1079$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times F_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0.1079 \times 1 \times 1700 \times 235 \times 2}{1.1} = 7837.46 \text{ daN}$$

$N_{c,sd} = 277.69 \text{ daN} \leq N_{c,Rd} = 7837.46 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$

V.6.5. Justification de la membrure inférieure :

On choisit un profilé à chaud en 2 UPN 100 et on vérifie sa résistance.

Tableau V.8: Caractéristiques du profilé UPN100.

profilé	Poids	Section	Dimensions				Caractéristique	
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _z = I _y cm ⁴	i _y = i _z cm
UPN100	10.6	13.5	100	50	8.5	6	206	3.9

— Les éléments tendus :

Selon le CCM97 la condition de résistance :

Selon le CCM97 la condition de résistance :

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{net,Rd}; N_{u,Rd})$$

$$N_{t,Sd} = 14981.58 \text{ daN}$$

• Résistance plastique de calcul de section brute :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1350 \times 235 \times 2}{1.1} = 57618.8 \text{ daN}$$

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

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{A_{net} \times F_y}{\gamma_{m2}}$$

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux

$$A_{\text{net}} = 1036 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{1036 \times 360}{1.25} = 26853.12 \text{ daN}$$

. Résistance plastique de calcul de la section nette :

$$N_{\text{net},Rd} = \frac{A_{\text{net}} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1036 \times 235}{1.1} = 22132.72 \text{ daN}$$

• Vérification :

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} = \min (N_{pl,Rd} ; N_{\text{net},Rd} ; N_{u,Rd})$$

$$N_{t,Sd} \leq \min (57618.8 \text{ daN} ; 22132.72 \text{ daN} ; 26853.12 \text{ daN})$$

$$N_{t,Sd} = 2814..13 \text{ daN} \leq 22132.72 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifié}$$

V.7. Justification des pannes:

Nous avons introduire le profile IPE 160 calculé manuellement dans le chapitre III, et le logiciel ROBOT il vérifie.

V.8. Conclusion :

Donc la résistance des éléments structuraux aux effets combinés sont vérifié

Chapitre VI :

Etude des assemblages

Chapitre VI : Etude des assemblages.

VI.1. Introduction :

La conception et le calcul des assemblages ont une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces constituant la structure. En effet, les assemblages constituent un dispositif qui permet de réunir et de solidariser les pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations régnant dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement.

VI.2. Calcul du pied de poteau encastré :

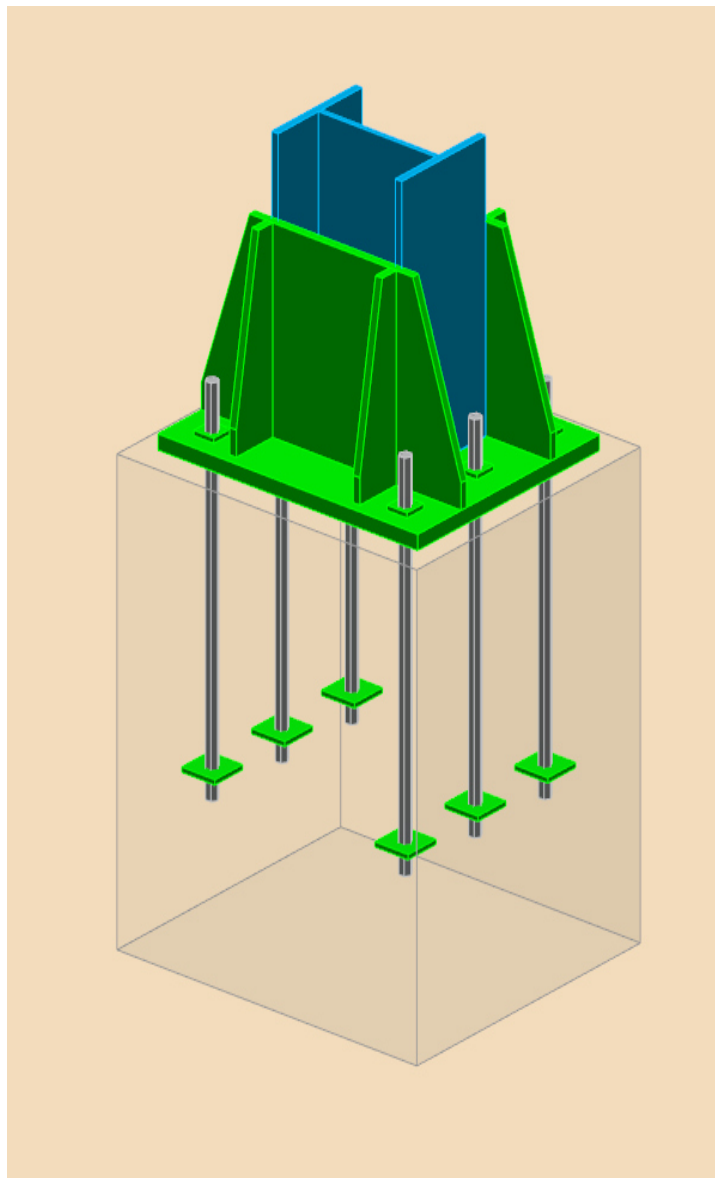


Figure VI.01 : assemblage pied de poteau encastré.

Chapitre VI : Etude des assemblages.

VI.2.1.General :

Assemblage N°: 24

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Nœud de la structure: 23

Barres de la structure: 15

VI.2.2.Géométrie :

a) Poteau :

$L_{CD} = 8,00$ m (Longueur du poteau)

Matériau: ACIER E28

b) Platine de pré scellement :

$l_d = 780$ mm (Longueur)

$b_p = 650$ mm (Largeur)

$t_p = 30$ mm (Epaisseur)

Matériau: ACIER E28

$f_{yp} = 275,00$ MPa (Résistance)

$f_{eud} = 405,00$ MPa (Résistance ultime du matériau)

c) Ancrage :

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 (Classe de tiges d'ancrage)

$f_{yb} = 240,00$ MPa (Limite de plasticité du matériau du boulon)

$f_u = 400,00$ MPa (Résistance du matériau du boulon à la traction)

$d = 33$ mm (Diamètre du boulon)

$n_H = 2$ (Nombre de colonnes des boulons)

$n_v = 3$ (Nombre de rangés des boulons)

Ecartement $e_h = 580$ mm

Entraxe $e_{nvi} = 250$ mm

d) Raidisseur :

$l_{sd} = 780$ mm (Longueur)

$w_{us} = 600$ mm (Largeur)

$H_S = 390$ mm (Hauteur)

$t_{sf} = 20$ mm (Epaisseur)

$d_1 = 50$ mm (Grugeage)

$d_2 = 50$ mm (Grugeage)

e) Coefficients de materiaux

Chapitre VI : Etude des assemblages.

$\gamma_{M0} = 1,00$ (Coefficient de sécurité partiel)

$\gamma_{M2} = 1,25$ (Coefficient de sécurité partiel)

$\gamma_C = 1,50$ (Coefficient de sécurité partiel)

f) Semelle isolée

$L = 900$ mm (Longueur de la semelle)

$B = 800$ mm (Largeur de la semelle)

$H = 900$ [mm] (Hauteur de la semelle)

g) Béton

Classe BETON25

$f_{ck} = 25,00$ MPa (Résistance caractéristique à la compression)

h) Mortier de calage

$t_g = 0$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

i) soudures

$a_p = 7$ mm (Plaque principale du pied de poteau)

$a_s = 4$ (mm) Raidisseurs

VI.2.3.Efforts :

Cas: 16: $ELU/8 = 1 \cdot 1,00 + 4 \cdot 1,50$ $1 \cdot 1,00 + 4 \cdot 1,50$

$N_{j,Ed} = 517,05$ daN (Effort axial)

$V_{j,Ed,y} = -38,34$ daN (Effort tranchant)

$V_{j,Ed,z} = -5415,03$ daN (Effort tranchant)

$M_{j,Ed,y} = 16815,49$ daN*m (Moment fléchissant)

$M_{j,Ed,z} = -32,24$ daN*m (Moment fléchissant)

VI.2.4.Résultats

VI.2.4.1.Zone comprimée

- **Compression DU BETON**

$c = 79$ mm (Largeur de l'appui additionnelle) [6.2.5.(4)]

$f_{jd} = 25,40$ MPa (Résistance de calcul du matériau du joint) [6.2.5.(7)]

$F_{c,Rd,y} = 397522,39$ daN (Résistance du béton à la flexion M_y) [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 421125,05$ daN (Résistance du béton à la flexion M_z) [6.2.8.3.(1)]

- **Aile et âme du poteau en compression**

Chapitre VI : Etude des assemblages.

$M_{c,Rd,y} = 290669,50 \text{ daN}\cdot\text{m}$ (Résistance de calcul de la section à la flexion) EN1993-11:[6.2.5]

$h_{f,y} = 448 \text{ mm}$ (Distance entre les centres de gravité des ailes) [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,y} = 648570,49 \text{ daN}$ (Résistance de l'aile et de l'âme comprimées) [6.2.6.7.(1)]

$M_{c,Rd,z} = 222773,65 \text{ daN}\cdot\text{m}$ (Résistance de calcul de la section à la flexion) EN1993-11:[6.2.5]

$h_{f,z} = 361 \text{ mm}$ (Distance entre (les centres de gravité des ailes) [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,z} = 616343,36 \text{ daN}$ (Résistance de l'aile et de l'âme comprimées) [6.2.6.7.(1)]

- **Résistance de la semelle dans la zone comprimée**

$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$

$F_{C,Rd,y} = 397522,39 \text{ daN}$ (Résistance de la semelle dans la zone comprimée) [6.2.8.3]

$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$

$F_{C,Rd,z} = 421125,05 \text{ daN}$ (Résistance de la semelle dans la zone comprimée) [6.2.8.3]

VI.2.4.1.Zone comprimée :

- **Rupture du boulon d'ancrage**

$F_{t,Rd,s1} = 16989,12 \text{ daN}$ (Résistance du boulon à la rupture) [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,s} = F_{t,Rd,s1}$

$F_{t,Rd,s} = 16989,12 \text{ daN}$ (Résistance du boulon à la rupture)

- **Résistance du boulon d'ancrage à la traction**

$F_{t,Rd} = F_{t,Rd,s}$

$F_{t,Rd} = 16989,12 \text{ daN}$ (Résistance du boulon d'ancrage à traction)

- **Flexion de la plaque de base**

$F_{t,pl,Rd,y} = 50315,20 \text{ daN}$ (Résistance de la dalle pour le mode à la traction) [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = 33978,24 \text{ daN}$ (Résistance de la dalle pour le mode à la traction) [6.2.4]

- **Résistances de semelle dans la zone tendue**

$N_{j,Rd} = 100630,40 \text{ daN}$ (Résistance de la semelle à la traction axiale) [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y} = 50315,20 \text{ daN}$ (Résistance de la semelle dans la zone tendue) [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$

$F_{T,Rd,z} = 33978,24 \text{ daN}$ (Résistance de la semelle dans la zone tendue) [6.2.8.3]

- **Contrôle de la résistance de l'assemblage**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) $0,01 < 1,00$ vérifié (0,01)

$M_{j,Rd,y} = 25689,27 \text{ daN}\cdot\text{m}$ (Résistance de l'assemblage à la flexion) [6.2.8.3]

Chapitre VI : Etude des assemblages.

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad (6.23) \quad 0,65 < 1,00 \text{ vérifié } (0,65)$$

$$M_{j,Rd,z} = 3391,34 \text{ daN}\cdot\text{m} \text{ (Résistance de l'assemblage à la flexion) [6.2.8.3]}$$

$$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad (6.23) \quad 0,01 < 1,00 \text{ vérifié } (0,01)$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,66 < 1,00 \text{ vérifié } (0,66)$$

VI.2.4.3.Cisaillement

- **Pression du boulon d'ancrage sur la plaque d'assise**

$$F_{1,vb,Rd,y} = 57278,57 \text{ daN} \text{ (Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise)[6.2.2.(7)]}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 76371,43 \text{ daN} \text{ (Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise) [6.2.2.(7)]}$$

- **Cisaillement du boulon d'ancrage**

$$F_{2,vb,Rd} = 10072,00 \text{ daN} \text{ (Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier) [6.2.2.(7)]}$$

$$F_{f,Rd} = 0,00 \text{ daN} \text{ (Résistance au glissement) [6.2.2.(6)]}$$

- **Contrôle du cisaillement**

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 60431,98 \text{ daN} \text{ (Résistance de l'assemblage au cisaillement) CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \text{ vérifié } (0,00)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 60431,98 \text{ daN} \text{ (Résistance de l'assemblage au cisaillement) CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,09 < 1,00 \text{ vérifié } (0,09)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,09 < 1,00 \text{ vérifié } (0,09)$$

VI.2.4.3.CONTROLE DES RAIDISSEURS

- **Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$$\sigma_d = 4,23 \text{ MPa} \text{ (Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle) EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_g = 16,81 \text{ MPa} \text{ (Contrainte normale dans les fibres supérieures) EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma = 21,16 \text{ MPa} \text{ (Contrainte tangentielle dans le raidisseur) EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_z = 36,89 \text{ MPa} \text{ (Contrainte équivalente au contact du raidisseur) et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\max(\sigma_g, \sigma / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \sigma_{M0}) \leq 1.0 \quad (6.1) \quad 0,13 < 1,00 \text{ vérifié } (0,13)$$

- **Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)**

$$\sigma_d = 1,01 \text{ MPa} \text{ (Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle) EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

Chapitre VI : Etude des assemblages.

$\sigma_g = 4,70$ MPa (Contrainte normale dans les fibres supérieures) EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma = 7,19$ MPa (Contrainte tangentielle dans le raidisseur) EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 12,49$ MPa (Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle) EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\text{Max} (\sigma_g, \sigma / (0,58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1,0$ (6.1) $0,05 < 1,00$ vérifié (0,05)

❖ Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_s = 21,37$ MPa (Contrainte normale dans la soudure) [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 21,37$ MPa (Contrainte tangentielle perpendiculaire) [4.5.3.(7)]

$\tau_{yII} = -0,03$ MPa (Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$) [4.5.3.(7)]

$\tau_{zII} = -3,11$ MPa (Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$) [4.5.3.(7)]

$C_W = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_s / (0,9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1,0$ (4.1) $0,07 < 1,00$ vérifié (0,07)

$\sigma_s (\tau_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u / (C_W * \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1) $0,11 < 1,00$ vérifié (0,11)

$\sigma_s (\tau_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (C_W * \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1) $0,10 < 1,00$ vérifié (0,10)

❖ soudure verticales des raidisseurs

• plaque trapézoïdale parallèle a l'âme du poteau

$\text{max} (\sigma_s, \tau_{II} * \gamma_3, \sigma_{Tz}) / (f_u / (C_W * \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1) $0,24 < 1,00$ vérifié (0,24)

• Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_s = 15,64$ MPa (Contrainte normale dans la soudure) [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 15,64$ MPa (Contrainte tangentielle perpendiculaire) [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 17,97$ MPa (Contrainte tangentielle parallèle) [4.5.3.(7)]

$\sigma_{Tz} = 44,13$ MPa (Contrainte totale équivalente) [4.5.3.(7)]

$C_W = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\text{max} (\sigma_s, \tau_{II} * \gamma_3, \sigma_{Tz}) / (f_u / (C_W * \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1) $0,12 < 1,00$ vérifié (0,12)

❖ Soudure horizontales des raidisseurs

• plaque trapézoïdale parallèle a l'âme du poteau

$\sigma_s = 74,81$ MPa (Contrainte normale dans la soudure) [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 74,81$ MPa (Contrainte tangentielle perpendiculaire) [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 64,56$ MPa (Contrainte tangentielle parallèle) [4.5.3.(7)]

$\sigma_{tz} = 186,79$ MPa (Contrainte totale équivalente) [4.5.3.(7)]

$C_W = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\text{max} (\sigma_s, \tau_{III} * \gamma_3, \sigma_{tz}) / (f_u / (C_W * \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1) $0,49 < 1,00$ vérifié (0,49)

• Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_s = 38,13$ MPa (Contrainte normale dans la soudure) [4.5.3.(7)]

Chapitre VI : Etude des assemblages.

$\tau_{\perp} = 38,13$ MPa (Contrainte tangentielle perpendiculaire) [4.5.3.(7)]

$\tau_{\parallel} = 19,39$ MPa (Contrainte tangentielle parallèle) [4.5.3.(7)]

$\sigma_{tz} = 83,32$ MPa (Contrainte totale équivalente) [4.5.3.(7)]

$C_W = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_s, \tau_{\parallel} * \gamma_3, \sigma_{tz}) / (f_u / (C_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,22 < 1,00$ vérifié (0,22)

❖ RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

• Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$k_{13,y} = 34$ mm (Coef. de rigidité du béton comprimé) [Tableau 6.11]

$k_{15,y} = 5$ mm (Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction) [Tableau 6.11]

$k_{16,y} = 3$ mm (Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction) [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,y} = 0,55$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y} = 10255284,26$ daN*m (Rigidité en rotation initiale) [Tableau 6.12]

$S_{j,rig,y} = 35492152,50$ daN*m (Rigidité de l'assemblage rigide) [5.2.2.5]

$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

• Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = 49$ mm (Coef. de rigidité du béton comprimé) [Tableau 6.11]

$k_{15,z} = 14$ mm (Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction) [Tableau 6.11]

$k_{16,z} = 3$ mm (Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction) [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,z} = 1,26$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,z} = 7246235,29$ daN*m (Rigidité en rotation initiale) [6.3.1.(4)]

$S_{j,rig,z} = 6744016,13$ daN*m (Rigidité de l'assemblage rigide) [5.2.2.5]

$S_{j,ini,z} > S_{j,rig,z}$ RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,66

VI.3.Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

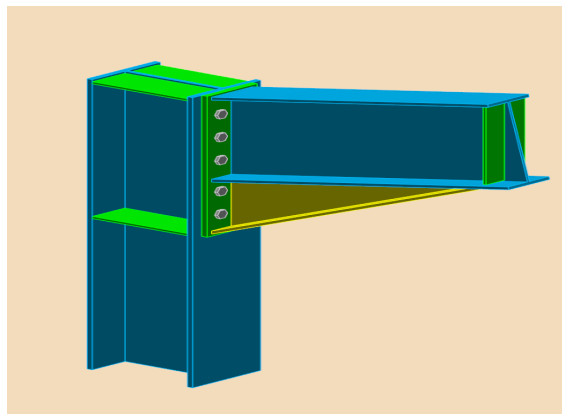


Figure VI .02 : assemblage angle de portique

Chapitre VI : Etude des assemblages.

VI.3.1.General :

Assemblage N°: 33

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Noeud de la structure: 32

Barres de la structure: 23, 25

VI.3.2. Géométrie

a) Poteau

Profilé: HEA 400

Barre N°: 23

$\theta = -90,0^\circ$ (Angle d'inclinaison)

Matériau: ACIER E28

$f_{yc} = 275,00$ MPa (Résistance)

b) poutre

Profilé: IPE 400

Barre N°: 25

$\theta = 11,3^\circ$ Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

$f_{yb} = 275,00$ MPa (Résistance)

c) boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 22$ mm (Diamètre du boulon)

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

$F_{tRd} = 26179,20$ daN (Résistance du boulon à la traction)

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 5$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 100$ mm (Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about)

Ecartement $e_i = 110$ mm

Entraxe $p_i = 110; 110; 150; 110$ mm

d) Platine

$h_p = 678$ mm (Hauteur de la platine)

$b_p = 220$ mm (Largeur de la platine)

$t_p = 20$ mm (Epaisseur de la platine)

Matériau: ACIER

$f_{yp} = 235,00$ MPa (Résistance)

e) Jarret inférieur

Chapitre VI : Etude des assemblages.

$w_d = 180$ mm (Largeur de la platine)

$t_{fd} = 14$ mm (Epaisseur de l'aile)

$h_d = 250$ mm (Hauteur de la platine)

$t_{wd} = 9$ mm (Epaisseur de l'âme)

$l_d = 1020$ mm (Longueur de la platine)

$\theta = 24,2^\circ$ (Angle d'inclinaison)

Matériau: ACIER

$f_{ybu} = 235,00$ MPa (Résistance)

f) Raidisseur poteau

• Supérieur

$h_{su} = 352$ mm (Hauteur du raidisseur)

$b_{us} = 145$ mm (Largeur du raidisseur)

$T_{hu} = 10$ mm (Epaisseur du raidisseur)

Matériau : ACIER E28

$f_{ys} = 275,00$ MPa (Résistance)

• Inférieur

$h_d = 352$ mm (Hauteur du raidisseur)

$B_{SD} = 145$ mm (Largeur du raidisseur)

$t_h = 10$ mm (Epaisseur du raidisseur)

Matériau : ACIER E28

$f_{ys} = 275,00$ MPa (Résistance)

g) Soudures d'angle

$a = 7$ mm (Soudure âme)

$A_F = 10$ mm (Soudure semelle)

$a_s = 7$ mm (Soudure du raidisseur)

$a_d = 5$ mm (Soudure horizontale)

h) Coefficients de matériau :

$\gamma_{M0} = 1,00$ (Coefficient de sécurité partiel) [2.2]

$\gamma_{M1} = 1,00$ (Coefficient de sécurité partiel) [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ (Coefficient de sécurité partiel) [2.2]

$\gamma_{M3} = 1,10$ (Coefficient de sécurité partiel) [2.2]

VI.3.3.Efforts :

• Etat limite ultime :

Cas: 17: $ELU/9 = 1 \cdot 1.35 + 5 \cdot 1.50$ $1 \cdot 1.35 + 5 \cdot 1.50$

$M_{b1,Ed} = 14598,94$ daN*m (Moment fléchissant dans la poutre droit)

Chapitre VI : Etude des assemblages.

$V_{b1,Ed} = 5479,11$ daN (Effort tranchant dans la poutre droite)

$N_{b1,Ed} = -3128,90$ daN (Effort axial dans la poutre droite)

VI.3.4.Résultats :

- **Resistance de la poutre :**

$N_{cb,Rd} = 232265,00$ daN (Résistance de calcul de la section à la compression) EN1993-1-1:[6.2.4]

$V_{cb,Rd} = 101916,90$ daN (Résistance de calcul de la section au cisaillement) EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,05 < 1,00$ vérifié (0,05)

$M_{b,pl,Rd} = 35946,63$ daN*m (Résistance plastique de la section à la flexion) (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{cb,Rd} = 60447,39$ daN*m (Résistance de calcul de la section à la flexion) EN1993-1-1:[6.2.5]

$F_{c,fb,Rd} = 93915,50$ daN (Résistance de l'aile et de l'âme comprimées) [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,wb,Rd,low} = 83531,25$ daN (Résistance de l'âme de la poutre) [6.2.6.2.(1)]

- **Résistances du poteau :**

$V_{wp,Ed} = 27314,63$ daN (Panneau d'âme en cisaillement) [5.3.(3)]

$V_{wp,Rd} = 84856,20$ daN (Résistance du panneau d'âme au cisaillement) [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,32 < 1,00$ vérifié (0,32)

$F_{c,wc,Rd} = 145090,80$ daN (Résistance de l'âme du poteau) [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wc,Rd,upp} = 145021,79$ daN (Résistance de l'âme du poteau) [6.2.6.2.(1)]

- **Résistance de l'assemblage à la compression :**

$N_{j,Rd} = 167062,50$ daN (Résistance de l'assemblage à la compression)[6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,02 < 1,00$ Vérifié (0,02)

- **Résistance de l'assemblage à la flexion**

Tableau VI.1 : tableau récapitulatif des efforts.

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	561	41328,36	46736,89	49512,39	41328,36	59286,38	52358,40	72653,73
2	451	23655,07	47302,25	49512,39	40800,49	56729,64	52358,40	72653,73
3	341	17879,39	47302,25	49512,39	40800,49	56729,64	52358,40	72653,73
4	191	668,42	47302,25	49512,39	40800,49	56729,64	52358,40	72653,73
5	81	-	46736,89	49512,39	40800,49	56729,64	52358,40	72653,73

- **Resistance de l'assemblage a la flexion $m_{j,rd}$:**

Chapitre VI : Etude des assemblages.

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 40038,06 \text{ daN}\cdot\text{m} \text{ (Résistance de l'assemblage à la flexion) [6.2]}$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,36 < 1,00 \text{ Vérifié (0,36)}$$

- **Résistance de l'assemblage au cisaillement :**

$$V_{j,Rd} = 195140,50 \text{ daN} \text{ (Résistance de l'assemblage au cisaillement) [Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \text{ vérifié (0,03)}$$

- **Résistance des soudures :**

$$\max[\sigma_s^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)] \leq f_u / (C_w * \gamma_{M2}) \quad 76,09 < 365,00 \text{ vérifié (0,21)}$$

$$\max[\sigma_s^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)] \leq f_u / (C_w * Y_{M2}) \quad 70,72 < 365,00 \text{ vérifié (0,19)}$$

$$\sigma_s \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 38,04 < 262,80 \text{ vérifié (0,14)}$$

- **Rigidité de l'assemblage**

$$S_{j,ini} = 10885558,38 \text{ daN}\cdot\text{m} \text{ (Rigidité en rotation initiale) [6.3.1.(4)]}$$

$$S_j = 10885558,38 \text{ daN}\cdot\text{m} \text{ (Rigidité en rotation finale) [6.3.1.(4)]}$$

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

VI.3.5. Classification de l'assemblage par rigidité :

$$S_{j,rig} = 3810116,03 \text{ daN}\cdot\text{m} \text{ (Rigidité de l'assemblage rigide) [5.2.2.5]}$$

$$S_{j,pin} = 238132,25 \text{ daN}\cdot\text{m} \text{ (Rigidité de l'assemblage articulé) [5.2.2.5]}$$

$$S_{j,ini} < S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,36

Chapitre VII :
Etude de
l'infrastructure

Chapre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1. Presentation du projet :

La présente note de calcul a pour objet, l'étude, la conception et la vérification des fondations de l'ossature métallique d'un bâtiment implanté dans la wilaya de **Bouira**.

VII.2. Données techniques et matériaux utilisés :

VII.2.1. Données techniques :

Le projet est situé à Bouira:

Zone de sismicité IIa d'après la classification établie par le RPA 99(modifié2003).

VII.2.2. Caractéristiques des Matériaux utilisés :

BETON:

Dosage en ciment

- Béton armé : 350 Kg/m³ ciment CPJ - CEM II/A 42.5
- Gros béton : 250 Kg/m³ ciment CPJ - CEM II/A 42.5
- Béton de propreté : 150 Kg/m³ ciment CPJ - CEM II/A 42.5
- Résistance caractéristique en compression $F_{c28} = 25 \text{ MPA}$
- Résistance caractéristique en traction $F_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$
- Contrainte limite à l'état limite ultime $F_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$
- Contrainte limite à l'état limite de service $\sigma = 15 \text{ MPa}$
- Coefficient de poisson : ELU : **0.00**
ELS : **0.20**

ACIERS :

- Nuance des aciers utilisés : **TOR HA FeE400**
- SDT : $\gamma_b = 1,15$ $f_{su} = 348 \text{ MPA}$
- SACC : $\gamma_b = 1,00$ $f_{su} = 400 \text{ MPA}$

VII.2.3. Contraintes admissibles :

- Contrainte nominale à 28 j d'age: $\sigma'_{28} = 250 \text{ bars}$
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est : $E_s = 2.10^5$

NOTA :

On opte pour des Fondations superficielles (semelles isolées) :

Enrobage des armatures : 5 cm / Badigeonnage en Flintkote (02 couches croisées)

Recouvrement des aciers 50 Ø.

Les fondations superficielles ancrées de 2.00 m de profondeur dans le sol.

Un taux de travail retenu de 1.50 bar.

Chapre VII : Etude de l'infrastructure

VII.2-4. Règlements et Unités :

Les règlements utilisés dans la présente note de calcul sont

- D.T.R–B.C.2.2 : charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- D.T.R–B.C.2.41 : règles de conception et de calcul des structures en B.A (CBA 93)
- D.T.R–B.C.2.331 : règles de calcul des fondations superficielles.
- D.T.R–B.C.2.48 : règles parasismiques algériennes (RPA99 version 2003).
- Règles BAEL91 (modifié99).

Les unités utilisées dans cette Note de calcul sont les suivantes :

Mètre (m) pour les dimensions des blocs, des travées et des dimensions des éléments.

Centimètre (cm) pour les dimensions des sections (h.b.d.c etc. ...)

Kilnewton (Kn) pour les charges appliquées (G. Q. S. etc...)

Kilnewton-mètre (Kn.m) pour les moments fléchissant

Centimètre carré (cm²) pour les sections d'acier

VII. 3.Calcul des fondations:

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise.

Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appelle fondations.

Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation.

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol.

Elles transmettent les charges de la superstructure au sol, c'est pourquoi elles constituent une partie très importante puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble de la structure.

Le dimensionnement des fondations est fait selon le règlement BAEL91.

❖ **Choix du type de fondation :**

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.

La contrainte admissible de notre sol site S3 est : $\sigma_{sol} = 1.50$ bars

La profondeur d'ancrage : $D = 2.00$ m

Chapre VII : Etude de l'infrastructure

VII.3.1.Charge à prendre en considération :

Tableau VII.1: Récapitulatif des charges.

	Effort	ELU	ELS
Semelle	N_{sd} (daN)	97.37	69.34
	M_{sd} (daN.m)	6.90	4.55
σ_{sol}	1.50 bar = 0.15 Mpa = 15000 daN/m ²		

VII.3.1.1.Pré dimensionnement de la semelle du poteau:

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ($h*b$), donc les semelles sont rectangulaires ($H*B$).

h et b : dimension de la platine du poteau considéré. (IPE400)

H et B : dimension de la semelle.

h_1 : $d + c$; avec $c = 5$ cm. (Béton de propreté)

d : hauteur utile de la semelle est donnée par

- Géométrie :

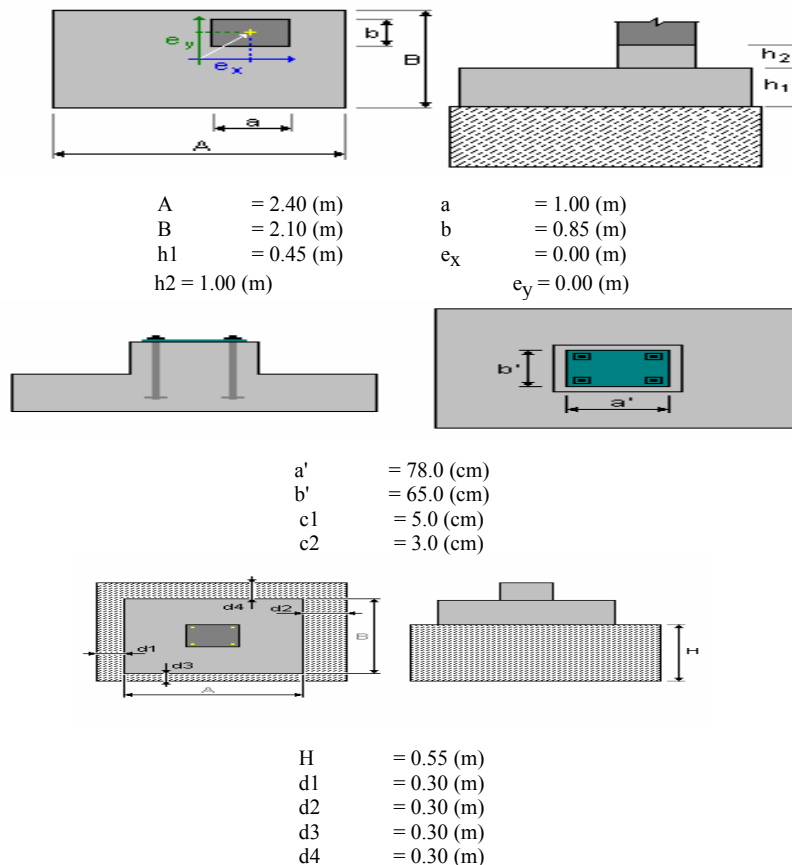


Figure VII.1: Dimension de la semelle.

Chapre VII : Etude de l'infrastructure

a. Détermination de A et B :

On a: $a = 1\text{m}$

$$b = 0.85\text{m}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{AxB} \Rightarrow AxB \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \Rightarrow AxB \geq \frac{69340}{0.15} = 462266.66 \text{ mm}^2$$

Donc on prend une semelle rectangulaire de dimensions : $\left\{ \begin{array}{l} A=2.40\text{m} \\ B=2.10\text{m} \end{array} \right.$

b. Détermination de d et h :

$$h = b + 5 \text{ cm}$$

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a \Rightarrow \frac{2.10 - 0.85}{4} \leq d \leq 2.40 - 1.00$$

$$0.3125 \leq d \leq 1.40$$

on prend $d = 40 \text{ cm}$

$$\text{Alors : } h = d + 5 = 40 + 5$$

$$h = 45\text{cm}$$

VII.3.2.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'intérieur de la moitié centrale de la base de fondation résistant au renversement.

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_0 = 0.065\text{m} \leq \frac{B}{4} = \frac{2.10}{4} = 0.525 \text{ m} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

VII.3.3.Calcul du ferrailage :

a. À ELU :

$$A_u = \frac{N_u (A - a)}{8 x d x \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ Mpa}$$

$$N_u = 97.37 \text{ Kn}$$

$$A_u = \frac{97.37 (2.40 - 1)}{8 x 0.40 x 347826.086} x 10^4 = 1.224 \text{ cm}^2$$

Chapre VII : Etude de l'infrastructure

b. À ELS :

$$A_s = \frac{N_s (A - a)}{8 x dx \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{c28}} \right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$N_s = 69.34 \text{ Kn}$$

$$A_s = \frac{69.34 x (2.40 - 1)}{8 x 0.40 x 201630} x 10^4 = 1.504 \text{ cm}^2$$

Nous avons $A_s > A_u$ donc on prend un ferrailage de

$$\checkmark 17T12 = 19.23 \text{ cm}^2 \text{ parallèle au « B »}$$

$$\checkmark 15T12 = 16.96 \text{ cm}^2 \text{ parallèle au « A »}$$

VII.4 .Calcul des longrines:

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton.

Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

VII.4.1.Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 30 cm x 40 cm.

VII.4.2.Calcul du ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à:

$$F = \max \left[\frac{N}{\alpha} ; 20 \text{ KN} \right]$$

N : Egale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient au fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3 ($\alpha = 12$)

a. L'ELU

$$\frac{N_u}{\alpha} = \frac{97.37}{12} = 8.114 \text{ Kn}$$

b. L'ELS

$$\frac{N_s}{\alpha} = \frac{69.34}{12} = 5.778 \text{ Kn}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

$$F = \max [8.114\text{Kn} ; 5.778\text{Kn} ; 20\text{Kn}] = 20\text{Kn}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

$$A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{0.02}{347.82} = 0.57 \text{ Kn}$$

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{0.02}{201.6} = 0.99 \text{ Kn}$$

Le RPA99 exige une section minimale : $A_{\min} = 0.6\%(30 \times 40)$

$$A_{\min} = 7.20 \text{ cm}^2$$

On prend donc : $A_{st} = 9.24 \text{ cm}^2$

VII.4.3. Vérification de condition de non fragilité :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 9.24 \text{ cm}^2 \\ A_{st} \leq 0.23 bxdx \frac{F_c 28}{F_e} = 0.23 \times 30 \times 40 \times \frac{25}{400} = 17.25 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{st} = 9.24 \text{ cm}^2 \leq 0.23 bxdx \frac{F_c 28}{F_e} = 17.25 \text{ cm}^2$$

VII.4.4. Calcul d'armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min (h / 35 ; \varnothing_{\min} ; b / 10)$$

$$\varnothing_t \leq \min (400 / 35 ; 14\text{mm} ; 350 / 10) = (11.42\text{mm} ; 14\text{mm} ; 35\text{mm})$$

Alors on prend : $\varnothing_t = 10 \text{ mm}$

VII.4.5. Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20\text{cm} ; 15\varnothing_t)$$

$S_t \leq (20\text{cm} ; 15 \times 1)$ Alors on adopte un espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$

Chapitre VIII :

Protection de la structure

Chapitre VIII : Protection de la structure

VIII.1. Introduction:

Comme tout autre matériau, l'acier présente quelques inconvénients, notamment la mauvaise résistance à la corrosion et au feu. C'est pourquoi chaque élément doit subir un traitement spécifique contre ces deux facteurs.

Il existe divers types de protections, ces types sont différents selon l'usage et l'implantation de l'édifice en question.

VIII.2. La corrosion:

En présence d'eau et d'oxygène et plus particulièrement dans le milieu marin, l'acier a tendance à se dégrader et perdre ainsi de sa résistance et de ces caractéristiques mécaniques.

Les techniques de prévention contre la corrosion sont diverses. Il y a la protection par peinture ou un autre revêtement de surface, ou la protection cathodique.

Le choix de la technique adéquate dépend essentiellement de l'agressivité du milieu ambiant, la durée de protection envisagée et les possibilités de mise en œuvre et d'entretien.

VIII.2.1. Protection par peinture:

Le système de protection anticorrosion le plus courant est la mise en peinture sur acier nu, elle est plus particulièrement utilisée en milieu marin. Ce système à l'avantage d'être mis en œuvre facilement, généralement il est réalisé en partie en atelier puis en partie sur chantier.

La durabilité de cette protection dépend du milieu ambiant, de la maintenance, mais aussi de la préparation des surfaces à peindre. Pour les ouvrages neufs, l'abrasif doit être projeté sur les surfaces par voie sèche.

VIII.2.2. Protection par zinc:

Le principe repose sur la création d'une barrière formée par la couche de zinc. En surface, le zinc se recouvre de produits de corrosion, en général adhérents et stables, qui assurent une protection prolongée. La durée de vie du revêtement dépendra principalement des agents de corrosion et de la stabilité des ses produits.

Chapitre VIII : Protection de la structure

VIII.3. Le feu :

Le principe de développement du feu suit un certain processus qui repose sur la présence de trois éléments :

- Le combustible.
- Le carburant.
- La source de chaleur.

L'acier est un matériau incombustible, mais reste un bon conducteur de chaleur.

Non protégées, les sections en acier s'échauffent alors rapidement au cours d'un incendie, causant ainsi leurs déformation et par suit la ruine de la structure. Donc une protection de ces éléments s'impose.

La durée de stabilité au feu d'un profile métallique sans traitement spécifique n'excède que rarement la demi-heure lorsqu'il est placé sous une charge courante. Pour augmenter le délai et ainsi satisfaire aux exigences, il est donc nécessaire de limiter l'échauffement des profilés en acier, pour cela divers techniques existent, on site parmi elles:

- Protection par peinture intumescente.
- Protection par produit projeté:
- Les produits de ciment ou de plâtre.
- Les produits à bas de fibre minérale.

VIII.3.1. Protection par peinture intumescente:

La peinture intumescente permet d'atteindre la résistance au feu requise tout en conservant les qualités esthétiques de la structure. Sous l'action de la chaleur, cette peinture forme une mousse microporeuse isolante appelée "meringue", elle peut être appliquée par projection, à la brosse ou au rouleau.

Ce type de peinture peut faire l'objet de la protection de notre projet, parmi les peintures on peut choisir l'Aithon A90, qui résiste jusqu'à 120 min à une température allant de 270°C à 300°C.

Chapitre VIII : Protection de la structure

VIII.3.2. Protection par produit projeté:

Les différents systèmes de protection comprennent les produits à base de vermiculite et de ciment ou de plâtre dans lesquels des composants chimiques absorbent la chaleur.

a - Protection par plâtre :

Les ensembles en acier absorbent rapidement la chaleur. Lorsque leur masse est relativement faible, ils perdent rapidement leurs caractéristiques mécaniques. La limite élastique et le module d'élasticité chutent d'environ 40 % à la température de 470°C.

On peut donc protéger la structure par ce type de plâtre appelée « Placoplatre ». La mise en œuvre de protections en plaques standard ou spéciales retarde la montée en température de l'acier et assure la stabilité au feu des structures métalliques.

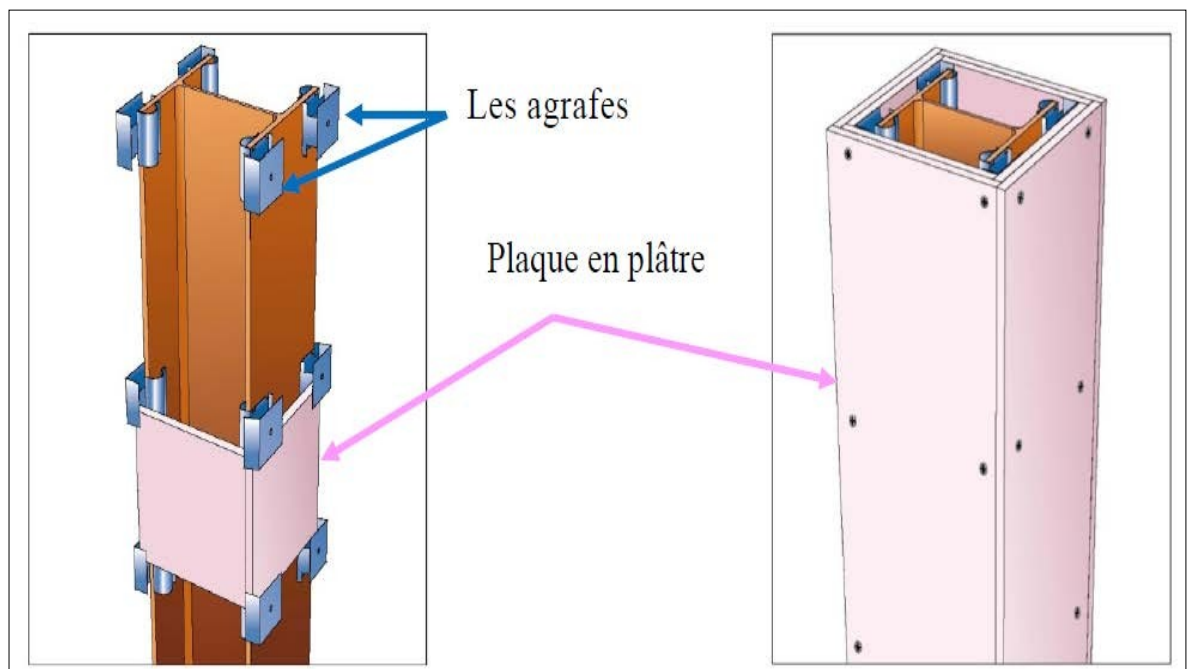


Figure VIII.01: Protection du profilé par plaque en plâtre.

b - Protection par plaques :

Ces systèmes de protection (secs) incluent les systèmes à base de plaques composées de fibres minérales ou de vermiculite de fibre minérale. Ces plaques

Chapitre VIII : Protection de la structure

peuvent être collées sur le support ou bien vissées sur la structure ou sur d'autres plaques, sachant que ces produits sont fabriqués avec des épaisseurs fiables. Ils présentent une certaine souplesse d'installation, ils sont propres, causent peu de dommages aux constructions environnantes et offrent une bonne finition de surface.

On peut donc choisir la protection par les plaques appelée « PROMATECT » pour cette structure.

➤ Principe de montage:

L'épaisseur des plaques est en fonction du :

- Degré de stabilité au feu.
- Type de profilé à protéger.
- L'exposition de profilé au feu.

Les plaques sont assemblées à joints décalés de 600 mm minimum entre deux faces perpendiculaires.

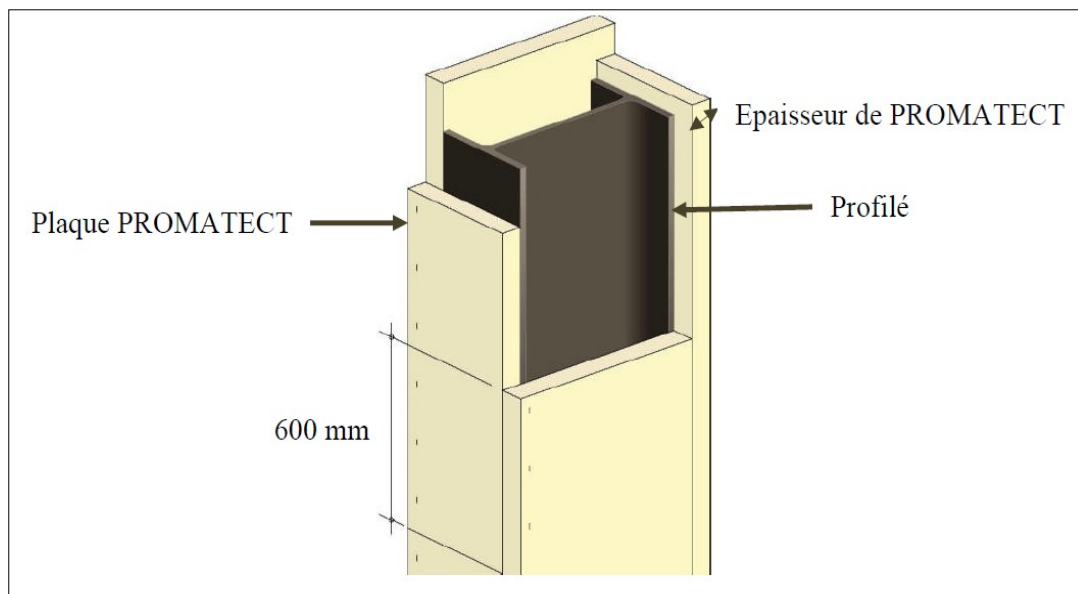


Figure VIII.02: Protection du profilé par plaque PROMATECT.

Chapitre VIII : Protection de la structure

VIII.4. Conclusion :

Puisque la structure correspond à un hangar, les systèmes de protection les plus convenables contre la corrosion et contre le feu sont respectivement : la protection par peinture vue la fréquence et la facilité de son exécution, et par plaque PROMATECT pour une raison essentiellement esthétique.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce modeste travail nous a permis d'appliquer des grandes parties des études théoriques que nous avons étudiées pendant notre cursus de formation master en génie civil.

Ce travail consiste à étudier et dimensionner un hangar en ossature métallique. Après avoir défini les charges agissantes sur la structure, les poteaux, poutres sablières, contreventements, stabilités, pannes, potelets et lisses de bardage comme éléments de la structure ont été dimensionnés.

Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion ou partie sensible de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs et vérification d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction sont requises.

La structure a été modélisée par le logiciel ROBOT afin d'élaborer le calcul sismique. Le calcul de la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne dépasse pas les 80% de la résultante des forces sismiques, comme exigé par le règlement.

Enfin, nous souhaitons que ce modeste travail soit un bon support pour les promotions à venir, et nous tenons à leur dire que la conception c'est la base d'un projet de fin d'études bien réalisé.

Référence bibliographiques

- [1] **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME (Algérie)**, Règle de conception et de calcul des structures en acier «CCM97».
- [2] **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)**, Règlement Neige et Vent « R.N.V 99 version 2013 » (D.T.R.C2-4.7)
- [3] **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)**, Règles parasismiques algériennes « RPA 99 version 2003»
- [4] **EUROCODE 3** «Calcul des structures en acier, document d'application national partie1-1».
- [5] **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie)**, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99»
- [6] **M^{me} /K. Drouna**, Cours de 1^{er} année master /3^{ème} année charpente métallique.

Annexe 1 :

Chapitre II: Evaluation des charges :

A.1. Effet de la neige:

DTR C 2-4.7

Actions de la Neige

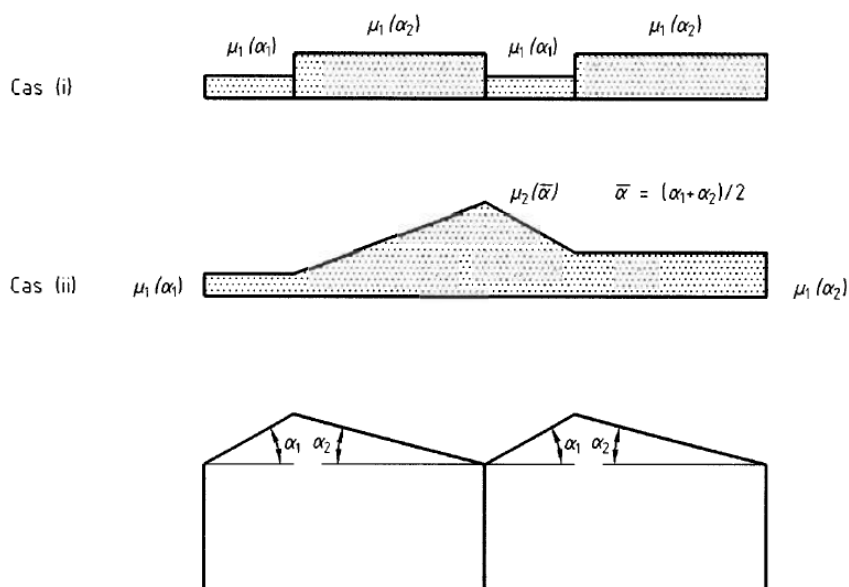


Figure 9 : Coefficients de forme - Toitures à versants multiples

DTR C 2-4.7

Actions de la Neige

6.2.3. Toitures à versants multiples (angle de pente inférieur à 60°)

6.2.3.1. Les coefficients de forme des toitures à versants multiples (fig. 9) sont donnés par le tableau 3 et illustrés sur la figure 8.

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0
coefficient μ_2	$0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30} \right)$	1.6	-

Tableau 3 : Coefficients de forme - Toitures à versants multiples

Zone	$V_{réf}$ (m/s)
I	25
II	27
III	29
IV	31

Tableau A1 : Valeurs de la vitesse de référence du vent

A.2. Effet du vent:

Zone	$q_{réf}$ (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

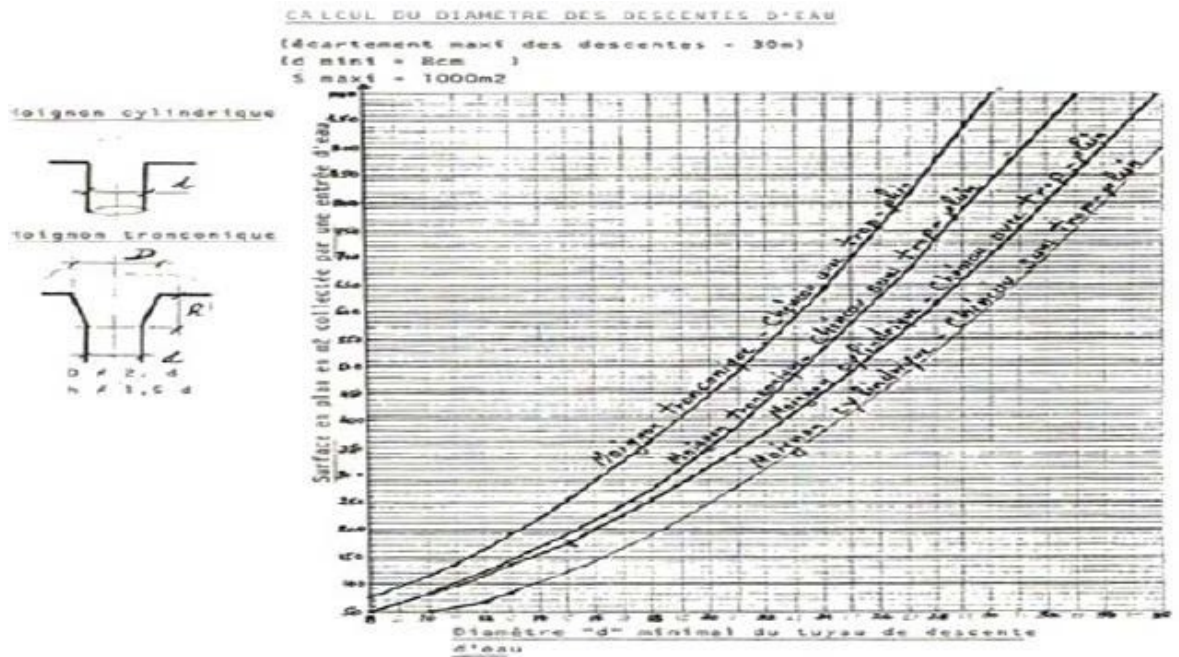
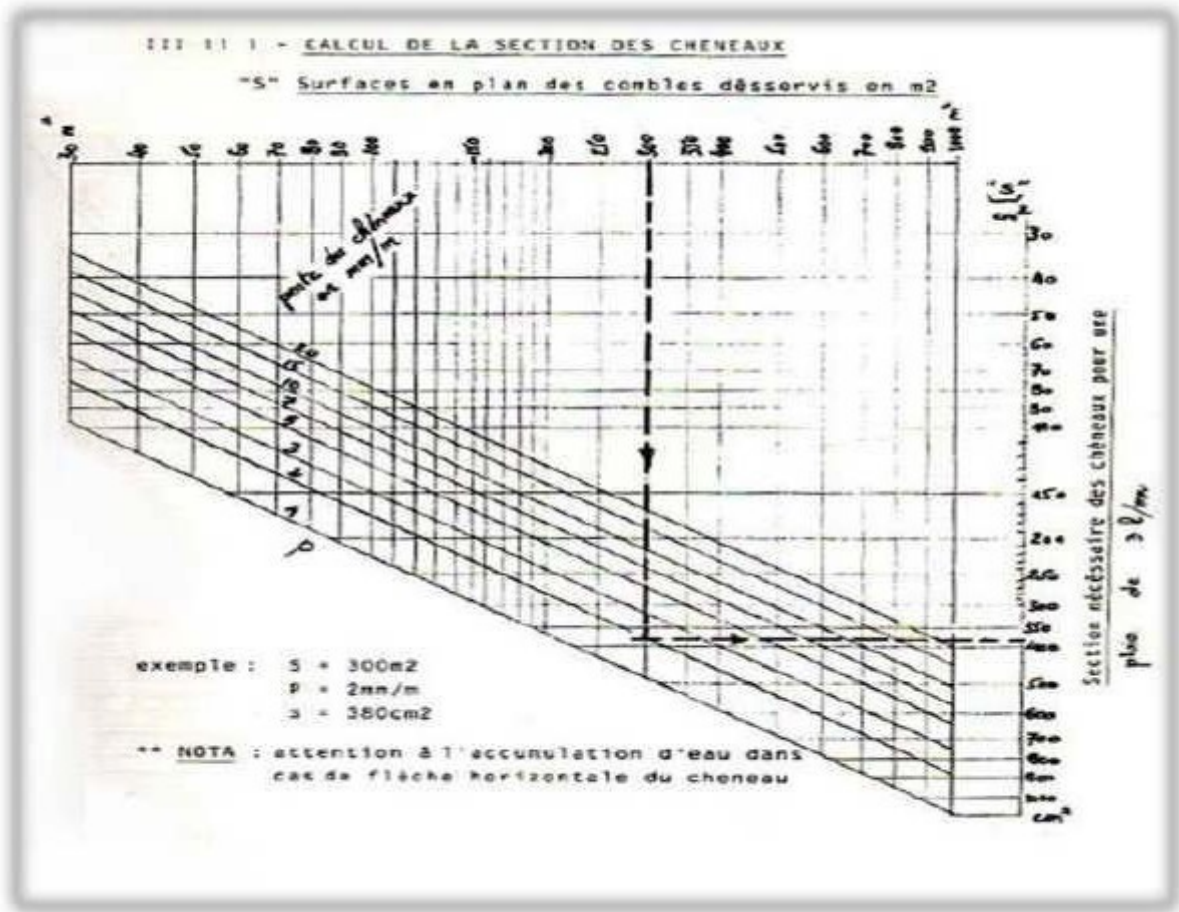
Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ε
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

Annexe 2 :

Chapitre III: Dimensionnement des éléments secondaires :

➤ Calcul de la section des chéneaux:



Annexe 3 :

Chapitre IV: Etude sismique et analyse dynamique :

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 4.1 : Coefficients d'accélération de zone A.

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau 4.4.: valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau 4.5 : valeurs du coefficient de pondération β

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<u>A</u>	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
<u>B</u>	<u>Acier</u>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2

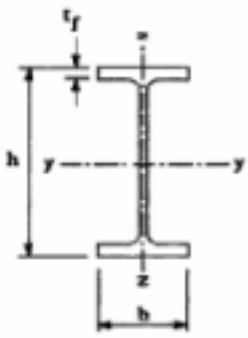
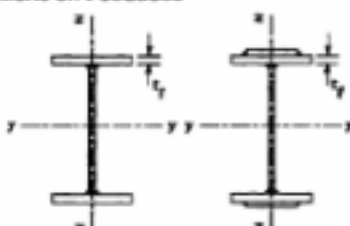

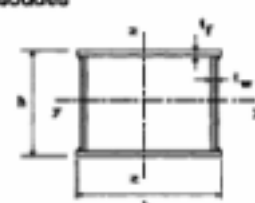

Annexe 4 :

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux :

Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$


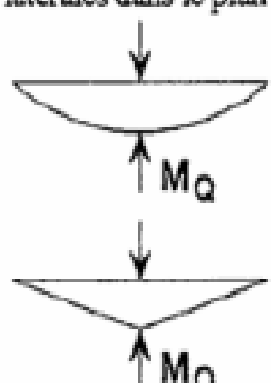
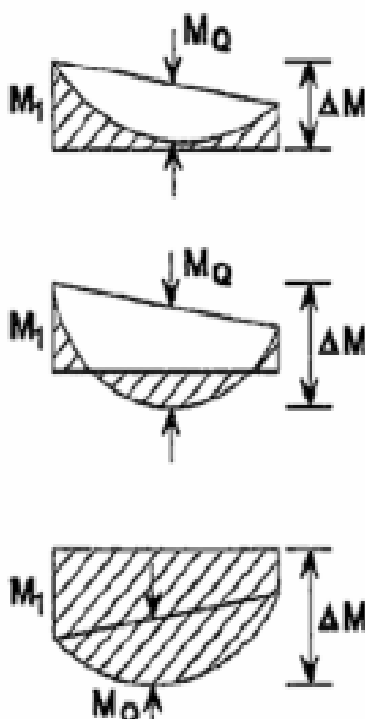
Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$: $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h/b \leq 1,2$: $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p style="text-align: center;">Moments d'extrémité</p> <div style="text-align: center;">  <p style="margin: 0;">M_1 ψM_1</p> <p style="margin: 0;">$-1 \leq \psi \leq 1$</p> </div>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p style="text-align: center;">Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> <div style="text-align: center;">  </div>	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p style="text-align: center;">Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> <div style="text-align: center;">  </div>	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_0}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_0 = MaxM \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte											Classification EN 1993-1-1: 2005					EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001			
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z					Pure bending y-y			Pure compression							
	G kg/m	I _y mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,y} mm ³ x10 ³	W _{pl,y} ♦ mm ³ x10 ³	i _y mm x10	A _e mm ² x10 ²	I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,z} mm ³ x10 ³	W _{pl,z} ♦ mm ³ x10 ³	i _z mm x10	s _y mm	l _y mm ² x10 ⁴	l _z mm ² x10 ⁴	S235	S355	S460				S235	S355	S460
HE 340 AA	78,9	19550	1222	1341	13,95	38,69	5185	345,6	529,3	7,18	63,13	63,07	1231	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 340 A	105	27690	1678	1850	14,40	44,95	7436	495,7	755,9	7,46	74,13	127,2	1824	1	1	3	1	1	3	✓	HI	HI
HE 340 B	134	36660	2156	2408	14,65	56,09	9690	646,0	985,7	7,53	86,63	257,2	2454	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 340 M	248	76370	4052	4718	15,55	98,63	19710	1276	1953	7,90	132,6	1506	5584	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 360 AA	83,7	23040	1359	1495	14,70	42,17	5410	360,7	553,0	7,12	64,63	70,99	1444	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 360 A	112	33090	1891	2088	15,22	48,96	7887	525,8	802,3	7,43	76,63	148,8	2177	1	1	2	1	1	2	✓	HI	HI
HE 360 B	142	43190	2400	2683	15,46	60,60	10140	676,1	1032	7,49	89,13	292,5	2883	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 360 M	250	84870	4297	4989	16,32	102,4	19520	1268	1942	7,83	132,6	1507	6137	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 400 AA	92,4	31250	1654	1824	16,30	47,95	5861	390,8	599,7	7,06	67,13	84,69	1948	2	3	3	2	3	4	✓	✓	✓
HE 400 A	125	45070	2311	2562	16,84	57,33	8564	570,9	872,9	7,34	80,63	189,0	2942	1	1	1	1	2	2	✓	HI	HI
HE 400 B	155	57680	2884	3232	17,08	69,98	10820	721,3	1104	7,40	93,13	355,7	3817	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 400 M	256	104100	4820	5571	17,88	110,2	19340	1260	1934	7,70	132,6	1515	7410	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 450 AA	99,7	41890	1971	2183	18,16	54,70	6088	405,8	624,4	6,92	68,63	95,61	2572	1	3	3	2	4	4	✓	✓	✓
HE 450 A	140	63720	2896	3216	18,92	65,78	9465	631,0	965,5	7,29	85,13	243,8	4148	1	1	1	1	2	3	✓	HI	HI
HE 450 B	171	79890	3551	3982	19,14	79,66	11720	781,4	1198	7,33	97,63	440,5	5258	1	1	1	1	1	2	✓	HI	HI

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen					Position des axes Position of axes Lage der Achsen					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h=b mm	t mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A mm ² x10 ²	Z _{my} mm x10	v mm x10	u ₁ mm x10	u ₂ mm x10	A _c m ² /m	A _c m ² /t
L70 x 70 x 6	6,38	70	6	9	4,5	8,13	1,93	4,95	2,73	2,46	0,272	42,68
L70 x 70 x 7	7,38	70	7	9	4,5	9,40	1,97	4,95	2,79	2,47	0,272	36,91
L70 x 70 x 8**	8,37	70	8	10	5,0	10,7	2,01	4,95	2,84	2,47	0,271	32,41
L70 x 70 x 9**	9,32	70	9	9	4,5	11,9	2,05	4,95	2,90	2,50	0,272	29,20
L75 x 75 x 4*	4,65	75	4	9	4,5	5,93	1,96	5,30	2,76	2,63	0,292	62,82
L75 x 75 x 5*	5,76	75	5	9	4,5	7,34	2,01	5,30	2,84	2,63	0,292	50,75
L75 x 75 x 6	6,85	75	6	9	4,5	8,73	2,05	5,30	2,90	2,64	0,292	42,66
L75 x 75 x 7*	7,93	75	7	9	4,5	10,1	2,10	5,30	2,96	2,65	0,292	36,88
L75 x 75 x 8	8,99	75	8	9	4,5	11,4	2,14	5,30	3,02	2,66	0,292	32,53
L75 x 75 x 10*	11,1	75	10	9	4,5	14,1	2,22	5,30	3,13	2,69	0,292	26,43
L80 x 80 x 5*	6,17	80	5	10	5,0	7,86	2,12	5,66	3,00	2,81	0,311	50,49
L80 x 80 x 6**	7,34	80	6	10	5,0	9,35	2,17	5,66	3,07	2,81	0,311	42,44
L80 x 80 x 7*	8,49	80	7	10	5,0	10,8	2,21	5,66	3,13	2,82	0,311	36,67
L80 x 80 x 8	9,63	80	8	10	5,0	12,3	2,26	5,66	3,19	2,83	0,311	32,34
L80 x 80 x 10	11,9	80	10	10	5,0	15,1	2,34	5,66	3,30	2,85	0,311	26,26

Profil de base Base profile Basisprofil	IPE				
	Poutres ajourées avec ouvertures hexagonales Castellated beams with hexagonal openings Wabenträger mit sechseckigen Öffnungen				
	$(H_t - 1,5 x h; w - 0,5 x h)^*$				
	G kg/m	H _t mm	h' mm	w mm	A _e m ² /m
IPE A 200	18,4	295,5	197,0	98,5	0,764
IPE 200	22,4	300,0	200,0	100,0	0,768
IPE O 200	25,1	303,0	202,0	101,0	0,779
IPE A 220	22,2	325,5	217,0	108,5	0,843
IPE 220	26,2	330,0	220,0	110,0	0,848
IPE O 220	29,4	333,0	222,0	111,0	0,858
IPE A 240	26,2	355,5	237,0	118,5	0,918
IPE 240	30,7	360,0	240,0	120,0	0,922
IPE O 240	34,3	363,0	242,0	121,0	0,932
IPE A 270	30,7	400,5	267,0	133,5	1,037
IPE 270	36,1	405,0	270,0	135,0	1,041
IPE O 270	42,3	411,0	274,0	137,0	1,051
IPE A 300	36,5	445,5	297,0	148,5	1,156
IPE 300	42,2	450,0	300,0	150,0	1,160
IPE O 300	49,3	456,0	304,0	152,0	1,174
IPE A 330	43,0	490,5	327,0	163,5	1,250
IPE 330	49,1	495,0	330,0	165,0	1,254
IPE O 330	57,0	501,0	334,0	167,0	1,268
IPE A 360	50,2	536,4	358,0	178,8	1,351
IPE 360	57,1	540,0	360,0	180,0	1,353
IPE O 360	66,0	546,0	364,0	182,0	1,367

Profil de base Base profile Basisprofil	IPE				
	Poutres ajourées avec ouvertures hexagonales Castellated beams with hexagonal openings Wabenträger mit sechseckigen Öffnungen				
	$(H_t - 1,5 x h; w - 0,5 x h)^*$				
	G kg/m	H _t mm	h' mm	w mm	A _e m ² /m
IPE A 400	57,4	595,5	397,0	198,5	1,464
IPE 400	66,3	600,0	400,0	200,0	1,467
IPE O 400	75,7	606,0	404,0	202,0	1,481
IPE A 450	67,2	670,5	447,0	223,5	1,603
IPE 450	77,6	675,0	450,0	225,0	1,605
IPE O 450	92,4	684,0	456,0	228,0	1,622
IPE A 500	79,4	745,5	497,0	248,5	1,741
IPE 500	90,7	750,0	500,0	250,0	1,744
IPE O 500	107,0	759,0	506,0	253,0	1,760
IPE A 550	92,1	820,5	547,0	273,5	1,875
IPE 550	106,0	825,0	550,0	275,0	1,877
IPE O 550	123,0	834,0	556,0	278,0	1,893
IPE A 600	108,0	895,5	597,0	298,5	2,013
IPE 600	122,0	900,0	600,0	300,0	2,015
IPE O 600	154,0	915,0	610,0	305,0	2,045
IPE 750 x 147	147,0	1129,5	753,0	376,5	2,510
IPE 750 x 173	173,0	1143,0	762,0	381,0	2,534
IPE 750 x 196	196,0	1155,0	770,0	385,0	2,552

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Designation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statistische Kennwerte													Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression							
	G kg/m	I _y mm ⁴ x10 ⁴	W _{pl,y} mm ³ x10 ³	W _{pl,y} mm ³ x10 ³	I _y mm ⁴ x10 ⁴	A _e mm ² x10 ²	I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{pl,z} mm ³ x10 ³	W _{pl,z} mm ³ x10 ³	I _z mm ⁴ x10 ⁴	t _w mm	I _z mm ⁴ x10 ⁴	L _z mm ⁴ x10 ⁶	S235	S355	S460	S235	S355	S460				
IPEAA 80	4,9	64,1	16,4	18,9	3,19	3,00	6,85	2,98	4,7	1,04	17,5	0,40	0,09	1	1	-	1	1	-	✓			
IPEA 80	5,0	64,4	16,5	19,0	3,18	3,07	6,85	2,98	4,7	1,04	17,6	0,42	0,09	1	1	-	1	1	-	✓			
IPE 80	6,0	80,1	20,0	23,2	3,24	3,58	8,49	3,69	5,8	1,05	20,1	0,70	0,12	1	1	-	1	1	-	✓			
IPEAA 100	6,7	136	27,9	31,9	3,98	4,40	12,6	4,57	7,2	1,21	20,8	0,73	0,27	1	1	-	1	1	-	✓			
IPEA 100	6,9	141	28,8	33,0	4,01	4,44	13,1	4,77	7,5	1,22	21,2	0,77	0,28	1	1	-	1	1	-	✓			
IPE 100	8,1	171	34,2	39,4	4,07	5,08	15,9	5,79	9,2	1,24	23,7	1,20	0,35	1	1	-	1	1	-	✓			
IPEAA 120	8,4	244	41,7	47,6	4,79	5,36	21,1	6,59	10,4	1,41	21,6	0,95	0,66	1	1	-	1	1	-	✓			
IPEA 120	8,7	257	43,8	49,9	4,83	5,41	22,4	7,00	11,0	1,42	22,2	1,04	0,71	1	1	-	1	1	-	✓			
IPE 120	10,4	318	53,0	60,7	4,90	6,31	27,7	8,65	13,6	1,45	25,2	1,74	0,89	1	1	-	1	1	-	✓			
IPEAA 140	10,1	407	59,7	67,6	5,64	6,14	33,8	9,27	14,5	1,63	22,4	1,19	1,46	1	1	-	1	2	-	✓			
IPEA 140	10,5	435	63,3	71,6	5,70	6,21	36,4	10,0	15,5	1,65	23,2	1,36	1,58	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓	
IPE 140	12,9	541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	12,3	19,3	1,65	26,7	2,45	1,98	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓	
IPEAA 160	12,1	646	82,6	93,3	6,47	7,24	51,6	12,6	19,6	1,83	23,4	1,57	2,93	1	1	-	1	3	-	✓			
IPEA 160	12,7	689	87,8	99,1	6,53	7,80	54,4	13,3	20,7	1,83	26,3	1,96	3,09	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓	
IPE 160	15,8	869	109	124	6,58	9,66	68,3	16,7	26,1	1,84	30,3	3,60	3,96	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓	
IPEAA 180	14,9	1020	116	131	7,32	9,13	78,1	17,2	26,7	2,03	27,2	2,48	5,64	1	1	-	2	3	-	✓			
IPEA 180	15,4	1063	120	135	7,37	9,20	81,9	18,0	28,0	2,05	27,8	2,70	5,93	1	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE 180	18,8	1317	146	166	7,42	11,3	101	22,2	34,6	2,05	31,8	4,79	7,43	1	1	1	1	1	2	3	4	✓	✓
IPE O 180	21,2	1505	165	189	7,45	12,7	117	25,5	39,9	2,08	34,5	6,76	8,74	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓	
IPEAA 200	18,0	1533	156	176	8,19	11,4	112	22,4	35,0	2,21	32,0	3,84	10,1	1	1	-	2	4	-	✓			
IPEA 200	18,4	1591	162	182	8,23	11,5	117	23,4	36,5	2,23	32,6	4,11	10,5	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓	
IPE 200	22,4	1943	194	221	8,26	14,0	142	28,5	44,6	2,24	36,7	6,98	13,0	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓	
IPE O 200	25,1	2211	219	249	8,32	15,5	169	33,1	51,9	2,30	39,3	9,45	15,6	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓	

Annexe 5 :

Chapitre VII : Étude de L'infrastructure :

Tableau des armatures

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Section en cm^2 de N armatures de diamètre Φ (mm)