



N° d'ordre : M/GCA/2020

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil

Spécialité : Structure

Thème

ETUDE ET D'UN HANGAR METALLIQUE

Présenté par :

- BENDAMACHE ZOHRA MOUNIRA
- BENNOURINE HANANE SONIA

Soutenu le 23 /08 / 2020 devant le jury composé de :

Président : MR. MEHALA TEWFIK

Examineur: MR. BELHOUARI FETHI

Encadrant : SADKI NIZAR

Année Universitaire : 2019 / 2020

Dédicace

*C'est grâce à Allah, seul, que j'ai pu achever ce travail, Je le dédie
à :*

*A mes parents qui me sont les plus chers, qui m'ont soutenu tout
au long de mon parcours scolaire, que Dieu les garde et les protège*

A ma très chère amie et binôme NOUNA

A Mes sœurs FAIZA, HASNIA ET AZIZA, mon frères KACEM

*A Mes chères amies NARIMEN, IKRAM, NOUR ELHOUDA,
SHERIFA et SAMIA qui m'ont aidée.*

*A toute la promotion de génie civil 2020 et plus particulièrement
la promotion de la STRUCTURE chacun par son nom, avec qui nous
avons partagé nos meilleurs moments.*

Une mention spéciale pour MOHAMED

Dédicace

*C'est grâce à Allah le tout puissant et seul, que j'ai pu
achever ce travail, Je le dédie à :*

*Spécialement MA MERE 'allah yarhamha ' si je suis la
aujourd'hui c'est grâce a elle, grâce a son soutien et ces
sacrifices qu'Allah t'accueillera dans son vaste paradis*

*A mon PERE qui m'est trop cher , qui m'a soutenu tout au
long de mon parcours scolaire, que Dieu le garde et le
protège*

*A ma très chère MAMIE ainsi qu'a MON PAPI 'allah
yarhmo '*

A ma très chère amie et binôme MOUNIRA

A Ma sœur LINDA,DOUAA ,mes petits WAEL et SOHAIB

*A Mes chères amies NARIMEN, IKRAM, NOUR ELHOUDA,
SHERIFA qui m'ont aidée.*

*A toute la promotion de génie civil 2020 et plus
particulièrement la promotion de la STRUCTURE chacun par
son nom, avec qui nous avons partagé nos meilleurs moments.*

Remerciements

Au terme de cette étude, nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant de nous avoir donnés la force, le courage et la volonté de mener à bien ce modeste travail.

Nous tenons à remercier vivement et sincèrement notre encadreur Mr. SADKI.N., qui a contribué et assuré la direction de ce travail, pour tout le soutien, les orientations et la patience qu'il a manifesté durant son encadrement tout le long de la réalisation de ce mémoire

Nous tenons aussi à remercier vivement et sincèrement nos enseignants qui m'ont aidé et appris l'âme de la science durant ces années d'études.

Nous exprimons notre gratitude et nous tenons à mentionner toute personne de CFPA 3 « KRICHICHE BENDHIBA » en particulier MR.ASLI.M qui nous a aidé à accomplir ce travail

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

Liste des Figures :

Figure I.2 : le site du projet.....	03
Figure I.3 : vue 3d de la structure	03
Figure II : hangar en charpente métallique.....	08
Figure II.1.2.1.a : Valeurs de Cpe pour les parois verticales - Direction V1 du vent	11
Figure II.1.2.1.b : Valeurs de Cpe pour la toiture - Direction V1 du vent.....	13
figure II.1.3.a : Valeurs de Cpe sur les parois verticales - Direction du vent V2.....	15
Figure II.1.3.b : Valeurs de Cpe pour la toiture - Direction du vent V2	15
Figure II.1.3.b : Valeurs de Cpe pour la toiture - Direction du vent V2.....	16
Figure III.1 : Chéneau (coupe transversale).....	20
Figure III.1 : Moignon cylindrique.....	20
Figure III.1.1 :Points des descentes d'eau.....	21
Figure III.2 : Tôle nervurée.....	21
Figure III.3.2 : Espacement entre les pannes.....	23
Figure III.3.2.2 : Schéma statique de la couverture.....	24
Figure III.4 .: Disposition des pannes.....	24
Figure III.5 . : disposition des liernes.....	33
Figure III.5 . : Coupe transversale des liernes.....	33
Figure III.6 :Vue en 3D de l'échantignolle.....	35
Figure III.9 : Schéma des lisses de bardage	41
Figure III.9.1 : Actions sur les lisses	41
Figure III.9.5 .: Fixation de lisse avec cornière par boulon d'attache.....	45
Figure III.9.5.2 : Fixation de lisse avec poteau par soudure.....	46

Figure IV.5: Modèle de la structure en 3D.....	57
Figure IV.6. : Spectre de réponse.....	58
FigureVI.2.: Assemblage poteau/poutre sablière.....	75
Figure VI.3 : assemblage contreventement	78
Figure VI.5 : assemblage poutre/poutre	88
Figure VI.6 : ancrage poteau	92
Figure VII.1: Ferrailage des semelles isolées.....	101
Figure VII.2: Ferrailage des longrines.....	103
Figure VIII.1: Système intumescent.....	104
Figure VIII.2: Protection du profilé par plaque en plâtre.....	106
Figure VII.3: Protection du profilé par plaque PROMATECT.....	107

:

Liste des Tableaux :

Tableau II.1.1.7 : les coefficients de paroi verticale et de toiture.....	10
Tableau II.1.2.1.a : surface de chaque zone.....	11
Tableau II.1.2.1.b : surface de chaque zone.....	11
Tableau II.1.2.1.b : surface de chaque zone.....	12
Tableau II.1.2.2.1.a : valeurs des pressions dynamique sur les parois(V1).....	13
Tableau II.1.2.2.1.b : valeurs des pressions dynamique sur la toiture(V1) avec $\theta = 0^\circ$	14
Tableau II.1.2.2.1.b : valeurs des pressions dynamique sur la toiture(V1) avec $\theta = 90^\circ$	14
Tableau II.1.3.a : surface de chaque zone.....	14
Tableau II.1.3.b : surface de chaque zone.....	15
Tableau II.1.3.b : surface de chaque zone.....	16
Tableau II.1.3.1.1.a : valeurs des pressions dynamique sur les parois(V2).....	16
Tableau II.1.3.1.1.a : valeurs des pressions dynamique sur la toiture(V2) avec $\theta = 0^\circ$	17
Tableau II.1.3.1.1.b : valeurs des pressions dynamique sur la toiture(V2) avec $\theta = 90^\circ$	17
Tableau II.2.2 : Coefficient de Frottement C_{fr}	19
Tableau III.4.3 : Caractéristiques du profilé IPE140 de la panne.....	27
Tableau IV.3.6 : Valeurs des pénalités P_q	55
Tableau IV.5 : Eléments constituant la structure.....	56
Tableau IV.5 : Période propre de la structure.....	57
Tableau IV.7.2 : Résultante des forces sismiques à la base.....	59
Tableau IV.7.3. : Déplacements relatifs dans le sens (x-x).....	60
Tableau IV.7.3 : Déplacements relatifs dans le sens (y-y).....	60
Tableau V.2.2 : Caractéristiques du profilé HEA300.....	61
Tableau V.5.1 : Caractéristiques du profilé IPE300.....	65
Tableau V.5.1 : Caractéristiques du profilé IPE200.....	68
Tableau V.4.2 : Caractéristiques du profilé DCEC 100×10.....	72

Tableau VI.2.1 : les données du poteau (a partir du robot).....	75
Tableau VI.2.2.: les données de la poutre portée (a partir du robot).....	76
Tableau VI.2.3. : les données de la cornière (a partir du robot).....	76
Tableau VI.2.4. : les données du boulon (a partir du robot).....	77
Tableau VI.2.5.1 : Résultat du boulon (a partir du robot).....	77
Tableau VI.2.5.2 : Résultat des profilés (a partir du robot).....	77
Tableau VI.2.5.3 : Résultat de la cornière (a partir du robot).....	78
Tableau VI.3.1: données des barres (a partir du Robot).....	79
Tableau VI.3.2: données du gousset (a partir du Robot).....	80
Tableau VI.3.3: données des boulons (a partir du Robot).....	82
Tableau VI.3.4 : données des efforts (a partir du Robot).....	82
Tableau VI.3.5.1 : Résultat de la platine(a partir du Robot.....	82
Tableau VI.3.6.2 : Résultat des barres (a partir du Robot).....	83
Tableau VI.4.1 : données du poteau (a partir du Robot).....	84
Tableau VI.4.2 : données de la poutre (a partir du Robot).....	85
Tableau VI.4.3: données des boulons (a partir du Robot).....	85
Tableau VI.4.3 : données de la platine (a partir du Robot).....	85
Tableau VI.4.4 : données du raidisseur poteau (a partir du Robot).....	86
Tableau VI.4.5 : données des soudures d'angle (a partir du Robot).....	86
Tableau VI.4.6 : données des efforts (a partir du Robot).....	86
Tableau VI.4.6 .1 : Résultat des distances de calcul (a partir du Robot).....	86
Tableau VI.4.6 .2 : Résultat des efforts par boulon (a partir du Robot).....	87
Tableau VI.4.6 .3 : vérification de la poutre (a partie du Robot).....	87

Tableau VI.4.6 .4: vérification du poteau (a partie du Robot).....	88
Tableau VI.5.1 : données de la poutre cote gauche (a partir du Robot.....	89
Tableau VI.5.1 : données de la poutre cote droite (a partir du Robot).....	89
Tableau VI.5.2 : données des boulons (a partir du Robot).....	89
Tableau VI.5.2.3 : données de la platine (a partir du Robot)	90
Tableau VI.5.4 : données des soudures d'angle (a partir du Robot).....	90
Tableau VI.5.5 : données des efforts (a partir du Robot).....	90
Tableau VI.5.6 .1 : Résultat des distances de calcul (a partir du Robot).....	90
Tableau VI.5.6 .2 : Résultat des efforts par boulon (a partir du Robot).....	91
Tableau VI.5.6 .3 : vérification de la poutre (a partir du Robot).....	92
Tableau VI.6.1 : données de Poteau (a partir du Robot).....	93
Tableau VI.6.2 : données de la Plaque principale du pied de poteau(a partir du Robot).....	93
Tableau VI.6.3 : données de la Platine de pré scellement (a partir du Robot).....	93
Tableau VI.6.4 : données de l'Ancrage (a partir du Robot).....	94
Tableau VI.6.5 : données de la Bêche (a partir du Robot).....	94
Tableau VI.6.6 : données de la Semelle isolée(a partir du Robot).....	94
Tableau VI.6.7 : données du Béton (a partir du Robot).....	94
Tableau VI.6.8 : données des Soudures (a partir du Robot).....	94
Tableau: VI.6.9 : données des Efforts (a partir du Robot).....	95
Tableau VI.6.10.1 : Résultat du béton (a partir du Robot).....	95
Tableau VI.6.10.2 : Vérification du béton pour la pression diamétrale.....	95
Tableau VI.6.10.3 : Résultat et vérification de l'Ancrage (a partir du Robot).....	96

Tableau VI.6.10.4 :Résultat et vérification de la bêche (a partir du Robot).....	97
Tableau VI.6.10.5 : Résultat et vérification de la Platine (a partir du Robot).....	98
Tableau VI.6.10.6 : vérification de la Platine de pré scellement (a partir du Robot).....	98
Tableau VII.1 : Récapitulatif des charges.....	99

Résumé

Notre projet de fin d'études consiste à faire une étude et dimensionnement d'un hangar de stockage composé de un hall en charpente métallique situé à la zone industriel Bordjias II wilaya de MOSTAGANEM. Il est constitué de plusieurs portiques, stabilisés par des contreventements, et couvert par une toiture à deux versants symétriques. 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 « CCM 97 », 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-Séisme.

Abstract

Our Project of end of studies is to study and design of an shed for storing that consists of one steel hall located in the industrial zone Bordjias II wilaya de MOSTAGANEM it is composed of several frames, stabilized by bracing, and covered by a roof with two symmetrical slopes. The work is developed through several stages ; first of all, the assessment of loadings as climate effects (snow and wind) under the Algerian climatic rules « RNV 99 V2013 », and the evaluation of the structural steel's secondary and principal elements according to their resistances, then, the dynamic analysis study according to the Algerian earthquake codes « RPA99 V2003» to choose the bracing system those ensure the stability of the structure, then, the assemblies are studied by the « CCM 97 ». Finally, the foundations are dimensioned according to the code « BAEL 91 ». For the structural analysis, the used software is « ROBOT ».

The work ends with a conclusion. Keywords: Steel structure- Shed for storing-sizing – Assembly-Earthquake.

ملخص

هذا المشروع يعمد الى دراسة، تصميم و قياس مبنى للتخزين يتكون من جناحين الهياكل المعدنية ببرجية II مستغانم و يتضمن عدة بوابات مغطاة بسفوح متماثلة، حيث تمت دراسة هذا المشروع مرورا بعدة مراحل تتمثل أولها فيتقييم الاثقال بما فيها الزائدة فضلا على آثار المناخ (الثلوج و الرياح) و هذا بموجب التنظيم الجزائري ، (RNV99) نسخة 2013 ثم دراسة مقاييس عناصر المبنى الاساسية منها و الثانوية بعد دراسة ديناميكية وفقا للوائح الجزائرية للزلزال ، (RPA 99) نسخة 2003 و بعد ذلك حساب الوصلات و التجمعات وفقا للتنظيم (CCM 97) و كخطوة نهائية تمت دراسة البنية التحتية وفقا لقواعد (BAEL 91) و بالنسبة البرامج اعتمدنا على (ROBOT) العمل ينتهي مع استنتاجات

الكلمات المفتاحية : الهياكل المعدنية - مبنى للتخزين -القياس - التجمع - الزلزال

Sommaire

Introduction générale.....	01
Historique.....	02
CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE	
I.1. Introduction.....	03
I.2. Situation du projet.....	03
I.3. Données géométriques de l'ouvrage.....	03
I.4. Étude de sol.....	04
I.5. Règlement utilisés.....	04
I.6. Stabilité de la structure.....	04
I.7. Matériaux utilisés.....	04
I.7.1. L'acier.....	05
I.7.2. Couverture.....	06
I-7-3. Le Béton.....	06
CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE	
II.1. Etude au vent.....	08
II.1.1. Coefficients de calculs.....	08
II.1.2. Vent perpendiculaire à la façade principale (long-pan) sens V1.....	10
II-1-3 Vent parallèle à la façade principale (Sens V2).....	14
II.2. Etude à la neige.....	18
II.2.1. Calcul des charges de neige.....	18
II.2.2. Calcul de la force de frottement.....	18

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III.1.Calcul des chéneaux.....	20
III.2.Caractéristiques de la tôle de couverture.....	21
III.3.Calcul des pannes de couverture.....	22
III.3.1.Charges à prendre en considération.....	22
III.3.2.Espacement entre pannes.....	23
III.4.Dimensionnement des pannes.....	24
III.4.1.Combinaison des charges.....	25
III.4.2.Calcul des moments sollicitant l'ELU.....	25
III.4.3. condition de flèche à l'ELS.....	26
III.4.4. Choix du profilé.....	27
III.4.5. condition de flèche avec poids propre inclus.....	27
III.4.6.Classe du profilé.....	28
III.4.7.vérification des contraintes.....	29
III.4.8.Résistance de la panne au déversement.....	30
III.4.9.Résistance au voilement par cisaillement	32
III.4.10.Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme.....	32
III.5. Calcul des liernes	33
III.5.1. Les effort dans les liernes	34
III.5.2. Dimensionnement des liernes.....	34
III.6.Calcul de l'échantignolle.....	35
III.6.1.Dimensionnement de l'échantignolle.....	36
III.7.Boulon d'attache.....	37

III.8.Cordon de soudure.....	39
III.9.CALCUL DES LISSES DE BARDAGE	41
III.9.1 Actions sur les lisses	41
III.9.2.Espacement des lisses	41
III.9.3.Dimensionnement des lisses	42

III.9.4.Vérification de contraintes de l'UAP 130.....	45
III. 9.5. Calcul des attaches des lisses.....	45
III.10.CALCUL DES POTELETS	47
III.10.1.Dimensionnement des potelets.	47
III.10.2.Classe du profilé.....	48
III.10.3.Vérification de la flèche	49
III.10.4.Vérification des contraintes	49
III.10.5.Résistance du potelet au flambement	50
III.10.6.Résistance au voilement par cisaillement	51
III.10.7.Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme.....	52
III.10.8.Résistance du potelet au déversement.....	52

Chapitre IV: Etude sismique et analyse dynamique

IV.1.Introduction.....	54
IV.2.Principe de la méthode.....	54
IV.3.Détermination des paramètres du spectre de réponse de calcul.....	54
IV.3.1.Coefficient d'accélération A.....	54
IV.3.2.Coefficient de comportement global de la structure R.....	54
IV.3.3.Le pourcentage d'amortissement critique.....	55
IV.3.4.Facteur de correction d'amortissement η_c	55
IV.3.5.Périodes T_1, T_2 , du site.....	55
IV.3.6.Facteur de qualité Q.....	55
IV.3.7.spectre de réponse de calcul.....	55
IV.4. Analyse dynamique de la structure.....	56

IV.5. Modélisation de la structure.....	56
IV.6. Analyse modale.....	57
IV.7. Vérification de la structure.....	58
IV.7.1.Vérification de la période fondamentale de la structure.....	58
IV.7.2.Vérification de la force sismique à la base.....	58
IV.7.3.Vérification des déplacements.....	59

Chapitre V: Dimensionnement des éléments structuraux

V. 1.Introduction.....	61
V.2.Justification des poteaux.....	61
V.2.1.Efforts sollicitant.....	61
V.2.2.Caractéristiques du profilé d poteau.....	62
V.2.3.Classe de la section transversale du poteau.....	62
V.3.Justification des poutres sablières.....	65
V.3.1.Caractéristiques du profilé de la poutre sablière.....	65
V.3.2.Efforts Sollicitant.....	65
V.3.3.Classe de la section transversale du profilé de la poutre sablière.....	65
V.3.4.Vérification de la flèche.....	66
V.3.5.Résistance de la poutre au déversement.....	67
V.4.JUSTIFICATION DES POUTRES	68
V.4.1.Caractéristiques du profilé de la poutre.....	68
V.4.2. Efforts sollicitant.....	68

V.4.3 Classe de la section transversale du poteau.....	69
V.4.4.Vérification de la flèche.....	69
V.4.5.Résistance de la poutre au déversement.....	69

V.5.JUSTIFICATION DES CONTREVENTEMENTS.....	71
V.5.1. Introduction.....	71
V.5.2. Rôle des systèmes de contreventement.....	71
V.5.3. Les éléments comprimés.....	72
V.5.4.Les éléments tendus.....	73
V.6. JUSTIFICATION DES PANNES.....	74

Chapitre VI: Etude des assemblages

VI.1.INTRODUCTION.....	75
VI.2 ASSEMBLAGE POTEAU/POUTRE SABLIERE.....	75
VI.3.ASSEMBLAGE CONTREVENTEMENT.....	78
VI.4. ASSEMBLAGE POTEAU/POUTRE.....	83
VI.5.ASSEMBLAGE POUTRE/POUTRE.....	88
VI.6.ANCRAGE POTEAU.....	92

VII.1.CALCUL DES FONDATIONS

VII.1.1.Charge à prendre en considération.....	99
VII.1.2.Dimensionnement de la semelle.....	99
VII.1.3.Vérification de la stabilité au renversement.....	100
VII.1.4.Calcul du ferrailage.....	100
VII.2.CALCUL DES LONGRINES.....	101
VII.2.1.Dimensionnement des longrines.....	101
VI.2.2.Calcul du ferrailage	102
VII.2.3.Vérification de condition de non fragilité	102
VII.2.4.Calcul d'armatures transversales	103
VII.2.5.Calcul d'espacement des cadres	103

Chapitre VIII : Protection de la structure

VIII.1. Introduction.....	104
VIII.2. La corrosion.....	104
VIII.2.1.Protection par peinture.....	104
VIII.2.2.Protection par zinc.....	104
VIII.3. Le feu.....	104
VIII.3.1.Protection par peinture intumescente.....	105
VIII.3.2.Protection par produit projeté.....	105
VIII.4. Conclusion.....	107
Conclusion générale.....	108
Références bibliographiques.....	109
Annexe.....	111

INTRODUCTION GENERALE

La construction métallique est un domaine de la construction, mais aussi de la mécanique ou du génie civil qui s'intéresse à la construction d'ouvrages en métal et plus particulièrement en acier.

Le fer et l'acier dans la construction sont longtemps utilisés de manière marginale, avant les développements et progrès de la métallurgie, liés à la révolution industrielle. La construction fait alors un usage intensif des produits présentés dans les catalogues des fonderies.

L'acier ne trouvera pas immédiatement ses lettres de noblesse et servira dans la construction des charpentes, caché derrière une façade qui demeurera en pierre

Par rapport aux structures en béton armé ou précontraint, les structures métalliques présentent de nombreux avantages, et inconvénients.

Les principaux avantages sont :

- La fiabilité
- La légèreté et la rapidité d'exécution.
- Grandes portées

Les principaux inconvénients sont :

- Mauvaise tenue au feu
- la corrosion, coût élevé
- mains d'œuvres qualifiées
- susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique

Le principe de ce présent travail est l'étude d'un hangar à usage de Stockage.

L'étude de pré-dimensionnement des différents éléments ont été élaborés selon les différents règlements technique de calcul et de conception, nous avons utilisé les règlements suivant :

- **NV 65** : Règles déterminant les actions de la neige et du vent sur les constructions
- **CM 66 et Additif 80** : Règles de dimensionnement des constructions métalliques.
- **NFP 22 460** : Calcul des assemblages par boulons précontraints.
- **NFR 22 430** : Calcul des assemblages par boulons ordinaires

Historique :

Le fer a commencé à faire son apparition comme élément de construction au XVIII^e siècle, alors que les matériaux usuels à cette époque étaient le bois et la pierre. Il s'agissait alors d'assurer des fonctions d'ornementation et de renforcement des ossatures (essentiellement de maintenir les pierres dans leur position initiale par agrafage).

XIX^e siècle: Avec l'introduction du fer comme élément de construction, les méthodes de conception furent bouleversées. Le concepteur ne travailla plus en effet avec des éléments singuliers, en fonte, moulés en atelier, mais avec des profilés standards en I, T, L, etc., dont l'assemblage permettait d'obtenir les solutions recherchées. Ce passage d'éléments uniques à des produits standardisés ne fut possible que grâce aux nombreux développements effectués dans le domaine des chemins de fer. Ce succès ne fut possible que grâce à l'introduction massive du rivet comme moyen d'assemblage, qui permettait une combinaison presque illimitée des procédés de nouveaux moyens d'assemblage permirent une architecture révolutionnaire utilisant le fer, le bois et le verre (voir ci-dessous l'œuvre de Joseph Paxton, le fameux cristal palace construit pour l'exposition universelle de Londres en 1850)

Les progrès techniques dans le domaine sidérurgique contribuèrent à l'apparition d'un nouveau matériau, l'acier, qui devait une nouvelle fois révolutionner le domaine de la construction métallique, avec l'apparition de la soudure et de profilés de plus grande longueur, supérieure à 6 m. L'utilisation de l'acier devint ainsi de plus en plus massive en cette fin de XIX^e siècle.

Première moitié du XX^e siècle: durant cette période l'acier subit la forte concurrence du béton. L'engouement pour ce nouveau matériau entraîna une baisse significative du nombre d'ouvrages en métal construits durant cette période, cependant que de nombreux concepteurs contribuèrent à faire évoluer la construction métallique et à sensibiliser la profession sur ses avantages et sa rationalité. La situation était toute inverse en Amérique du nord où l'acier répondait de manière tout à fait satisfaisante à la création d'immeubles de grande hauteur à coût modéré, et fût utilisé massivement.

Deuxième moitié du XX^e siècle: la fin de la guerre fût caractérisée par un besoin urgent de reconstruction. La rapidité d'exécution, l'économie de moyens et la rationalité étaient alors des contraintes à respecter. La construction métallique répondait parfaitement à ces exigences, et pouvait bénéficier d'une industrie métallurgique très forte, développée pour des besoins militaires. L'acier fût dès lors massivement utilisé.

Les années 70 furent marquées par un nouveau type architectural basé sur la mise en valeur de la haute technologie (e.g. centre Georges Pompidou). Cependant il fallut attendre les années 80 pour entrevoir les premiers signes d'une architecture inventive, caractère de la construction en acier d'aujourd'hui (carénage continu, forme d'ailes d'avion ou de bateau, utilisation de mâts et habillage de verre et d'acier).

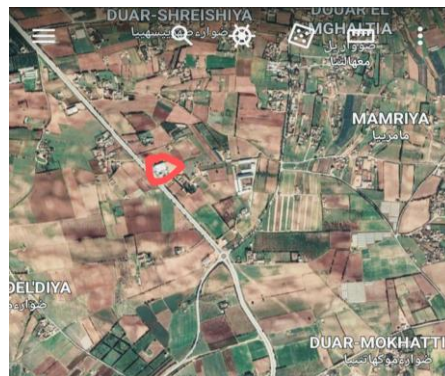
CHAPITRE I :
PRESENTATION DU
PROJET

I.1 Introduction :

Nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études. Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle concrète. Notre projet consiste à dimensionner les éléments d'un hangar métallique de forme rectangulaire ; destiné au stockage. Dans ce chapitre, nous ferons une présentation de toutes les données relatives au projet.

I.2.Situation du projet :

L'ouvrage sera implanté dans la zone industriel Bordjias II wilaya de MOSTAGANEM qui est classé selon le règlement parasismique Algérien RPA 1999 version 2003 comme zone de moyenne sismicité (II a)



I.3.Données géométriques de l'ouvrage :

figure I.2 : le site du projet

Le bâtiment a une forme rectangulaire en plan dont les dimensions sont :

I.3.1.Dimensions en élévation:

Hauteur totale du bâtiment.....8 m

Hauteur des poteaux :..... 6m.

I.3.2.Dimensions en plan:

Longueur totale en plan 42 m

Le long pan est constitué de 7 travées de 6m.

Largeur totale en plan 24 m

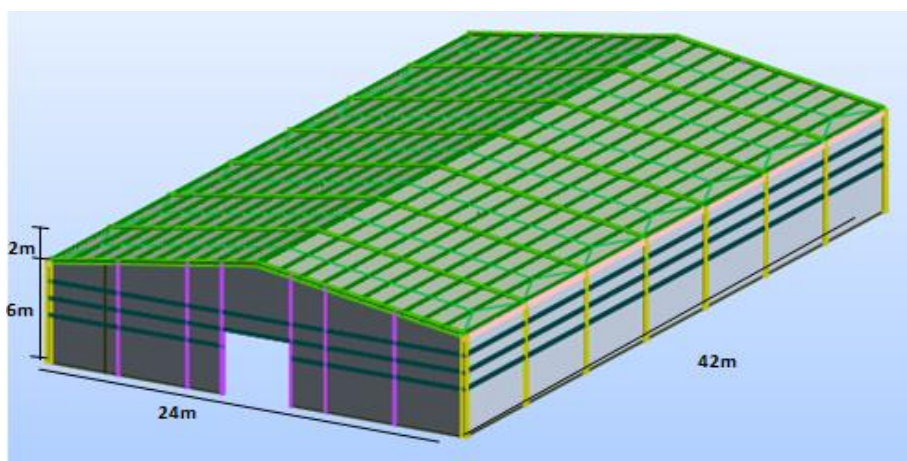


Figure I.3 : vue 3d de la structure

I.4.Étude de sol :

Les études faites sur le sol (rapport préliminaire de sol) ou le projet sera implanté nous

Renseignent sur :

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance : $\sigma_{adm} = 1.3 \text{ bar}$ (rapport sol)
- l'ancrage des fondations superficielles est donné dans le bon sol à une profondeur moyenne de **1.4 m/ Terrain naturel**

I.5.Règlement utilisés :

L'étude de ce projet est basée sur les règlements suivants :

- **CCM 97** : règles de calcul des constructions en acier, pour le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure.
- **RPA 99 version 2003** : règles parasismiques algériennes pour l'étude sismique.
- **RNV 99** : Règlement neige et vent algérien.

Logiciels utilisés :

- Auto CAD 2010
- Auto Desk robot 2009

I.6.Stabilité de la structure :

Dans cette partie, on décrit les différents assemblages dans un bâtiment ainsi que les différentes stabilités, types de planchers et l'acheminement des efforts.

I.6.1.Contreventement :

Afin d'empêcher la déformation de l'ossature sous l'action de différentes sollicitations, il faut placer des croix de contreventement (palé de stabilité, poutre au vent) suivant certaines dispositions.

I.6.2.Stabilité Verticale :

Elle sera assurée par les palés de stabilité qui sont implantés dans le sens Longitudinal et transversal.

I.6.3.Plancher :

Il est constitué de :

- Connecteurs soudés
- Tôle profilée cofraplus60

I.7.Matériaux utilisés :

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux différentes sollicitations, leur choix est Souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le cout, la disponibilité sur place

et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.7.1.L'acier :

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

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

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

I.7.1.1.Propriétés de l'acier :

a) Résistance :

Les nuances d'aciers courantes et leurs résistances limites sont données par l'Euro code (02et03). La nuance d'acier choisie pour la réalisation de cet ouvrage est la S235.

b) Ductilité :

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

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport Euro code 02 art 3.2.4.2
- 1.05 ductilité normale
- 1.08 Haute ductilité

$$\text{Le rapport } \frac{f_w}{f_y} \begin{cases} 1,08 \text{ Haute ductilité} \\ 1,05 \text{ Ductilité normale} \end{cases} \quad \text{EUROCODE 02 art 3.2.4.2}$$
$$\begin{cases} f_w : \text{ limite d'élasticité (Mpa)} \\ f_y : \text{ limite de résistance à la traction (Mpa)} \end{cases}$$

-La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($u_y \geq 20 \cdot \epsilon$)

A la rupture, l'allongement sur une longueur de $5,65\sqrt{A_0}$, soit supérieure à 15%, avec : A_0 est la section transversale initiale de l'élément considéré.

I.7.1.2. Propriétés mécaniques de l'acier :

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

I.7.2. Couverture :

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

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

Les panneaux sandwichs nous offre plusieurs avantages on site :

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

Mais, leurs point faible se situ dans l'étanchéité des joints.

I.7.3 Le Béton :

Pour la réalisation des fondations et des planchers, on a utilisé un béton CPA dosé à 350 kg / m^3 dont les caractéristiques sont :

- Poids Volumique : $\rho = 2500 \text{ Mpa}$
- Résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- Résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 \cdot f_{c28} = 1,5 \text{ Mpa}$
- Module d'élasticité : $E = 14000 \text{ Mpa}$

I.7.3.1. Coefficient de Poisson :

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale. Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale. Dans les calculs, le coefficient de poisson est égale à :

- $\nu = 0$ béton fissuré à L' E.L.U
- $\nu = 0,2$ béton non fissuré à L' E.L.S

I.7.3.2. Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

Module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 1100 \sqrt[3]{f_{cj}} = \times D \text{ où on a : } E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

I.7.3.3. Module de déformation longitudinale différée :

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ D' où on a : } E_{v28} = 10721,4 \text{ MPa}$$

I.7.4. Les Contrainte Limites :

I.7.4.1. Contrainte limite de béton:

En se référant au règlement du BAEL. 91 on distingue deux états limites :

Etat limite ultime « E.L.U » :

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$\sigma_w = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : γ_b : est le Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des actions courantes transitoire

$\gamma_b = 1,15$ cas des actions accidentelles

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objectif de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

• *Etat limite de service « E.L.S » :*

La contrainte limite de service est donnée par : 0,6f 15MPa

CHAPITRE II :
ETUDE CLIMATIQUE

II.1. Etude au vent :

INTRODUCTION :

Pour notre site, qui est dans une zone industrielle, L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent, et ce, dans toutes les directions possibles, les estimations quantitatives de l'effet du vent se feront à la base du règlement RNVA 99.



Figure II : hangar en charpente métallique

Les RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire:

Le but est de calculer la pression du vent sur le bâtiment, ce qui revient donc à déterminer les efforts dus au vent à chaque niveau. Les valeurs de pressions des vents dépendent d'un certain nombre de facteurs :

- De la région.
- De site d'implantation.
- De la hauteur de la construction.
- De la forme géométrique de la construction.
- De la rigidité de la construction.
- Des ouvertures (ou de la perméabilité à l'air) de la construction

Selon le sens du vent et l'état des ouvertures, quatre cas ont été envisagés :

- Vent sur long-pan avec surpression intérieure.
- Vent sur long-pan avec dépression intérieure.
- Vent sur pignon avec surpression intérieure.
- Vent sur pignon avec dépression intérieure.

Donc Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur les parois et la toiture pour un Vent perpendiculaire a savoir :

Vent perpendiculaire à la façade principale → direction du vent v_1
Vent parallèle à la façade principale → direction du vent v_2

II.1.1. Coefficients de calculs:

II.1.1.1. Effet de la région :

Notre structure est située dans la **zone II**, dont la pression de référence est donnée par le tableau 2-2 du RNVA2013 (chapitre II-bases de calcul) par :

$$q_{ref} = 470 \text{ N/m}^2.$$

II.1.1.2. Effet de site :

La structure sera implantée en zone industrielle, donc d'après les données de tableau (2-4) dans le RNVA2013 (chapitre 2- bases de calcul) la catégorie de terrain est **III**

D'où :

- Le facteur de terrain $K_T = 0.22$
- Le paramètre de rugosité $z = 0,3m$
- La hauteur minimale $Z_{min} = 8m$. (Tableau 2-4, chapitre II RNVA2013).
- $\epsilon = 0,37$: coefficient utilisé pour le calcul de C_d

II.1.1.3. Coefficient de topographie :

Le coefficient de topographies $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines, les dénivellations isolées .etc.

Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$. (Chapitre II RNVA2013).

II.1.1.4. Calcul de 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 .

La valeur du coefficient dynamique C_d pour les structures métalliques est donnée par le paragraphe valeur simplifiée. (**Chapitre III : coefficient dynamique** dans **RNVA2013**).

Vent perpendiculaire à la façade principale : \rightarrow sens v1

Vent parallèle à la façade principale : \rightarrow sens v2

$C_d < 1,2$ la structure sera considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques

II.1.1.5. Détermination de la pression dynamique :

Notre structure ne dépassant pas les 10 m de hauteur ($h = 8 m$) donc il n'y a pas lieu de subdiviser le maître-couple, nous la considérons comme un seul élément

La pression dynamique qui s'exerce sur un élément de surface pour une structure permanente est donnée par la formule suivante :

$$q_{dyn}(z) = q_{ref} * c_e(z) \text{ (N/m}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{Chapitre II § 2. 3 p50 RNVA2013}$$

q_{dyn} = la pression dynamique de référence

$q_{ref} = 470 \text{ N/m}^2$ (tableau 2.3 chap. II RNVA99)

Dans notre cas $h = Z_{min} = 8m$ donc nous utiliserons la première formule

II.1.1.6. Détermination du coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$:

$$c_e(z)^2 = c_t(z)^2 * c_r(z)^2 * \left[1 + \frac{7.K_T}{c_r(z).c_t(z)} \right] \rightarrow \text{[chap. II formule 213 RNVA99]}$$

II.1.1.7. Détermination du coefficient de la rugosité C_r :

Le coefficient de rugosité $c_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. il définit par la loi logarithmique (logarithme népérien). Chapitre II § 2. 4.5 RNVA2013 P53 Tapez une équation ici.

$$\left\{ \begin{array}{l} c_r(z) = k_T \cdot \ln \frac{z}{z_0} \quad \rightarrow Z_{min} \leq Z \leq 200m \\ \\ c_r(z) = k_T \cdot \ln \frac{Z_{min}}{z_0} \quad \rightarrow Z \leq Z_{min} \end{array} \right. \quad \text{Article 4.2 chap. II RNVA99]$$

Avec :

- k_T : Facteur de terrain.
- z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- Z : Hauteur considérée

tel que : $z_0 = 0,3m$, $Z_{min} = 8m$

Remarque :

Le coefficient de rugosité à $h = 8m$ et à $h = 3m$ pour la toiture et les parois verticales respectivement sont calculés en introduisant dans la formule $Z = Z_{min} = 8m$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-après :

Élément	Z(m)	C _r	C _e	q _{dyn} = (N/m ²)
Paroi verticale	3m	0.644	1.406	660.82
Toiture	8m	0.706	1.586	745.42

Tableau II.1.1.7 : les coefficients de paroi verticale et de toiture

II.1.2. vent perpendiculaire à la façade principale (long-pan) sens V1 :

II.1.2.1. Coefficient de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} applicables aux bâtiments et aux parties de bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée A, qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de 1 m² et 10 m² dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées ; ils sont notés C_{pe1} pour les coefficients locaux, et C_{pe10} pour les coefficients globaux, respectivement. (**chapitre 5: coefficient dépression page 80 RNVA2013**).

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_{pe} = C_{pe1} & \text{si } S \leq 1m^2 . \\ C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log(S) & \text{si } 1m^2 \leq S \leq 10m^2 \\ C_{pe} = C_{pe10} & \text{si } S \geq 10m^2 \end{array} \right.$$

Tel que : **S** : est la surface chargée de la paroi considérée en m².

a)-Parois verticales :

On se réfère au paragraphe (1.1.2. du chapitre 5) : à la figure 5.1 pour déterminer les différentes zones de pression, et au tableau 5.1 pour tirer les valeurs des coefficients C_{pe}.

Pour cette direction du vent (V1, voir figure **II.1.2.1.a**), b = 42 m, d = 24m, h = 8 m,

$e = \text{Min.} [42 ; 2 \cdot 8] = 16\text{m} < d$. Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure II.1.2.1.a .),

Zone	A	B	C	D	E
Surface(m ²)	19.2	76.8	48	252	252

Tableau II.1.2.1.a : surface de chaque zone

Le tableau des surfaces ci-dessus montre toutes les surfaces sont supérieurs à 10 m² D'où $C_{pe}=C_{pe10}$ [§5.1.1.2-RNV/2013]

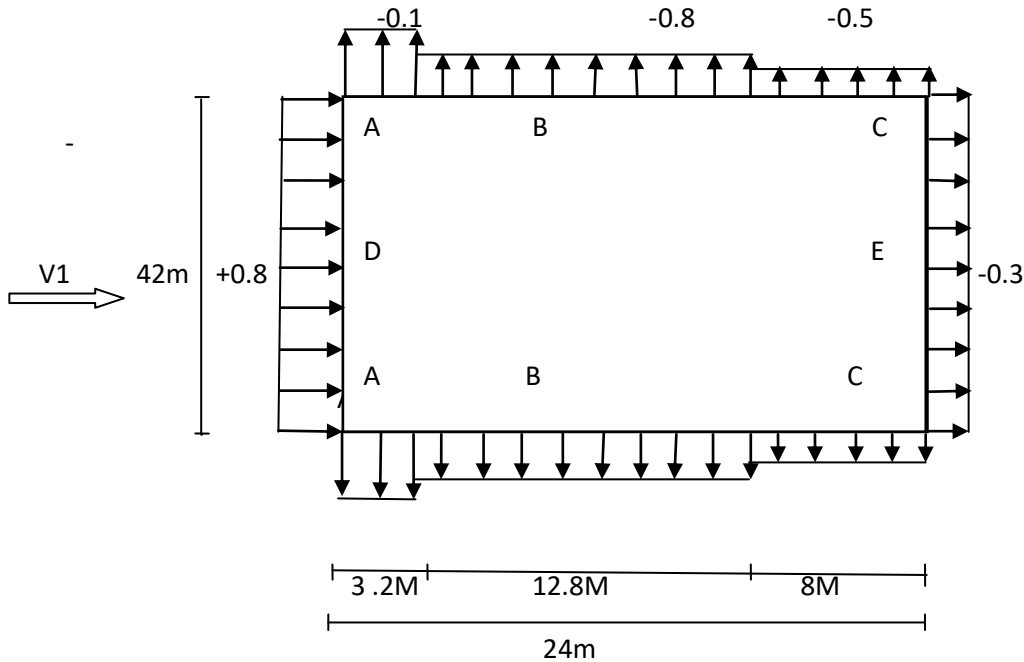


Figure II.1.2.1.a: Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales - Direction V_1 du vent

b)- Versants de toitures :

1. On se réfère au paragraphe (1.1.5. du chapitre 5) : la direction du vent est définie par un angle $\theta = 0^\circ$ (cf. chapitre 5, § 1.1.5.1) ; les différentes zones de pression sont données par la figure 5.4, les valeurs des coefficients C_{pe} ($\theta = 0^\circ$ et $\alpha = 5^\circ$) sont tirées du tableau 5.4. Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients de pression sont portées sur la **Figure II.1.2.1.b**

Zone	F	G	H	I	J
Surfaces(m)	12.8	54.4	436.8	436.8	67.2

Tableau II.1.2.1.b : surface de chaque zone

Le tableau des surfaces ci-dessus montre toutes les surfaces sont supérieurs à 10m² D'où $C_{pe}=C_{pe10}$ [§5.1.1.2-RNV/2013].

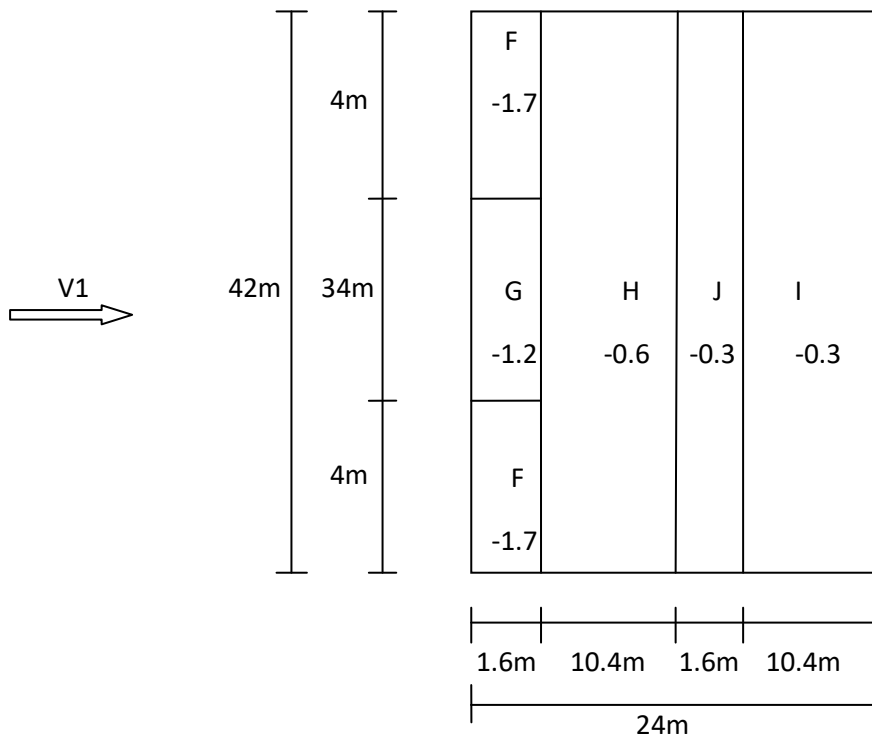


Figure II.1.2.1.b : Valeurs de Cpe pour la toiture - Direction V1 du vent

2. On se réfère au paragraphe (1.1.5. du chapitre 5) : la direction du vent est définie pour un angle ($\theta = 90^\circ$ (cf. chapitre 5, § 1.1.5.1) ; la figure 5.4 permet de déterminer les différentes zones de pression ; les valeurs des coefficients Cpe sont tirées du tableau 5.4 ($\theta = 90^\circ$ et $\alpha = 5^\circ$). Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients Correspondant à ces zones sont portées sur la **Figure II.1.2.1.b** (dans notre cas, $b = 24$ m, $d = 42$ m, $h = 8$ m, $e = \text{Min. } [24 ; 2 \cdot 8] = 16$ m.).

Zone	F	G	H	I
Surfaces (m^2)	12.8	54.4	268.8	672

Tableau II.1.2.1.b : surface de chaque zone

Le tableau des surfaces ci-dessus montre toutes les surfaces sont supérieures à $10 m^2$ D'où $C_{pe} = C_{pe10}$ [§5.1.1.2-RNV/2013].

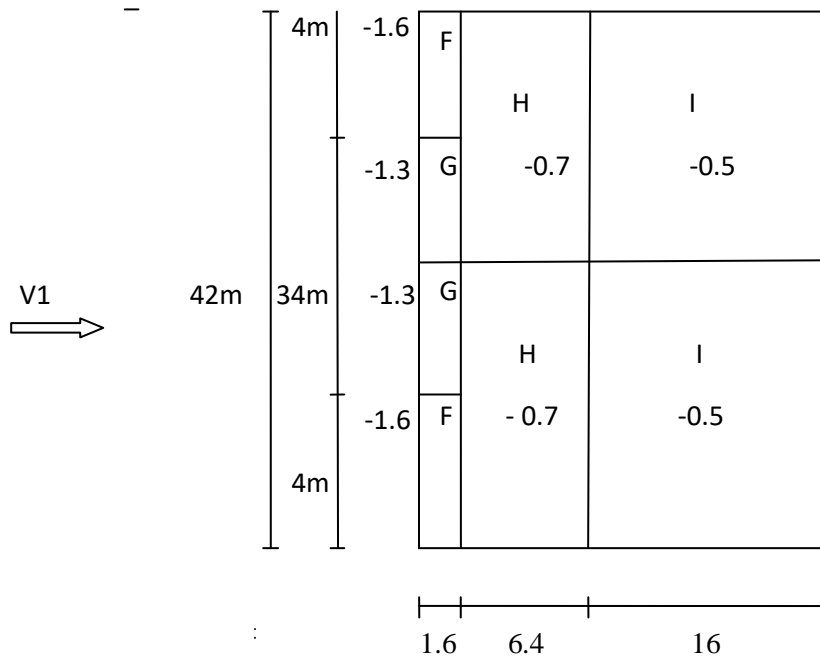


Figure II.1.2.1.b : Valeurs de C_{pe} pour la toiture - Direction V1 du vent

II.1.2.2.Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

On détermine tout d’abord l’indice de perméabilité μ_p (cf. chapitre 5, § 2.1.1).

$\mu_p = 120 / 120 = 1$. C_{pi} est tiré de la figure 5.15 ; $C_{pi} = -0,5$.

II.1.2.2.1.Calcul des pressions :

Les pressions q_j sont calculées à l’aide des formules 2.1 et 2.2, ce qui donne :

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

a)-Parois verticales :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après.

zone	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	$S(m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_j (N/m^2)$
A	0.92	660.82	19.2	-1.0	-0.5	-911.93
B	0.92	660.82	76.8	-0.8	-0.5	-182.39
C	0.92	660.82	48	-0.5	-0.5	0.00
D	0.92	660.82	252	+0.8	-0.5	790.34
E	0.92	660.82	252	-0.3	-0.5	121.59

Tableau II.1.2.2.1.a : valeurs des pressions dynamique sur les parois(V1)

b)-Toiture :

$$\theta = 0^\circ, \alpha = 5^\circ$$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après.

zone	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	$S(m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_j (N/m^2)$
F	0.92	745.42	12.8	-1.7	-0.5	-822.94
G	0.92	745.42	54.4	-1.2	-0.5	-480.05
H	0.92	745.42	436.8	-0.6	-0.5	-68.58
I	0.92	745.42	436.8	-0.3	-0.5	137.16
J	0.92	745.42	67.2	-0.3	-0.5	137.16

Tableau II.1.2.2.1.b : valeurs des pressions dynamique sur la toiture(V1) avec $\theta = 0^\circ$

$$\theta = 90^\circ, \alpha = 5^\circ$$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après.

Zone	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	$S(m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_j (N/m^2)$
F	0.92	745.42	12.8	-1.6	-0.5	-754.37
G	0.92	745.42	54.4	-1.3	-0.5	-548.63
H	0.92	745.42	268.8	-0.7	-0.5	-137.16
I	0.92	745.42	672	-0.5	-0.5	0.00

Tableau II.1.2.2.1.b: valeurs des pressions dynamique sur la toiture(V1) avec $\theta = 90^\circ$

II.1.3.VENT PERPENDICULAIRE AU PIGNON (DIRECTION V2) :

II.1.3.a.Parois verticales :

On se réfère au paragraphe (1.1.2. du chapitre 5) :

- À la figure 5.1 pour déterminer les différentes zones de pression,
- Au tableau 5.1 pour tirer les valeurs des coefficients Cpe.

Pour cette direction du vent, $b = 24$ m, $d = 42$ m, $h = 8$ m, $e = \text{Min. } [24 ; 2 \cdot 8] = 16$ m.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces

Zones sont portées sur la **figure II.1.3.a**

Zone	A	B	C	D	E
Surface(m^2)	19.2	76.8	48	144	144

Tableau II.1.3.a : surface de chaque zone

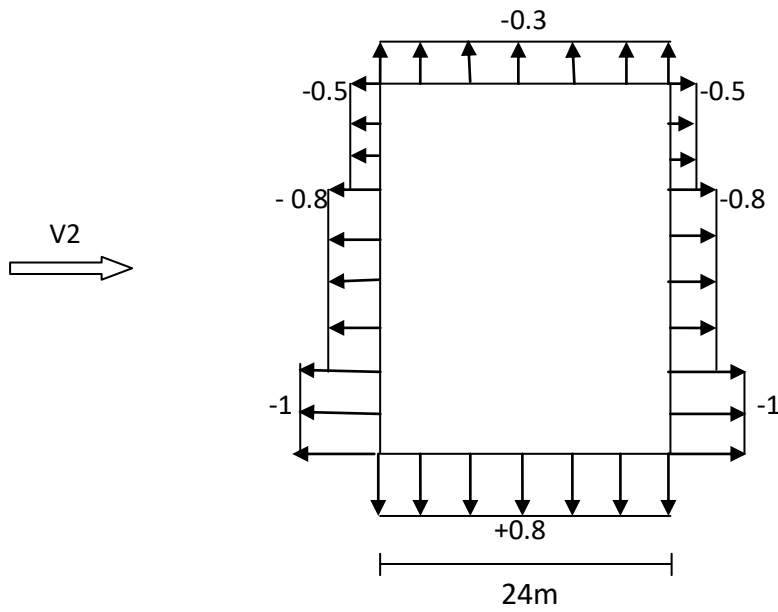


figure II.1.3.a : Valeurs de Cpe sur les parois verticales - Direction du vent V2

II.1.3.b. Toiture :

$b = 24 \text{ m}$, $d = 42 \text{ m}$, $h = 8 \text{ m}$, $e = \text{Min. } [24 ; 2 \cdot 8] = 16 \text{ m}$.

La direction du vent est définie par un angle $\theta = 0^\circ$, $\alpha = 5^\circ$

Zone	F	G	H	I	J
Surfaces(m)	12.8	54.4	436.8	436.8	67.2

Tableau II.1.3.b : surface de chaque zone

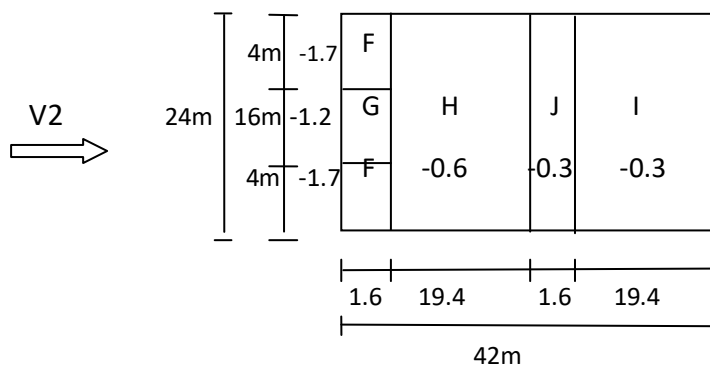


Figure II.1.3.b : Valeurs de Cpe pour la toiture - Direction du vent V2

b = 24 m, d = 42 m, h = 8 m, e = Min. [24 ; 2 ´ 8] = 16 m.) ($\theta = 90^\circ$ et $\alpha = 5^\circ$).

Zone	F	G	H	I
Surfaces (m²)	12.8	54.4	268.8	672

Tableau II.1.3.b : surface de chaque zone

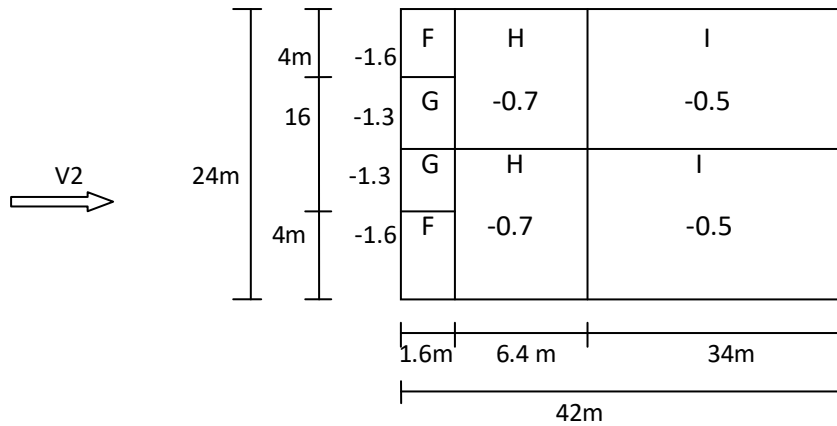


Figure II.1.3.b : Valeurs de Cpe pour la toiture - Direction du vent V2

II.1.3.1. Coefficient de pression intérieure Cpi :

On détermine tout d'abord l'indice de perméabilité μ_p (cf. chapitre 5, § 2.1.1).

$\mu_p = 120 / 120 = 1$. Cpi est tiré de la figure 5.15, $C_{pi} = -0,5$.

II.1.3.1.1. Calcul des pressions :

Les pressions q_j sont calculées à l'aide des formules 2.1 et 2.2, ce qui donne :

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

a)- Parois verticales :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après.

zone	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	S(m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$q_j (N/m^2)$
A	0.89	660.82	19.2	-1.0	-0.5	-294.06
B	0.89	660.82	76.8	-0.8	-0.5	-176.44
C	0.89	660.82	48	-0.5	-0.5	0.00
D	0.89	660.82	252	+0.8	-0.5	764.57
E	0.89	660.82	252	-0.3	-0.5	116.63

Tableau II.1.3.1.1.a : valeurs des pressions dynamique sur les parois(V2)

b)-Toiture :

$\theta = 0^\circ$, $\alpha = 5^\circ$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après.

zone	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	S(m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$q_j (N/m^2)$
F	0.89	745.42	12.8	-1.7	-0.5	-796.11

Chapitre II : étude climatique

G	0.89	745.42	54.4	-1.2	-0.5	-464.40
H	0.89	745.42	436.8	-0.6	-0.5	-66.34
I	0.89	745.42	436.8	-0.3	-0.5	132.68
J	0.89	745.42	67.2	-0.3	-0.5	132.68

Tableau II.1.3.1.1.a : valeurs des pressions dynamique sur la toiture(V2) avec $\theta = 0^\circ$

$$\theta = 90^\circ, \alpha = 5^\circ$$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après.

Zone	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	$S(m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_j (N/m^2)$
F	0.89	745.42	12.8	-1.6	-0.5	-729.77
G	0.89	745.42	54.4	-1.3	-0.5	-530.74
H	0.89	745.42	268.8	-0.7	-0.5	-132.68
I	0.89	745.42	672	-0.5	-0.5	0.00

Tableau II.1.3.1.1.b : valeurs des pressions dynamique sur la toiture(V2) avec $\theta = 90^\circ$

II.2.étude de neige

Introduction :

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

II.2.1.Calcul des charges de neige :

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

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

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

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

Notre projet est implanté à BORJIAS II (Mostaganem) qui est classée en zone B selon la classification de RNVA99, avec une altitude d'environ **221 m** Donc S_k est donnée par la formule suivante :

$$S_k = \frac{0,04 \cdot H + 10}{100} \longrightarrow \boxed{\text{Avec : H en (m)}}$$

$$S_k = \frac{0,04 \cdot 221 + 10}{100} = 0,1884 \text{ KN/m}^2$$

Notre structure présente une pente de 5° qui est entre 0° et 30° et selon le tableau du RNVA99 on obtient : $\mu = 0,8$

La charge de neige est alors :

$$S = 0,8 \cdot 0,1884 = 0,151 \text{ KN/m}^2$$

II.2.2.Calcul de la force de frottement :

Dans le cas des structures allongées ou élancées, on tient compte d'une force complémentaire due aux frottements qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent dans le cas où l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\begin{cases} \frac{d}{b} \geq 3 \\ \frac{d}{h} \geq 3 \end{cases}$$

Avec :

- d**: dimension (en m) de la construction parallèle au vent.
- b**: dimension (en m) de la construction perpendiculaire au vent.
- h**: hauteur (en m) de la construction.

$$\frac{d}{b} = \frac{42}{24} = 1.75 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{42}{8} = 5.25 > 3 \text{ m}$$

L'une des conditions est vérifiée. Il y a lieu de considérer les forces de frottement.

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

$$F_{fr} = \Sigma (q_{dyn} \times c_{fr} \times s_{fr})$$

Où : - q_{dyn} : pression dynamique du vent à la hauteur h considérée.

- S_{fr} : aire de l'élément de surface considéré.

- c_{fr} : Coefficient de frottement pour l'élément de surface considérée.

Etat de surface	Coefficient de Frottement C_{fr}
Lisse (acier, béton lisse, ondulations parallèles au vent, paroi enduite, etc.)	0.01
Rugueux (béton rugueux, paroi non enduite, etc.)	0.02
Très rugueux (ondulations perpendiculaires au vent nervures, plissements, etc.)	0.04

Tableau II.2.2: Coefficient de Frottement C_{fr}

Dans notre cas un bardage en toiture et au niveau des parois verticales dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent $\longrightarrow C_{fr} = 0.04$

La force de frottement sera donc :

Pour la toiture :

$$F_{fr} = 660,82 \times 0.04 \times (42 \times 8) = 8881,42 \text{ N}$$

Parois verticales :

$$F_{fr} = 745,42 \times 0.04 \times (42 \times 6) = 7513,83 \text{ N}$$

La force de frottement totale :

$$f_r = 8881,42 + 7513,83 = 16395,25 \text{ N}$$

CHAPITRE III :
DIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS
SECONDAIRES

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

Les éléments secondaires sont destinés à reprendre les sollicitations dues au vent et assurer la stabilité d'ensemble de la structure. Dans cette partie, nous calculons les chéneaux, les pannes, les liernes et les lisses de bardage et enfin les poutres de roulement.

III.1.CALCUL DES CHÉNEAUX:

Le chéneau est un élément de finition de toiture utile pour l'évacuation des eaux pluviales et éviter leur stagnation afin d'assurer une bonne étanchéité de la toiture et de la construction.

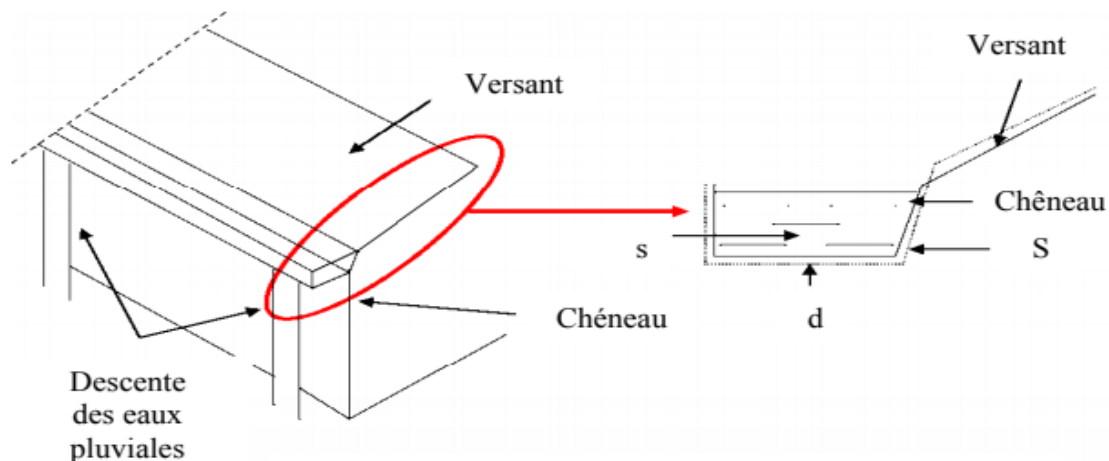


Figure III.1: Chéneau (coupe transversale).

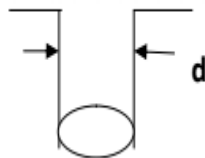


Figure III.1: Moignon cylindrique.

La section du chéneau sera déterminée comme suit :

$$\frac{s}{S} \geq \frac{63}{\sqrt{\frac{s}{d}p}}$$

Avec :

- s : Section transversale du chéneau en cm².
- S : Surface couverte du chéneau en m².
- d : Périmètre de la section mouillée du chéneau en cm.
- p : Pente du chéneau.

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

-Le chéneau est de type moignon cylindrique-sans trop plein, on prend 05 points de dessertes d'eau sur le long pan.

III.1.1.Chéneau rive: (10 U)

$p=2 \text{ mm/m (2‰)}$

$S= (12 \times 42) / 4 = 126 \text{ m}^2$

Suivant les abaques (voir Annexe B) $\begin{cases} S=200 \text{ cm}^2 \\ d =16 \text{ cm} \end{cases}$

On prend un tuyau de PVC de diamètre 125mm.

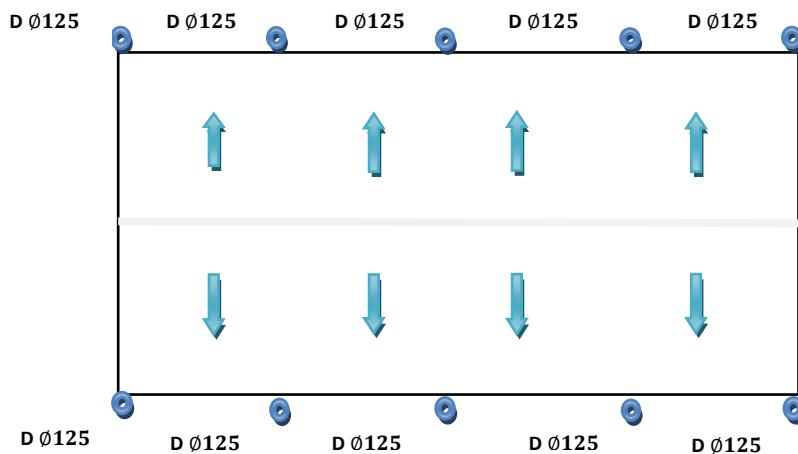


Figure III.1.1 :Points des descentes d'eau.

III.2.CARACTERISTIQUES DE LA TOLE DE COUVERTURE:

La couverture est en tôle nervurée type TN40 d'épaisseur 10/10ème, 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.

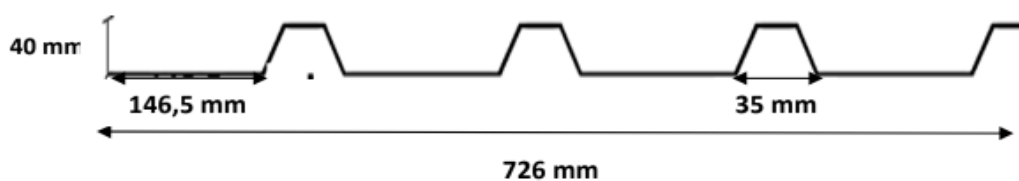


Figure III.2 : Tôle nervurée.

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

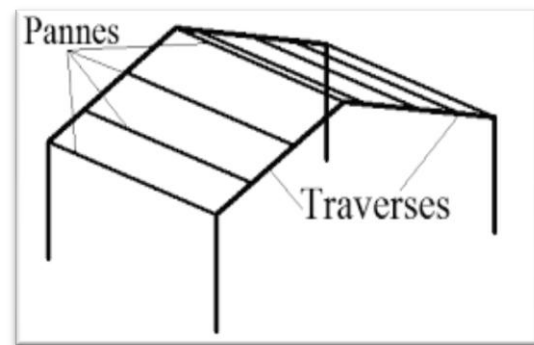
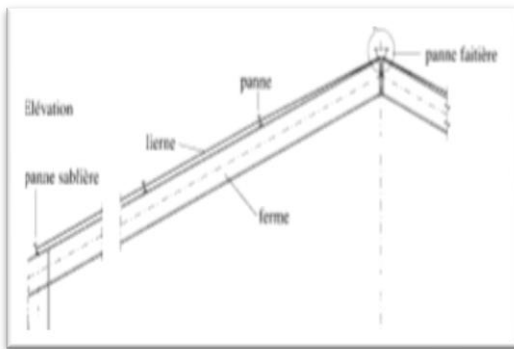
- Poids propre (TN40 10/110 ^{émé})	$P = 14.2 \text{ daN/m}^2$
- Contrainte de rupture	$f_u = 400 \text{ N/mm}^2$
- Contrainte élastique	$f_y = 160 \text{ N/mm}^2$
- Flèche admissible	$\delta_{max} = 1/200$
- Module de résistance	$w = 9,24 \text{ cm}^3/\text{ml}$
- Moment d'inertie	$I = 27,21 \text{ cm}^4/\text{ml}$

III.3.CALCUL DES PANNES DE COUVERTURE :

La panne est une pièce de charpente qui supporte la couverture et de transmette les charges et surcharges ;Elle relie les fermes et/ou les pignons et sert de support au système de couverture (platalage type bac acier, plateau, panneau bois, plaque fibre ciment, translucide ou chevrons + liteaux + tuile).

Elles son disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'exploitations et climatiques. En fonction de sa position dans la charpente, la panne prend un nom particulier :

- La panne faîtière, située au sommet de la charpente d'un toit à pans.
- La panne sablière, située en bas de pente
- Les pannes intermédiaires, situées entre la panne sablière et la panne faîtière, sont appelées pannes ventrières.



III.3.1.Charges à prendre en considération :

- Poids propre (TN40 10/110 ^{émé})	$P = 14.2 \text{ daN/m}^2$
-Poids propre d'accessoires de pose	$G=5 \text{ daN/m}^2$
- Charges d'entretien	$Q = 100 \text{ daN/m}^2$
- Action de la neige	$S = 15.1 \text{ daN/m}^2$
- Action du vent	$W_1 = -82.29 \text{ daN/m}^2$
	$W_2 = 13.72 \text{ daN/m}^2$

III.3.2. Espacement entre pannes :

$$\cos 9.46^\circ = 12/x \Rightarrow x = 12.17 \text{ m}$$

On prend un espacement entre pannes de 1.2 m (10 fois) et aux deux extrémités 0.085 m.

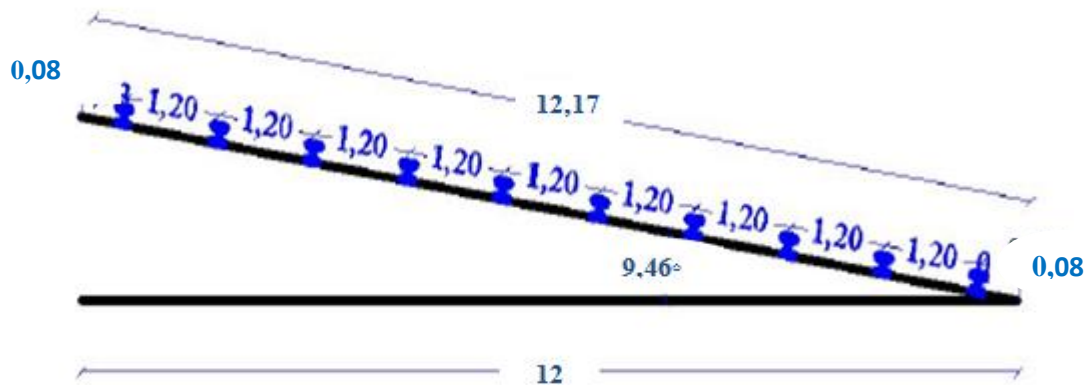


Figure III.3.2: Espacement entre les pannes.

III.3.2.1. Combinaison des charges et actions :

Les charges d'entretien ne sont pas cumulables avec les actions climatiques donc les combinaisons d'actions seront les suivantes :

a - Charges permanentes et charges d'entretien :

$$q_1 = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (14.2 \times 0.726) + 1.5 (100 \times 0.726) = 122.82 \text{ daN/m}$$

b - Charges permanentes et action du vent:

$$q_2 = 1.35G + 1.5W_1 = 1.35 (14.2 \times 0.726) + 1.5 (-82.29 \times 0.726) = -75.70 \text{ daN/ml}$$

$$q_3 = 1.35G + 1.5W_2 = 1.35 (14.2 \times 0.726) + 1.5 (13.72 \times 0.726) = 28.86 \text{ daN/ml}$$

c - Charges permanentes et action de la neige:

$$q_4 = 1.35G + 1.5S = 1.35 (11 \times 0.726) + 1.5 (15.1 \times 0.726) = 27.23 \text{ daN/ml}$$

$$q = \max (q_1, q_2, q_3, q_4) = 122.82 \text{ daN/ml}$$

III.3.2.2. Moment maximum pour une poutre continue sur cinq appuis simples

Le moment maximum est déterminé suivant les formulaires de la R.D.M par la méthode des 3 moments. Le diagramme résultant des moments fléchissant est montré ci-dessous.

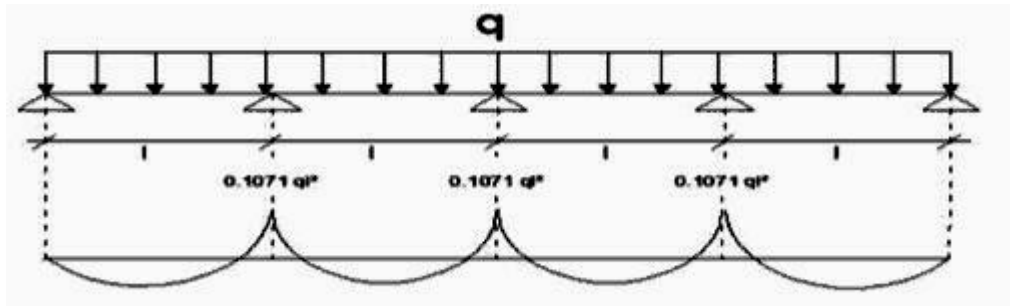


Figure II.3.2.2: Schéma statique de la couverture.

III.3.2.3. Vérification de l'espacement :

$$\begin{aligned} \sigma = \frac{M_{max}}{W} \leq f_y &\iff M_{max} \leq f_y \times w \\ &\iff 0.1071 ql^2 \leq f_y \times w \\ &\iff l \leq \sqrt{\frac{f_y \times w}{0.1071 \times q}} \\ &\iff l \leq \sqrt{\frac{160 \times 10^3 \times 9.24}{0.1071 \times 1.23}} = 3.35 \text{ m} \end{aligned}$$

III.4. Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et les surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme, elles sont réalisées soit en profilé (I), soit à treillis pour les portées supérieures à 6m .

d : espace entre 2 pannes

α : L'angle des versants de Halle

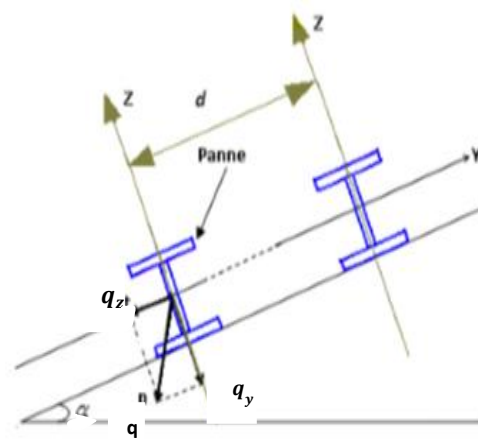


Figure III.4.: Disposition des pannes

Dans les plans des versants. Elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes et d'exploitation et des charges climatiques.

III.4.1. Combinaison des charges :

L'ELU

$$\left. \begin{aligned}
 q_1 &= 1.35G + 1.5Q = 1.35(14.2 + 5) + 1.5 \times 100 = 175.92 \text{ daN/ml} \\
 q_2 &= G + 1.5W_1 = (14.2 + 5) + 1.5 \times (-82.29) = -104.24 \text{ daN/ml} \\
 q_3 &= 1.35G + 1.5W_2 = 1.35(14.2 + 5) + 1.5 \times (13.72) = 46.5 \text{ daN/ml} \\
 q_4 &= 1.35G + 1.5S = 1.35(14.2 + 5) + 1.5 \times 15.1 = 48.57 \text{ daN/ml}
 \end{aligned} \right\} q_{u \max} = 175.92 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{u \max} = q_{u \max} \times 1.2 = 175.92 \times 1.2 = 211.10 \text{ daN/ml}$$

L'ELS

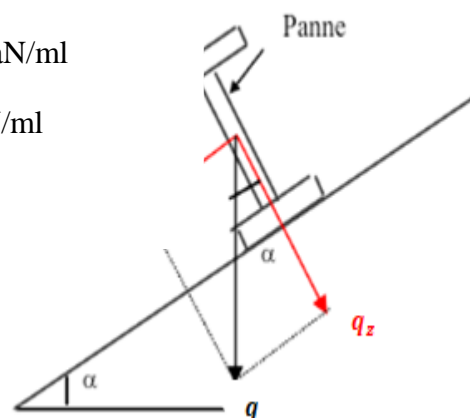
$$\left. \begin{aligned}
 q_1 &= G + Q = 19.2 + 100 = 119.2 \text{ daN/ml} \\
 q_2 &= G + W_1 = 19.2 + (-82.29) = -63.09 \text{ daN/ml} \\
 q_3 &= G + W_2 = 19.2 + 13.72 = 32.92 \text{ daN/ml} \\
 q_4 &= G + S = 19.2 + 15.1 = 34.3 \text{ daN/ml}
 \end{aligned} \right\} q_{s \max} = 119.2 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{s \max} = q_{s \max} \times 1.2 = 119.2 \times 1.2 = 143.04 \text{ daN/ml}$$

III.4.2. Calcul des moments sollicitant à l'ELU :

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

$$\left\{ \begin{aligned}
 q_{uz} &= q_u \cos \alpha = 211.10 \times \cos 9.46^\circ = 208.23 \text{ daN/ml} \\
 q_{uy} &= q_u \sin \alpha = 211.10 \times \sin 9.46^\circ = 34.70 \text{ daN/ml}
 \end{aligned} \right.$$



-Les fermes sont espacées de 6 m.

Axe (y-y) :

$$M_{z,sd} = q_y \times \frac{l_y^2}{8}$$

$$= 34.70 \times \frac{3^2}{8} = 39.04 \text{ daN/m}$$

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

$$w_{plz} \geq \frac{M_{z,sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$w_{plz} \geq \frac{0.39 \times 10^2 \times 1.1}{235 \times 10^{-1}} = 1.83 \text{ cm}^3$$

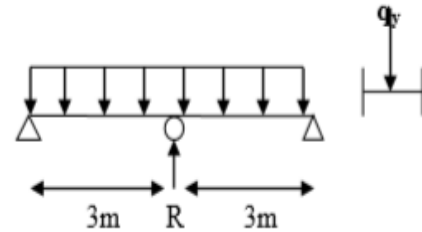


Figure II.3.:schémas statique q_y

Axe (Z-Z) :

$$M_{y,sd} = q_z \times \frac{l_z^2}{8}$$

$$= 208.23 \times \frac{6^2}{8} = 937.04 \text{ daN/m}$$

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

$$w_{ply} \geq \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

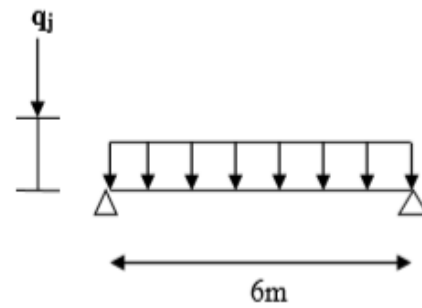


Figure II.4:schémas statique q_z

III.4.3. condition de flèche à l'ELS :

$$q_{sz} = q_s \cos \alpha = 143.04 \times \cos 9.46^\circ = 141.09 \text{ daN/ml}$$

$$q_{sy} = q_s \sin \alpha = 143.04 \times \sin 9.46^\circ = 23.51 \text{ daN/ml}$$

Axe (y-y) :

$$\delta = \frac{2.05 \times q_{sy} \times l_y^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta_{max} = \frac{l_y}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \Rightarrow I_z \geq \frac{2.05 \times q_{sy} \times l_y^4}{384 \times E \times \delta_{max}}$$

$$\Rightarrow I_z \geq \frac{2.05 \times 0.24 \times 300^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1.5}$$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

$$\Rightarrow I_z \geq 3.29 \text{ cm}^4$$

Axe (z-z) :

$$\delta = \frac{5 \times q_{sz} \times l_z^4}{384 \times E \times L_y}$$

$$\delta_{max} = \frac{l_z}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \delta \leq \delta_{max} &\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_{sz} \times l_z^4}{384 \times E \times \delta_{max}} \\ &\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 1.41 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 3} \\ &\Rightarrow I_y \geq 377.68 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

III.4.4. Choix du profilé :

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un IPE 140

profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
			P	A	H	b	t _f	t _w	d	I _y	I _z	w _{ply}	w _{plz}
	Kg/m	cm ²	Mm	mm	Mm	Mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm	cm
IPE140	12.9	16.4	140	73	6.9	4.7	112.2	541.2	44.90	88.34	19.25	5.74	1.65

Tableau III.4.3 : Caractéristiques du profilé IPE140 de la panne

III.4.5. condition de flèche avec poids propre inclus :

$$q_1 = G + Q = (19.2 + 12.9) + 100 = 132.10 \text{ daN/ml}$$

$$q_2 = G + W_1 = (19.2 + 12.9) + (-82.29) = -50.19 \text{ daN/ml}$$

$$q_3 = G + W_2 = (19.2 + 12.9) + 13.72 = 45.82 \text{ daN/ml}$$

$$q_4 = G + S = (19.2 + 12.9) + 15.1 = 47.20 \text{ daN/ml}$$

$$q_{s \max} = 119.2 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{s \max} = q_{s \max} \times 1.2 = 132.10 \times 1.2 = 158.52 \text{ daN/ml}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_{s y} = q_s \sin \alpha = 158.52 \times \sin 9.46^\circ = 156.36 \text{ daN/ml} \\ q_{s z} = q_s \cos \alpha = 158.52 \times \cos 9.46^\circ = 26.05 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

Plan (y-y) :

$$\delta = \frac{2.05 \times q_{sy} \times l_y^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2.05 \times 1.56 \times 300^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 44.9} = 0.72 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 0.72 \text{ cm} \\ \delta_{max} = 1.5 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \delta \leq \delta_{max}$$

Plan (z-z)

$$\delta = \frac{5 \times q_{sz} \times l_z^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 0.26 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 541.2} = 0.39 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 0.39 \text{ cm} \\ \delta_{max} = 3 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \delta \leq \delta_{max}$$

III.4.6. Classe du profilé :

a. Classe de l'âme fléchie

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

Avec :

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

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

$$d = 112.2 \text{ mm}$$

$$t_w = 4.7$$

$$\begin{cases} \frac{d}{t_w} = \frac{112.2}{4.7} = 23.87 \\ 72 \varepsilon = 72 \sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{cases} \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \text{ Donc l'âme est de classe I.}$$

b. Classe de la semelle comprimée :

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

Avec :

$$C=36.5 \text{ mm}$$

$$t_f=6.9$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{36.5}{6.9} = 5.29 \quad \Rightarrow \quad \frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{Donc la semelle est de classe I.} \\ 10\varepsilon = 10 \sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right.$$

- Donc la section globale est de classe **I**

III.4.7.vérification des contraintes :

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

$$\left(\frac{M_{Y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right) \alpha + \left(\frac{M_{Z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right) \beta \leq 1$$

Où α et β sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais peuvent prendre les valeurs suivants, pour les profilés I nous avons :

$$\alpha = 2 \quad \text{et} \quad \beta = 1$$

La formule précédente sera comme suit :

$$\left(\frac{M_{Y,sd} \times Y_{m0}}{W_{ply} \times f_y} \right) \alpha + \left(\frac{M_{Z,sd} \times Y_{m0}}{W_{plz} \times f_y} \right) \beta \leq 1$$

$$q_1 = 1.35G + 1.5Q = 1.35(14.2 + 5 + 12.9) + 1.5 \times 100 = 193.34 \text{ daN/ml}$$

$$q_2 = G + 1.5W_1 = (14.2 + 5 + 12.9) + 1.5 \times (-82.29) = -91.34 \text{ daN/ml}$$

$$q_3 = 1.35G + 1.5W_2 = 1.35(14.2 + 5 + 12.9) + 1.5 \times (13.72) = 63.92 \text{ daN/ml}$$

$$q_4 = 1.35G + 1.5S = 1.35(14.2 + 5 + 12.9) + 1.5 \times 15.1 = 65.99 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{u \max} = q_{u \max} \times 1.2 = 193.34 \times 1.2 = 232.01 \text{ daN/ml}$$

$$\left. \begin{array}{l} q_1 = 193.34 \text{ daN/ml} \\ q_2 = -91.34 \text{ daN/ml} \\ q_3 = 63.92 \text{ daN/ml} \\ q_4 = 65.99 \text{ daN/ml} \end{array} \right\} q_{u \max} = 193.34 \text{ daN/ml}$$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

$$\Rightarrow \begin{cases} q_{uy} = q_s \sin \alpha = 232.01 \times \sin 9.46^\circ = 228.85 \text{ daN/ml} \\ q_{uz} = q_s \cos \alpha = 232.01 \times \cos 9.46^\circ = 38.13 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{y, sd} = q_y \frac{l_y^2}{8} = 228.85 \times \frac{6^2}{8} = 1029.83 \text{ daN/ml} \\ M_{z, sd} = q_z \frac{l_z^2}{8} = 38.13 \times \frac{3^2}{8} = 42.90 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

AN :

$$\left(\frac{10.30 \times 10^2 \times 1.1}{88.34 \times 23.5} \right)^2 + \left(\frac{0.43 \times 10^2 \times 1.1}{19.25 \times 23.5} \right)^1 = 0.40 < 1 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc, les pannes en **IPE140** vérifient les contraintes de la flexion déviée.

III.4.8..Résistance de la panne au déversement :

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale.

Le moment résistant de déversement est donnée par :

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

Avec :

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

X_{lt} ; est le facteur de réduction pour le déversement.

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

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

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

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

Avec :

$C_1 = 1.132$ (Charge uniformément répartie)

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \Rightarrow \begin{cases} E=21 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu=0.3 \end{cases} \Rightarrow G=8.08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$$

- I_t : Moment d'inertie de torsion $I_t=2.45 \text{ cm}^4$)

- I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w=1.98 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$)

- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 44.90 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 1.132 \frac{3.14^2 \times 21 \times 10^6 \times 44.90}{300^2} \sqrt{\frac{1.98 \cdot 10^3}{44.90} + \frac{300^2 \times 8.08 \times 10^6 \times 2.45}{3.14^2 \times 21 \times 10^6 \times 44.90}}$$

$$M_{cr} = 1795342.22 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 88.34 \times 235 \times 10^2}{1795342.22}} = 1.08$$

On calcul :

$$X_{lt} = \frac{1}{(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^{-2}})} \leq 1$$

Avec :

$$\phi_{lt} = 0.5 \times [1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2]$$

$\alpha_{lt} = 0.21$ pour les profils laminés

$$\phi_{lt} = 0.5 \times [1 + 0.21(1.08 - 0.2) + 1.08^2] = 1.18$$

$$X_{lt} = \frac{1}{(1.18 + \sqrt{1.18^2 - 1.08^2})} = 0.60$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0.60 \times 1 \times 88.34 \times 23.5}{1.1} = 1132.36 \text{ KN .m}$$

$$M_{sd} = 10.29 \text{ KN .m} \leq M_{b,Rd} = 1132.36 \text{ KN .m} \quad \Leftrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

II.4.9. Résistance au voilement par cisaillement :

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

Avec :

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

$$d = 112.2 \text{ mm}$$

$$t_w = 4.7 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{112.2}{4.7} = 23.87 \\ 69\varepsilon = 69 \sqrt{\frac{235}{235}} = 69 \end{array} \right. \implies \frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon$$

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

II.4.10. 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 :

$$\frac{d}{t_w} \leq K \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fe}}}$$

Avec :

$$-A_w = t_w \times (h - 2t_f) = 593.14 \text{ mm}^2 \text{ (aire de l'âme)}$$

$$-A_{fe} = b \times t_f = 73 \times 6.9 = 503.70 \text{ mm}^2 \text{ (limite d'élasticité de la semelle comprimée)}$$

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

$$-E = 21.110^4 \text{ N/mm}^2 \text{ (module d'élasticité)}$$

$$-K = \text{Coefficient pris égal à } 0,3 \text{ (semelle de classe I)}$$

AN:

$$\left\{ \begin{array}{l} K \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fe}}} = 0.3 \times \frac{21.110^4}{235} \times \sqrt{\frac{593.14}{503.70}} = 290.91 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{140 - 2(6.9)}{4.7} = 26.85 < 290.91 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

- La section en IPE140 assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité ; donc, elle est convenable pour les pannes de notre structure

III.5.CALCUL DES LIERNES :

Une première solution consiste à utiliser des profilés de fortes sections, ce qui rend la construction économiquement onéreuse. Afin de remédier à cette situation, les pannes sont reliées entre elles par des liernes (tirants) de traction, situées à mi-portée ou au tiers de la portée, leur rôle consiste à maintenir la structure en un état de service acceptable

Ils sont généralement formés de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation



Figure III.5.: disposition des liernes

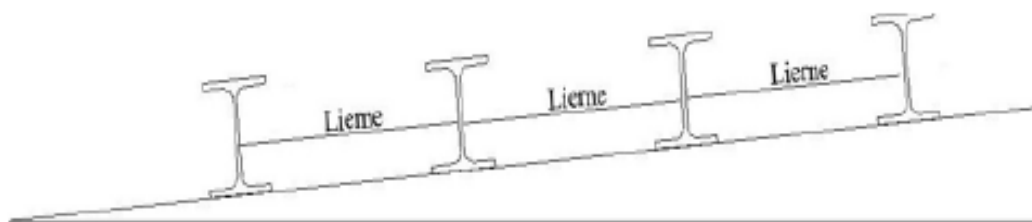
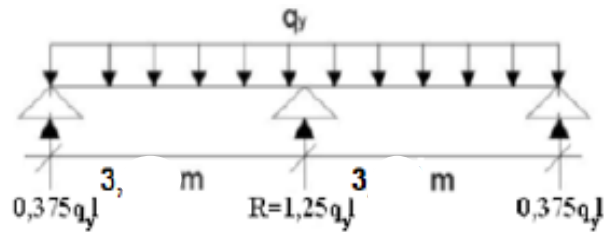


Figure III.5.: Coupe transversale des liernes.

III.5.1. Les efforts dans les liernes :



$$R = 1,25 q_y .l = 1,25 * 34,70 * 3 = 130,125 \text{ daN}$$

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

$$T1 = \frac{R}{2} = \frac{130,125}{2} = 65,06 \text{ daN}$$

- Effort dans les tronçons des liernes L2, L3, L4, L5, L6, L7, L8, L9, L10 :

$$T2 = R + T1 = 130,125 + 65,06 = 195,19 \text{ daN}$$

$$T3 = R + T2 = 130,125 + 195,19 = 325,32 \text{ daN}$$

$$T4 = R + T3 = 130,125 + 325,32 = 455,45 \text{ daN}$$

$$T5 = R + T4 = 130,125 + 455,45 = 585,58 \text{ daN}$$

$$T6 = R + T5 = 130,125 + 585,58 = 715,71 \text{ daN}$$

$$T7 = R + T6 = 130,125 + 715,71 = 845,84 \text{ daN}$$

$$T8 = R + T7 = 130,125 + 845,84 = 975,97 \text{ daN}$$

$$T9 = R + T8 = 130,125 + 975,97 = 1106,10 \text{ daN}$$

- Effort dans les diagonales L10 :

$$2T10 \cdot \cos \theta = T9$$

$$\theta = \arctan \frac{1,2}{3} = 21,80^\circ$$

$$T10 = \frac{T9}{2 \cos \theta} = \frac{1106,10}{2 \cos 21,80^\circ} = 586,24 \text{ daN}$$

III.5.2. Dimensionnement des liernes :

$$N_{sd} \leq N_{pl} \cdot R_d$$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

Avec :

- N sd: Effort normal sollicitant
- N pl.Rd: Effort normal résistant

$$N_{pl.Rd} = A_s \times \left(\frac{F_y}{\gamma_{Mo}} \right)$$

$$\Rightarrow N_{sd} \leq A_s \times \left(\frac{F_y}{\gamma_{Mo}} \right) \Rightarrow A_s \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{Mo}}{F_y}$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{10,96 \times 1,1}{235 \times 10^3}$$

$$\Rightarrow A_{s \text{ min}} \geq 51,30 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\pi \times \varphi_{\text{min}}^2}{4} \Rightarrow \varphi_{\text{min}}^2 = \frac{4 \times A_{s \text{ min}}}{\pi} \times 10^{-2} = 65,32 \times 10^{-2} \text{ cm}^2$$

$$\varphi_{\text{min}} = 0,6532 \text{ cm}$$

- On prendra un lierne de panne de diamètre $\varphi = 12\text{mm}$

III.6. Calcul de l'échantignolle :

L'échantignolle est une pièce de charpente. Il s'agit d'un corbeau de petite taille, fixé à l'arbalétrier et servant de support à la panne, cette poutre horizontale qui porte les chevrons. On ajoute parfois un tasseau de forme cubique entre la panne et l'échantignolle, elles peuvent être à boulonner ou à souder.

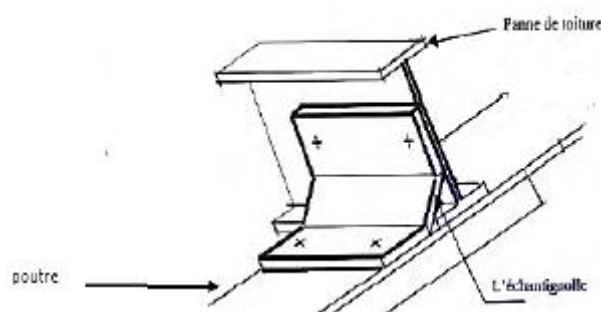
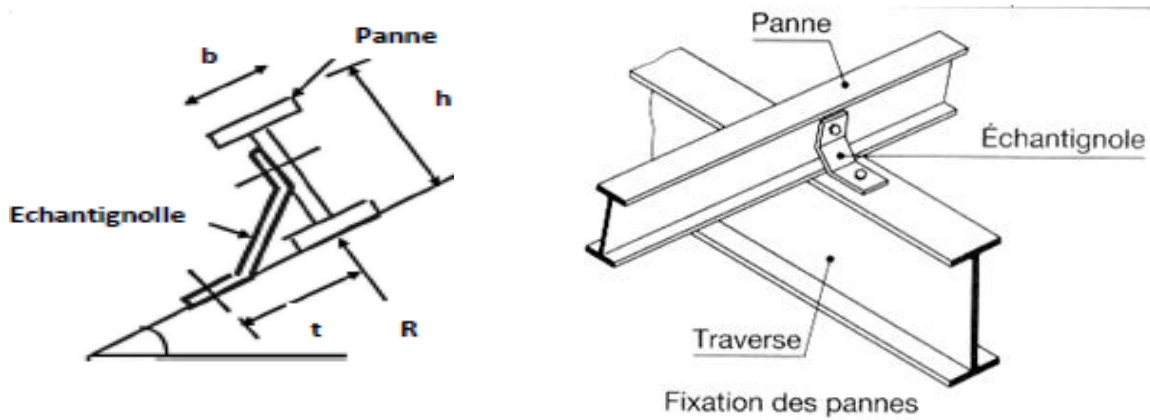


Figure III.6 : Vue en 3D de l'échantignolle.

III.6.1. Dimensionnement de l'échantignolle :

a- L'excentrement « t » :



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

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

Pour un IPE140

$$bf = 7.2 \text{ cm} , h = 14 \text{ cm} \longrightarrow 7.2 \text{ cm} \leq t \leq 10.8 \text{ cm}$$

donc on prend $t = 10 \text{ cm}$

b- Calcul du moment de renversement M_r :

M_r sera déterminé par rapport à la section d'encastrement :

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

$$\begin{cases} F_y = [1,35 G_y + 1,5 W] \times \frac{l}{2} \\ F_z = 1,35 G_z \times \frac{l}{2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} G_y = G \cos \alpha = [12,9 + (19,2)] \cos 9,46^\circ = 31,66 \text{ daN / m} \\ G_z = G \sin \alpha = [12,9 + (19,2)] \sin 9,46^\circ = 5,28 \text{ daN / m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} F_y = [1,35 (31,66) + 1,5 (-82,29)] \times \frac{6}{2} = -242,09 \text{ daN} \\ F_z = 1,35 \times 5,28 \times \frac{6}{2} = 21,39 \text{ daN} \end{cases}$$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

Donc :

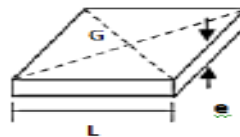
$$Mr = Fy \times c + Fz \times \frac{h}{2} = (-242,09 \times 0,05) + (21,39 \times 0,06) = -10,82 \text{ daN.m}$$

c- Module de résistance de l'échantignolle :

$$W = \frac{I}{V}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I = \frac{l \cdot e^2}{12} \\ V = \frac{e}{2} \end{array} \right. \Rightarrow W = \frac{l \cdot e^2}{6}$$

d- Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle « e » :



$$\frac{Mr}{W} \leq fy$$

$$\Leftrightarrow \frac{6 Mr}{l \cdot e^2} \leq fy \Leftrightarrow e \text{ min} = \sqrt{\frac{6 Mr}{l \cdot fy}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 10,82 \cdot 10^2}{1 \cdot 235 \cdot 10^2}}$$

$$\Leftrightarrow e \text{ min} = 0,52 \text{ cm}$$

-On prend un échantignolle d'épaisseur $e \text{ min} = 6 \text{ mm}$

III.7. Boulon d'attache :

Un boulon est un organe d'assemblage, dont Le boulon d'attache est sollicité par deux efforts combinés de traction et de cisaillement. Il sera dimensionné de telle façon à satisfaire la condition suivant :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{avec :}$$

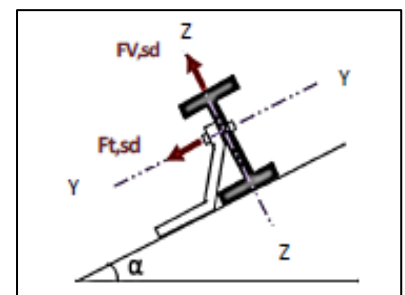
$F_{v,sd}$: Effort de cisaillement

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

$F_{v,sd}$ et $F_{t,sd}$ représentent Fy et Fz respectivement qui sont déjà calculé

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

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



Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

Prenons un boulon de classe 8,8 de caractéristiques suivantes :

$$F_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{mb} = \begin{cases} 1,25 \text{ boulon sollicité en cisaillement} \\ 1,5 \text{ boulon sollicité en traction} \end{cases}$$

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

$$F_{v,rd} = \frac{0,5 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,5 \times 0,8 \times A_s}{1,25} = 0,32 A_s$$

$$F_{t,rd} = \frac{0,9 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,9 \times 0,8 \times A_s}{1,5} = 0,48 A_s$$

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 F_{t,Rd}} = \frac{2,42}{0,32 A_s} + \frac{0,21}{0,672 A_s} \leq 1$$

$$\Leftrightarrow A_s \text{ min} = 7,88 \text{ mm}^2$$

- On prend un boulon de diamètre $\varnothing 12$ d'une section résistante $A_s = 84,3 \text{ mm}^2$ Pour la précision, le règlement CCM 97 impose d'autre vérification qui sont :

1ère vérification :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} = \frac{2,42}{0,48 A_s} \leq 1 \longrightarrow \frac{2,42}{0,48 \cdot 84,3} = 0,06 \leq 1 \quad \Leftrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2ème vérification :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{Avec} \quad F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

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

$$\alpha = \min\left(\frac{F_{ub}}{F_u}, 1\right) = \min\left(\frac{800}{360}, 1\right) = 1$$

d : diamètre du boulon (M12)

t : épaisseur de l'échantignole $t=6 \text{ mm}$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 360 \times 12 \times 6 \times 10^3}{1,25} = 51,84 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{b,Rd}} = \frac{2,42}{51,84} = 0,05 \leq 1 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3^{ème} vérification :

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

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

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

Avec :

- t_p : épaisseur de la plaque sous la tête du boulon ou l'écrou
- $t_p = t_w$ (IPE140) = 4,7 mm
- d_m : diamètre moyen de la tête du boulon de l'écrou (M12)
- $d_m = 12$ mm

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 0,012 \times 4,7 \times 10^{-3} \times 360 \times 10^3}{1,25} = 30,60 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{t,sd}}{B_{p,Rd}} = \frac{0,21}{30,60} = 0,007 \leq 1$$

Les conditions imposées par le CCM97 sont vérifiées pour le boulon de diamètre $\varnothing 12$

III.8.Cordon de soudure :

Jointure, en forme de cordon, de deux pièces métalliques soudées ensemble, provenant de la fusion des parties soudées ou de celle d'un métal d'apport.



Pour $t_{max} \leq 17 \text{ mm} \Rightarrow a_{min} = 4 \text{ mm}$

$$\sigma_{\perp} = \frac{F_{v,sd}}{2 \cdot (b+l) \times a} = \frac{2,42 \times 10^3}{2 \cdot (50+100) \times 4} = 2,02 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \frac{F_{t,sd}}{2 \cdot (b \times a)} = \frac{213,9}{2 \cdot (50 \times 4)} = 0,53 \text{ N/mm}^2$$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

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

AVEC :

$$MG = F_{v, sd} (b+c) + F_{t, sd} \frac{h}{2} = 2420 \cdot (100) + 213,9 \cdot (70) = 25,7 \cdot 10^4 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\tau_{\perp} = \frac{25,7}{50 \cdot (2 \times 100) \times 4} 10^4 = 6,43 \text{ N/mm}^2$$

III.8.1. Vérification de la soudure :

$$\sqrt{\sigma_{\perp} + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{fy}{Bw \times \gamma M_w}$$

Avec :

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

$$Bw = 0,8$$

$$\gamma M_w = 1,25$$

A.N :

$$\sqrt{2,02^2 + 3(6,43^2 + 0,53^2)} \leq \frac{360}{0,8 \times 1,25}$$

$$\longrightarrow 11,36 \text{ N/mm}^2 \leq 360 \text{ N/mm}^2$$

- Le cordon de soudure d'épaisseur **4 mm** est suffisant

III.9.CALCUL DES LISSES DE BARDAGE :

Les lisses sont des poutrelles qui ont pour fonction de supporter les couvertures de façades (bardages) et des charges s'appliquant sur ces bardages (pression du vent). Elles sont disposées horizontalement à entraxes constants, Elles sont réalisées soit en profilés laminés (IPE, UAP) ou en éléments formés par des tôle pliées.

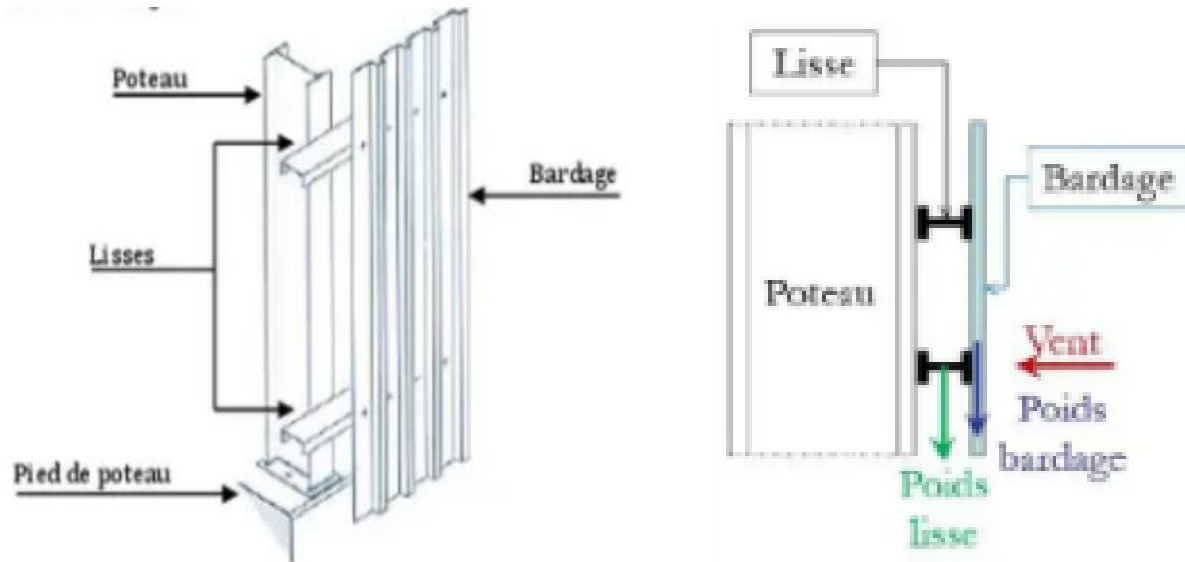


Figure III.9: Schéma des lisses de bardage

III.9.1.Actions sur les lisses :

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

Les lisses fléchissent verticalement en outre, sous l'effet de leurs poids propre et du poids de bardage et de ce fait fonctionnent à la flexion déviée.

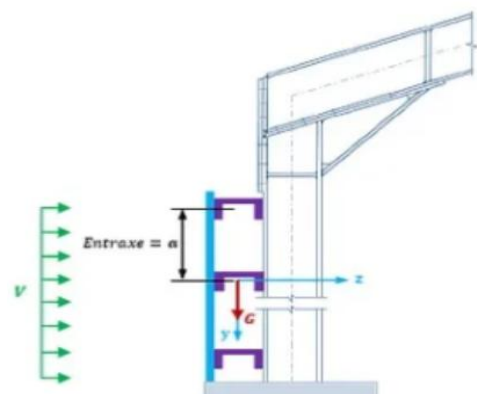


Figure III.9.1 : Actions sur les lisses

III.9.2.Espacement des lisses :

La structure en charpente à une hauteur des poteaux de 6 m

- Espacement des lisses ($e = 1\text{m}$)

- Nombre de lisses ($n = 3$)

III.9.3. Dimensionnement des lisses :

Les lisses sont dimensionnées par calcul de la même façon que les pannes.

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 : $w_{max} = - 91.193 \text{ daN/m}^2$, (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 $l=6,59 \text{ m}$, elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet des charges suivantes :

- Une charge horizontale due à la pression de vent ($- 91.193 \text{ daN/m}$).
- Une charge verticale due au poids propre du bardage TN40 (14.2 daN/m).
- Une charge verticale due au poids propre de la lisse (12 daN/m).

➤ Charge horizontale F_z

$$F_z = w_{max} \times esp = 91.193 \times 1 = 91.193 \text{ daN/m}$$

➤ Charge verticale F_y

$$F_y = (14.2 \times 1) + 12 = 26.2 \text{ daN/m}$$

b. Calcul des moments à L'ELU :

➤ Moment sollicitant M_{sd}

Plan (y-y)

$$M_{sd,z} = 1.35 F_y \frac{l_y^2}{8} = 1.35 \times 26.2 \times \frac{6^2}{8} = 159.17 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Plan (z-z)

$$M_{sd,y} = 1.5 F_z \frac{l_z^2}{8} = 1.5 \times 91.193 \times \frac{6^2}{8} = 615.55 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

➤ Module de résistance

Plan (y-y) :

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

$$M_{y.sd} \leq M_{y.cRd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\Rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{y.sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{6.16 \times 1.1 \times 10^3}{235} = 28.83 \text{ cm}^3$$

Plan (z-z) :

$$M_{z.sd} \leq M_{z.cRd} = \frac{W_{plz} \times f_z}{\gamma_{M0}}$$

$$\Rightarrow W_{plz} \geq \frac{M_{z.sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1.59 \times 1.1 \times 10^3}{235} = 7.44 \text{ cm}^3$$

c. Condition de flèche à L'ELS :

Plan (y-y) :

$$\delta = 0.415 \frac{5 \times F_y \times l_y^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta_{max} = \frac{l_y}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \Rightarrow I_z \geq 0.415 \frac{5 \times F_y \times l_y^4}{384 \times E \times \delta_{max}}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 0.415 \frac{5 \times 0.26 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 3}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 28.90 \text{ cm}^4$$

Plan (z-z) :

$$\delta = \frac{5 \times F_z \times l_z^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\delta_{max} = \frac{l_z}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times F_z \times l_z^4}{384 \times E \times \delta_{max}}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 0.91 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 3}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 243.75 \text{ cm}^4$$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

d. Choix du profilé :

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un UAP 130

profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	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	w _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
UAP130	13.74	17.50	130	55	9.5	6.0	92	459.56	51.34	83.51	25.64	5.12	1.71

Tableau VI.3.d :Caractéristiques du profilé UAP130

III.9.4.Vérification de contraintes de l'UAP 130 :

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

$$\Rightarrow \left(\frac{M_{y.sd} \cdot \gamma_{M0} \cdot (1-0.5\alpha)}{W_{ply} \cdot f_y}\right)^2 + \left(\frac{M_{z.sd} \cdot \gamma_{M0}}{W_{plz} \cdot f_y}\right)^1 \leq 1$$

Avec:

Profilé laminé en U $\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{array} \right.$

$$\alpha = \min\left(\frac{A_w}{A}; 0.5\right)$$

$$\Rightarrow A_w = A - 2b_f t_f = 17.50 - (2 \times 5.5 \times 0.95) = 7.05 \text{ cm}^2$$

Donc $\alpha = \min\left(\frac{7.05}{17.50}; 0.5\right) = 0.40$

AN :

$$\left(\frac{6.16 \times 10^2 \times 1.1(1-0.5 \times 0.40)}{83.51 \times 23.5}\right)^2 + \left(\frac{1.59 \times 10^2 \times 1.1}{25.64 \times 23.5}\right)^1 = 0.37 \leq 1$$

III.9.4.1.Vérification de la flèche d'UAP130 :

L'ELS

Charge horizontale F_z

$$F_z = w_{max} \times esp = 91.193 \times 1 = 91.193 \text{ daN/m}$$

Charge verticale F_y

$$F_y = (14.2 \times 1) + 13.74 = 27.94 \text{ daN/m}$$

Plan (y-y)

$$\delta = 0.415 \frac{5 \times F_y \times l_y^4}{384 \times E \times I_z} = 0.415 \frac{5 \times 0.279 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 51.34} = 1.81 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta = 1.81 \text{ cm} \\ \delta_{max} = 3 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \delta \leq \delta_{max} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Plan (z-z)

$$\delta = \frac{5 \times F_z \times l_z^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 0.91 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 459.56} = 1.59 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta = 1.59 \text{ cm} \\ \delta_{max} = 3 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \delta \leq \delta_{max} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Le profilé **UAP130** convient comme lisse de bardage.

III.9.5. 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.

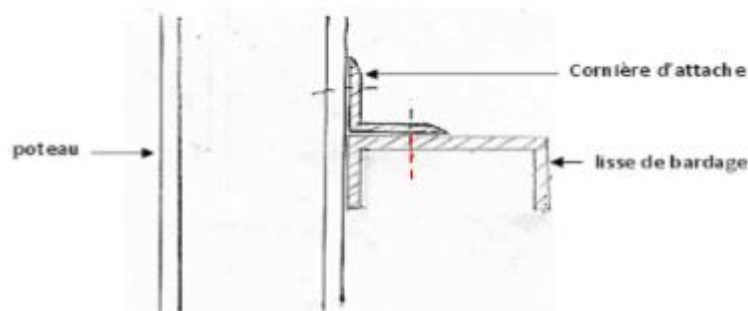


Figure III.9.5.: Fixation de lisse avec cornière par boulon d'attache

III.9.5.1. 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

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

Avec :

$$F_{v.Rd} = \frac{0.5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.5 \times 1 \times A_s}{1.25} = 0.4 A_s$$

$$F_{t.sd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.9 \times 1 \times A_s}{1.25} = 0.6 A_s$$

$$F_{v.sd} = 1.5 F_z \frac{1}{2} = 1.5 \times 91.193 \times \frac{6}{2} = 410.37 \text{ daN}$$

$$F_{t.sd} = 1.5 F_Y \frac{1}{2} = 1.5 \times 27.94 \times \frac{6}{2} = 125.73 \text{ daN}$$

AN :

$$\Rightarrow \frac{4.10}{0.4 A_s} + \frac{1.26}{0.84 A_s} \leq 1 \quad \Rightarrow A_{s \min} = 11.75 \text{ mm}^2$$

-On prend un boulon de diamètre φ_{10} et d'une section résiste $A_s = 58 \text{ mm}^2$

III.9.5.2. Calcul du cordon de soudure :

➤ Effort sollicitant le cordon de soudure

$$M = F_{t.sd} \times d = 125.73 \times 65 = 8172.45 \text{ daN.mm}$$

$$F = \frac{M}{h} = \frac{8172.45}{100} = 81.72 \text{ daN}$$

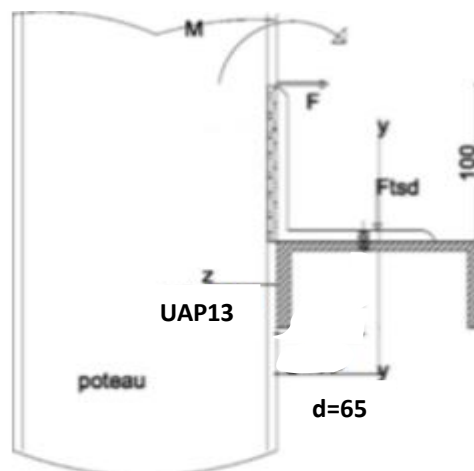


Figure III.9.5.2: Fixation de lisse avec poteau par soudure.

➤ **Vérification**

$$\sqrt{3} \times \tau_i \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw}}$$

Avec :

$$- \tau_i \frac{F}{h \times a} = \frac{817.2}{100 \times 4} = 2.043 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{on prend } a_{\min} = 4 \text{ mm car } t_{\max} \leq 17 \text{ mm})$$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

$$-f_u = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$-\beta_w = 0.8 \text{ (pour } F_e 360 \text{)}$$

$$-\gamma_{Mw} = 1.25$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sqrt{3} \times \tau_v = \sqrt{3} \times 2.043 = 3.54 \text{ N/mm}^2 \\ \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw}} = \frac{360}{0.8 \times 1.25} = 360 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow 3.54 \leq 360 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

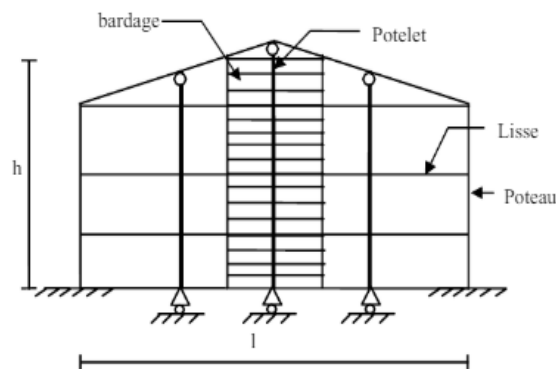
- Le cordon de soudure $a_{min} = 4 \text{ mm}$ est suffisant.

III.10.CALCUL DES POTELETS :

Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou H

Destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction.

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.



Le Potelet, travaille à la flexion sous l'action de l'effort du vent provenant du bardage et des lisses, et à la compression sous l'effet de son poids propre, du poids du bardage et des lisses qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion composé.

III.10.1.Dimensionnement des potelets :

➤ a. Action et sollicitations

- Poids du bardage (14.2 daN/m²).
- Poids des lisses UAP (13.74daN/m²).
- Poids propre du potelet (à déterminer).
- Action du vent sur le pignon (91.193 daN/m²)

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

➤ **b. Calcul du moment sollicitant de flexion M_{sd}**

$$M_{sd} = \frac{q_w \times l^2}{8} = \frac{(76.45 \times 4) \times 7.31^2}{8} = 2042.59 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

➤ **c. Condition de flèche**

$$\delta = \frac{5 \times q_w \times l^4}{384 \times E \times I}$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{200}$$

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

$$\Rightarrow I \geq \frac{1000 \times 3.06 \times 731^3}{384 \times 2.1 \times 10^6}$$

$$\Rightarrow I \geq 1482.26 \text{ cm}^4$$

➤ **d. Choix du profilé**

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

profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	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	1943.2	142.31	220.6	44.6	8.26	2.24

Tableau III.1: Caractéristiques du profilé IPE200

III.10.2. Classe du profilé

➤ **a - Classe de l'âme :**

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

Avec :

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

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

$$d = 159 \text{ mm}$$

$$t_w = 5.6$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{159}{5.6} = 28.39 \\ 36 \varepsilon = 36 \sqrt{\frac{235}{235}} = 36 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 36 \varepsilon \quad \text{Donc l'âme est de classe I.}$$

➤ **b. Classe de la semelle comprimée**

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

Avec :

$$C = 50 \text{ mm}$$

$$t_f = 8.5$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{50}{8.5} = 5.88 \\ 10 \varepsilon = 10 \sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad \text{Donc la semelle est de classe I.}$$

- Donc la section globale est de classe I

III10.3. Vérification de la flèche :

$$\delta = \frac{5 \times q_w \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 3.06 \times 731^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 400} = 13.54 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{731}{200} = 3.66 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta = 13.54 \text{ cm} \\ \delta_{max} = 3.66 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \delta \leq \delta_{max}$$

- Donc la condition de flèche est vérifiée.

III.10.4. Vérification des contraintes :

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

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

Avec :

$$M_{sd} : \text{Moment sollicitant } (M_{sd} = 20.43 \text{ KN.m})$$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

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

$$M_{N, sd} = M_{pl, Rd} \left[\frac{(1-n)}{(1-0.5a)} \right] = W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \left[\frac{(1-n)}{(1-0.5a)} \right]$$

➤ **Calcul de l'effort normal sollicitant N_{sd}**

$$N_{sd} = (0.14 \times 4 \times 6) + (0.137 \times 4 \times 4) + (22.4 \times 10^{-2} \times 7.31) = 7.19 \text{ KN}$$

Avec :

- Poids du bardage (14.2 daN/m²).
- Poids des lisses UAP (13.74 daN/m²).
- Poids propre du potelet (22.4 daN/m).
- Espacement entre le potelet et le poteau (4 m).
- Longueur du bardage (6 m).
- Longueur du potelet (7,31 m).
- Nombres des lisses (3).

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl, Rd}} = \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{A \times f_y} = \frac{7.19 \times 1.1}{28.5 \times 23.5} = 0.012$$

$$\alpha = \min \left(\frac{A_w}{A}; 0.5 \right)$$

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

$$\text{Donc } \alpha = \min \left(\frac{11.5}{28.5}; 0.5 \right) = 0.40$$

Alors :

$$M_{N, Rd} = 220.6 \frac{235 \times 10^{-3}}{1.1} \left[\frac{(1-0.012)}{(1-(0.5 \times 0.4))} \right] = 58.20 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} = 20.43 \text{ KN} \cdot \text{m} \leq M_{N, Rd} = 58.20 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

III.10.5. Résistance du potelet au flambement :

$$N_{b, Rd} = \frac{x \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- $N_{b, Rd}$: Résistance au flambement.
- β_A : = 1 pour les sections de classe I.
- γ_{M1} : = 1,1.
- x : Coefficient de réduction dépend de $\bar{\lambda}$.
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit.

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93.9 \varepsilon}$$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b_f} = \frac{200}{100} = 2 > 1.2 \\ t_f = 8.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{axe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} (y-y) \\ (z-z) \end{cases} \\ \text{courbe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} \alpha \\ b \end{cases} \end{array} \right.$$

Plan (y-y) :

$$\text{Axe (y-y)} \Rightarrow \text{courbe (a)} \Rightarrow \alpha = 0.21$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{731}{8.26} = 88.50 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9 \varepsilon} = \frac{88.50}{93.9} = 0.94$$

Plan (z-z) :

$$\text{Axe (z-z)} \Rightarrow \text{courbe (b)} \Rightarrow \alpha = 0.34$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{731}{2.24} = 326.34 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9 \varepsilon} = \frac{326.34}{93.9} = 3.48$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = 3.48$$

AN:

$$N_{b.Rd} = \frac{0.0750 \times 1 \times 2850 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 45.66 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 7.19 \text{ KN} < N_{b.Rd} = 45.66 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.10.6. Résistance au voilement par cisaillement :

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

Avec :

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

$$d = 159 \text{ mm}$$

$$t_w = 5.6 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{159}{5.6} = 28.39 \\ 69 \varepsilon = 69 \sqrt{\frac{235}{235}} = 69 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 69 \varepsilon$$

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

III.10.7. Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq K \frac{E}{f_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A f_c}}$$

Avec :

$$A_w : \text{Aire de l'âme} \quad A_w = t_w \times d = 5.6 \times 159 = 890.4 \text{ mm}^2$$

$A f_c$: Aire de la semelle comprimée

$$A f_c = b_f t_f = 100 \times 8.5 = 850 \text{ mm}^2$$

f_{yt} : Limite d'élasticité de la semelle comprimée ($f_{yt} = 235 \text{ N/mm}^2$)

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

$$\left\{ \begin{array}{l} K \frac{E}{f_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A f_c}} = 0.3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \sqrt{\frac{890.4}{850}} = 274.38 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{159}{5.6} = 28.39 \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad \frac{d}{t_w} \leq K \frac{E}{f_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A f_c}} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.10.8. Résistance du potelet au déversement :

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

Avec :

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

X_{lt} ; est le facteur de réduction pour le déversement.

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

$$\lambda_{M1} = 1.1$$

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

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

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

Avec :

$$C_1 = 1.132 \text{ (Charge uniformément répartie)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E = 21 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \vartheta = 0.3 \end{array} \right.$$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \Rightarrow \Rightarrow G = 8.08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion $I_t = 6.98 \text{ cm}^4$

I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 12.99 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$)

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 142.31 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 1.132 \frac{3.14^2 \times 21 \times 10^6 \times 142.31}{731^2} \sqrt{\frac{12.99 \cdot 10^3}{142.31} + \frac{731^2 \times 8.08 \times 10^6 \times 6.98}{3.14^2 \times 21 \times 10^6 \times 142.31}}$$

$$M_{cr} = 2083446.38 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 220.6 \times 235 \times 10^2}{2083446.38}} = 1.58$$

On calcul :

$$X_{lt} = \frac{1}{(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2})} \leq 1$$

Avec :

$$\phi_{lt} = 0.5 \times [1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2]$$

$\alpha_{lt} = 0.21$ pour les profils laminés

$$\phi_{lt} = 0.5 \times [1 + 0.21(1.58 - 0.2) + 1.58^2] = 1.89$$

$$X_{lt} = \frac{1}{(1.89 + \sqrt{1.89^2 - 1.58^2})} = 0.34$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0.34 \times 1 \times 220.6 \times 23.5}{1.1} = 1602.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 58.20 \text{ KN.m} \leq M_{b,Rd} = 1602.36 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

*Chapitre IV: Etude
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 susceptibles à solliciter 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 METHODE:

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.DETERMINATION DES PARAMETRES DU SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL:

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

IV.3.1.Coefficient d'accélération A :

Zone sismique : IIB

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 Structure on a un système d'ossature contreventée par palées triangulées en X $\Rightarrow R = 4$.

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 :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} ; \quad \eta = 1$$

IV.3.5. Périodes T_1 , T_2 du site

Site meuble S3 donc :

$$\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$$

- 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 suivante :

$$Q = 1 + \sum_{1}^6 p_q$$

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

- Les critères de qualité « q » :

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité P_q :

Critère q	Observé	N/observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	
Redondance en plan	0	
Régularité en plan	0	
Régularité en élévation	0	
Contrôle de la qualité des matériaux		0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution		0.10
$\Sigma P_q = 0.15$		

Tableau IV.3.6: Valeurs des pénalités P_q .

Facteur de qualité $Q = 1.15$.

IV.3.7. Spectre de réponse de calcul :

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

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

IV.4. ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE:

Une étude dynamique consiste à caractériser la façon dont réagit une structure à des sollicitations dynamiques : forces alternées, transitoires ou aléatoires, ou bien vibrations.

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

IV.5. MODELISATION DE LA STRUCTURE :

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 nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures.

Étapes 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.

Éléments de la structure	Profilés
Poteau	HEA300
Panne	IPE140
Potelet	IPE200
Lisse de bardage	UAP130
Contreventement	DCECE 100 × 10

Tableau IV.5: Éléments constituant la structure

Chapitre IV : Étude 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 :

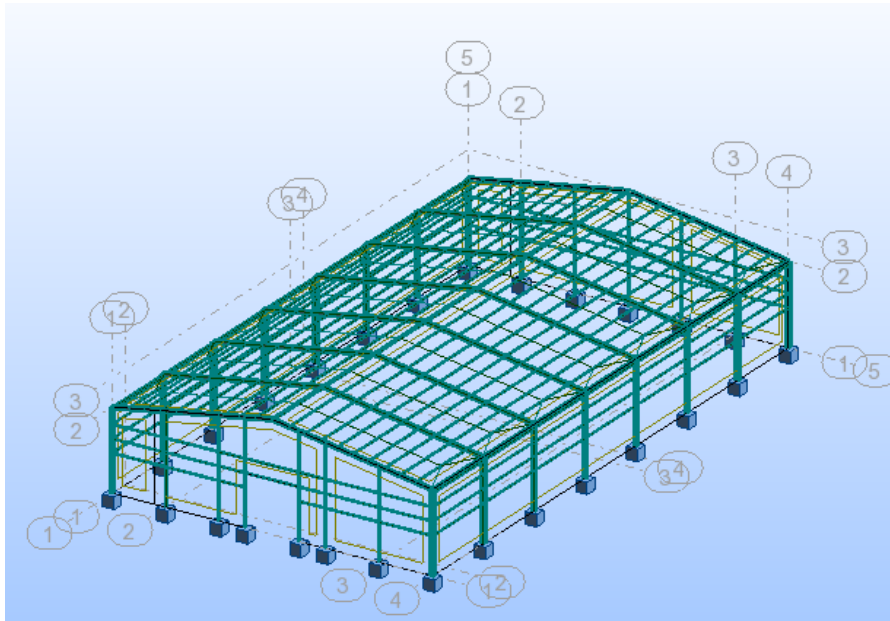


Figure IV.5: Modèle de la structure en 3D

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

MODE	Période (sec)
1	0,32
2	0,29
3	0,28

Tableau IV.5: Période propre de la structure

IV.6.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 IIB (MOSTAGANEM)
- Groupe d'usage 2
- Pourcentage d'amortissement ($\xi = 5\%$)
- Coefficient de comportement ($R = 4$)
- Facteur de qualité ($Q = 1,15$)
- Site meuble (S3)

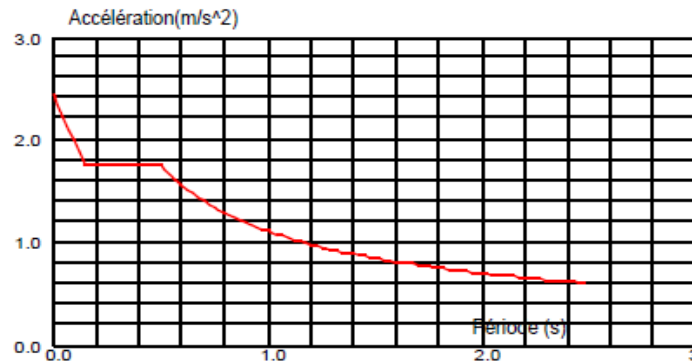


Figure IV.6. : Spectre de réponse

IV.7.VERIFICATION DE LA STRUCTURE:

IV.7.1.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 : $T = 0,32$ 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) :
 $h_n = 8$ m.

D'où :

$$T = 0,085 \times 8^{3/4} = 0,404 \text{ s}$$

$$T + 30\%T = 0,53 \text{ s}$$

Donc :

$$0,32 \text{ s} < T + 30\%T = 0,53 \text{ s} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.7.2.Vérification de la force sismique à la base

Chapitre IV : Étude sismique et analyse dynamique

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 sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

$$V_t > 0,8 V$$

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

- Effort sismique dans le sens (X) : $V_t = 113492 \text{ daN}$
- Effort sismique dans le sens (Y) : $V_t = 186648 \text{ daN}$

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,15$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

On a : $0 \leq T = 0,24 \text{ s} \leq T_2 = 0,5 \text{ s}$

$$D = 2,5 \times \eta = 2,5 \times 1, D = 2,5$$

Q : Facteur de qualité $Q = 1,15$

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

W: Poids total de la structure (calculée par ROBOT) $W = 803725,76 \text{ daN}$

Alors :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,15}{4} \cdot 803725,76 \quad \Rightarrow \quad V = 86651,68 \text{ daN}$$

	V_t (daN)	V (daN)	80% V (daN)	$V_t > 80\% V$
V_x	113492	86651,68	69321,34	vérifiée
V_y	186648	86651,68	69321,34	vérifiée

Tableau IV.7.2 : Résultante des forces sismiques à la base

IV.7.3. 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_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

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

Chapitre IV : Étude sismique et analyse dynamique

Etage	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	1% h_k (cm)	condition
Toiture	1,2	4	4,8	8	vérifiée

Tableau IV.7.3.: Déplacements relatifs dans le sens (x-x).

Etage	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	1% h_k (cm)	condition
Toiture	0,9	4	3,6	8	vérifiée

Tableau IV.7.3: Déplacements relatifs dans le sens (y-y).

Chapitre V:
Dimensionnement des
éléments structuraux

V.1.INTRODUCTION:

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

Avant de commencer la modalisation de la structure, on doit préalablement définir quelques paramètres (préférence de l'affaire), concernant les règlements adoptés pour les calculs, et les unités.

Nous pouvons commencer la modélisation de la structure, une étape primordiale pour pouvoir dimensionner une structure avec logiciel ROBOT et que sa traduit par la conception de la structure étudiée à 3D, en prenant soin de bien choisir pour chaque élément un type de profil couramment utilisé en réalité.

Après avoir modaliser la structure, on passe aux chargements, en affectant à la structure les différents charges à quelle elle est soumise.

Notre structure est à chaque type d'élément soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de la structure
- Charges permanentes (couverture, accessoires)
- Charge d'exploitation
- Charges climatiques (vent, la neige)
- Charge sismique

Ayant terminé le chargement de la structure, on passe à la définition des combinaisons (ELU, ELS, ACC) avec lesquelles le logiciel ROBOT effectuera le dimensionnement et la vérification, ensuite on affecte à chaque type d'élément les paramètres de flambement et de déversement pour le calcul à ELU, ainsi que les déplacements et la flèche à ELS, selon le type de chaque élément, et on lance l'analyse de la structure.

Après avoir effectué toutes ces étapes, on pourra passer de pré-dimensionnement des éléments de la structure en procédant comme suite :

Pour avoir effectué un pré-dimensionnement pour chaque type d'élément ce qu'on appelle une famille, en sélectionnant la liste des profils on veut que le logiciel dimensionne notre élément. On lance le calcul, et on choisit parmi les résultats adopté à notre cas.

V.2.JUSTIFICATION DES POTEAUX:

Après plusieurs essais et vérification sur le logiciel ROBOT, le profilé HEA300 résiste aux sollicitations qui lui sont appliquées.

Chapitre V Dimensionnement des éléments structuraux

➤ V.2.1. Efforts sollicitant

Les efforts de sollicitations les plus défavorables calculées par le logiciel ROBOT sont :

- ✓ $M_{sd} = 187.45 \text{KN.m}$
- ✓ $N_{sd} = 380.15 \text{KN}$

➤ V.2.2. Caractéristiques du profilé du poteau

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	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
HEA 300	88.30	113	290	300	14	8.5	208	18260	6310	1380	642	12.7	7.49

Tableau V.1: Caractéristiques du profilé HEA300

V.2.3. Classe de la section transversale du poteau

➤ a - Classe de l'âme :

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

Avec :

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

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

$$d = 208 \text{ mm}$$

$$t_w = 8.5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{208}{8.5} = 24.47 \\ 38 \varepsilon = 38 \sqrt{\frac{235}{235}} = 38 \end{array} \right.$$

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

Donc la semelle est de II classe II

La section globale est de classe II.

➤ b. Classe de la semelle comprimée

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

Avec :

$$C = 150 \text{ mm}$$

$$t_f = 14$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{150}{14} = 10.71 \\ 11\varepsilon = 11 \sqrt{\frac{235}{235}} = 11 \end{array} \right. \quad \frac{c}{t_f} \leq 11\varepsilon \quad \text{Donc la semelle est de classe II.}$$

- - La section globale est de classe II.

.Condition de résistance

Les poteaux sont sollicités en flexion composée, alors il faut qu'il satisfait la condition suivante

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

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1380 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 294.8 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{113 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1} = 2414.09 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{187.45}{294.8}\right)^1 + \left(\frac{380.15}{2414.09}\right)^2 = 0.66 \leq 1 \quad \Rightarrow$$

V.2.4. Résistance à l'instabilité ($M_{sd} + N_{sd}$)

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{sd}}{W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

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

$$\frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0.96 < 1.2$$

$$t_f = 14 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Axe (y-y): courbe b $\Rightarrow a_y = 0,34$

λ_y : Elancement

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{0.7 \times 6000}{127} = 33.07$$

$\bar{\lambda}_y$: Elancement réduit

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

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{93.9\epsilon} = \frac{33.07}{93.9} = 0.35$$

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

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

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

$$\phi = 0.5 \times [1 + 0.34(0.35 - 0.2) + 0.35^2] = 0.59$$

$$\chi_y = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2})} \Rightarrow \chi = 0.94$$

Plan (z-z) :

La courbe de flambement considérée par chaque axe est

$$\frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0.96 < 1.2$$

$$t_f = 14 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Axe (z-z) : Courbe c $\Rightarrow a_y = 0,49$

λ_z : Elancement

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{0.7 \times 6000}{74.9} = 56.07$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta A} = \frac{\lambda}{93.9\epsilon} \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 1$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{93.9\epsilon} = \frac{56.07}{93.9} = 0.60$$

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

Chapitre V Dimensionnement des éléments structuraux

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

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

$$\phi = 0.5 \times [1 + 0.49(0.6 - 0.2) + 0.6^2] = 0.78$$

$$\chi_y = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2})} \Rightarrow \chi = 0.78$$

Donc : $\chi_{min} = \text{Min}(0.94, 0.78) = 0.78$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad \text{mais } K_y \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 1) + \left[\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right] \text{ mais } \mu_y \leq 0.9$$

$$\beta_{My} = 1.8$$

$$\mu_y = 0.35 \times (2 \times \beta_{My} - 1) + \left[\frac{1380000 - 1259000}{1259000} \right] = 0.66$$

$$K_y = 1 - \frac{0.66 \times 380.15}{0.94 \times 113 \times 10^{-1} \times 235} = 0.899$$

Donc :

$$\frac{380.15}{0.78 \times \frac{113 \times 10^{-1} \times 235}{1.1}} + \frac{0.899 \times 187.45}{1380 \times 10^{-3} \times \frac{235}{1.1}} = 0.77 \leq 1 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.3. JUSTIFICATION DES POUTRES SABLIERES:

V.3.1. Caractéristiques du profilé de la poutre sablière :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	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
IPE300	42..2	53.8	300	150	10.7	7.1	248.6	8356	604	628	125	12.5	3.35

Tableau V.2: Caractéristiques du profilé IPE300

V.3.2. Efforts sollicitant

Les efforts de sollicitations les plus défavorables calculées par le logiciel ROBOT sont :

- ✓ $M_{sd} = 137.42 \text{ KN.m}$
- ✓ $tN_{sd} = 437.72 \text{ KN}$
- ✓ $V_{sd} = 91.36 \text{ KN}$

V.3.3 Classe de la section transversale du poteau

➤ a - Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

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

$$d = 248.6 \text{ mm}$$

$$t_w = 7.1$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{248.6}{7.1} = 35.01 \\ 72 \varepsilon = 72 \sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{array} \right. \Rightarrow \text{L'âme est de classe I .}$$

➤ b. Classe de la semelle comprimée

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

Avec :

$$C = 75 \text{ mm}$$

$$t_f = 10.7$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{75}{10.7} = 7.01 \\ 10\varepsilon = 10 \sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \quad \frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{Donc La semelle est de classe I}$$

-Donc la section transversale de la poutre sablière est de classe I.

V.3.4. Vérification de la flèche

Avec :

Chapitre V Dimensionnement des éléments structuraux

$\delta = 0.2$ cm (calculé par logiciel de calcul)

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \delta \leq \delta_{max}$$

- Donc la condition de flèche est vérifiée.

Donc, on néglige l'effet de l'effort tranchant dans la vérification, par conséquent la section ne sera réduite

V.3.5. Résistance de la poutre au déversement

Le moment résistant de déversement est donnée par

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

Avec :

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

X_{lt} ; est le facteur de réduction pour le déversement.

$f_y = 235$ N/mm²

$\gamma_{M1} = 1.1$

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

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

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

Avec :

$C_1 = 1.132$ (Charge uniformément répartie)

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \Rightarrow \begin{cases} E = 21 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0.3 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad G = 8.08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 20.1 \text{ cm}^4$)

I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 126. \cdot 10^3 \text{ cm}^6$)

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 604$)

$$M_{cr} = 0.712 \frac{3.14^2 \times 21 \times 10^6 \times 604}{600^2} \sqrt{\frac{126. \cdot 10^3}{604} + \frac{600^2 \times 8.08 \times 10^6 \times 20.1}{3.14^2 \times 21 \times 10^6 \times 604}}$$

Chapitre V Dimensionnement des éléments structuraux

$$M_{cr}=6431405.38.\text{cm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 628 \times 235 \times 10^2}{6431405.38}} = 1.51$$

On calcul :

$$X_{lt} = \frac{1}{(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^{-2}})} \leq 1$$

Avec :

$$\phi_{lt} = 0.5 \times [1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2]$$

$\alpha_{lt} = 0.21$ pour les profils laminés

$$\phi_{lt} = 0.5 \times [1 + 0.21(1.51 - 0.2) + 1.51^2] = 1.78$$

Donc:

$$X_{lt} = \frac{1}{(1.78 + \sqrt{1.78^2 - 1.51^2})} = 0.367$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0.367 \times 1 \times 628 \times 23.5}{1.1} = 4923.81 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} = 137.42 \text{ KN} \cdot \text{m} \leq M_{b,Rd} = 4923.81 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

V.4.JUSTIFICATION DES POUTRES :

V.4.1.Caractéristiques du profilé de la poutre :

Profil	Poids P Kg/m	Section A cm ²	Dimensions					Caractéristiques					
			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
IPE220	26.2	33.4	220	110	9.2	5.9	177.6	2772	205	285	58.1	9.11	2.48

Tableau V.3: Caractéristiques du profilé IPE200

V.4.2. Efforts sollicitant

Les efforts de sollicitations les plus défavorables calculées par le logiciel ROBOT sont :

- ✓ $M_{sd} = 1.6 \text{ KN.m}$
- ✓ $tN_{sd} = 0.93 \text{ KN}$
- ✓ $V_{sd} = 81.76 \text{ KN}$

V.4.3 Classe de la section transversale du poteau

➤ a - Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

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

$$d = 177.6 \text{ mm}$$

$$t_w = 5.9$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{177.6}{5.9} = 30.10 \\ 72 \varepsilon = 72 \sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{array} \right. \Rightarrow \text{L'âme est de classe I .}$$

➤ b. Classe de la semelle comprimée

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

Avec :

$$C = 55 \text{ mm}$$

$$t_f = 9.2$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{55}{9.2} = 5.98 \\ 10\varepsilon = 10 \sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \quad \frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{Donc La semelle est de classe I}$$

-Donc la section transversale de la poutre est de classe I.

V.4.4. Vérification de la flèche

Avec :

Chapitre V Dimensionnement des éléments structuraux

$\delta = 0.2 \text{ cm}$ (calculé par logiciel de calcul)

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \delta \leq \delta_{max}$$

- Donc la condition de flèche est vérifiée.

Donc, on néglige l'effet de l'effort tranchant dans la vérification, par conséquent la section ne sera réduite

V.4.5. Résistance de la poutre au déversement

Le moment résistant de déversement est donnée par

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

Avec :

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

X_{lt} ; est le facteur de réduction pour le déversement.

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

$$\gamma_{M1} = 1.1$$

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

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

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

Avec :

$C_1 = 1.132$ (Charge uniformément répartie)

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \Rightarrow \begin{cases} E = 21 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0.3 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad G = 8.08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 9.07 \text{ cm}^4$)

I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 22.7 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$)

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 205$)

$$M_{cr} = 0.712 \frac{3.14^2 \times 21 \times 10^6 \times 205}{600^2} \sqrt{\frac{22.7 \cdot 10^3}{205} + \frac{600^2 \times 8.08 \times 10^6 \times 9.07}{3.14^2 \times 21 \times 10^6 \times 205}}$$

$$M_{cr}=2271717.88\text{cm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 285 \times 235 \times 10^2}{2271717.88}} = 1.72$$

On calcul :

$$X_{lt} = \frac{1}{(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2})} \leq 1$$

Avec :

$$\phi_{lt} = 0.5 \times [1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2]$$

$\alpha_{lt} = 0.21$ pour les profils laminés

$$\phi_{lt} = 0.5 \times [1 + 0.21(1.72 - 0.2) + 1.72^2] = 2.14$$

Donc:

$$X_{lt} = \frac{1}{(2.14 + \sqrt{2.14^2 - 1.72^2})} = 0.293$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0.293 \times 1 \times 285 \times 23.5}{1.1} = 1783.97 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} = 1.6 \text{ KN} \cdot \text{m} \leq M_{b,Rd} = 1783.97 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

V.5.JUSTIFICATION DES CONTREVENTEMENTS:

V.5.1. Introduction

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts dus au vent, séisme, et de les acheminer vers les fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutres au vent), et en façade (palées de stabilité).

V.5.2. Rôle des systèmes de contreventement

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

Reprendre et de transmettre jusqu'aux fondations les efforts dus aux actions latérales ou horizontales causés par : le vent, le séisme

Empêcher de grandes déformations (ou de limiter les déplacements horizontaux) sous l'effet de ces actions.

Jouer un rôle important vis-à-vis des phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flambement et de déversement. En effet, ils diminuent les longueurs de flambement des

Chapitre V Dimensionnement des éléments structuraux

poteaux, et ils constituent parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées de poutres et de portiques vis-à-vis du déversement.

Possèdent un rôle important dans les problèmes de vibration de la construction, dans son ensemble ou dans des éléments élancés de cette construction et ce, en modifiant la période fondamentale. Ce qui permet d'éviter le phénomène de résonance.

On choisit une cornière DCEC 100×10 et on vérifie sa résistance.

Profil	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h Mm	B mm	t _f Mm	t _w Mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	w _{ply} cm ³	w _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
DCEC 100×10	30.07	38.31	21	21	10	10	775.8	1551.6	0	0	1.52	1.52

Tableau V.4: Caractéristiques du profilé DCEC 100×10

V.5.3. Les éléments comprimés :

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

Avec : $N_{c.sd} = 5.83 \text{ kN}$ (obtenue par le logiciel ROBOT)

a. Vérification au flambement

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

Avec :

$N_{c,Rd}$ = Résistance au flambement

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

χ : Coefficient de réduction

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

$\gamma_{M0} = 1.1$

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit.

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93.9 \varepsilon}$$

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

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

Axe (y-y) \Rightarrow courbe (C) $\Rightarrow \alpha = 0.49$

Axe (z-z) \Rightarrow courbe (C) $\Rightarrow \alpha = 0.49$

Axe (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{209}{i_y} = \frac{l}{3.04} = \frac{417}{1.52} = 274.3 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9 \varepsilon} = 2.92$$

Axe (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_y} = \frac{l}{3.04} = \frac{417}{1.52} = 274.3 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9 \varepsilon} = 2.92$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = 2.92$$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement c : $\chi = 0.047$

D' où:

$$N_{c,Rd} = \frac{0.047 \times 1 \times 3.83 \times 235}{1.1} = 3845.67$$

$$N_{c,Rd} = 3845.67 \text{ daN}$$

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

$$N_{c,Sd} = 583 \text{ daN} \leq N_{c,Rd} = 3845.67 \text{ daN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ b. Résistance plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{3.83 \times 235}{1.1} = 81822.72 \text{ daN} > 583 \text{ daN}$$

V.5.4. Les éléments tendus

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

Avec : $N_{t,Rd} = 583 \text{ daN}$ (calculé par le logiciel ROBOT).

➤ **a -Résistance ultime**

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{A_{net} \times F_u}{\gamma_{M1}}$$

$$A_{net} = 1900 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{1900 \times 360}{1.25} = 49248 \text{ daN}$$

➤ **b. Résistance plastique de calcul de la section nette**

$$N_{net.Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1900 \times 235}{1.1} = 40590.91 \text{ daN}$$

➤ **c. Résistance plastique de calcul de la section brute**

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3831 \times 235}{1.1} = 81844.09 \text{ daN}$$

➤ **d. Vérification**

$$\text{Min} (N_{pl.Rd} , N_{u.Rd} , N_{net.Rd}) = 81844.09 \text{ daN} \geq N_{t.sd} = 583 \text{ daN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Les poutres au vent en DCEC100×10 résistent aux phénomènes d'instabilité.

V.6. JUSTIFICATION DES PANNES:

Nous avons introduire le profile IPE 140 calculé manuellement dans le chapitre III, et le logiciel ROBOT est vérifiée , donc on a choisit le profile IPE 140.

Chapitre VI:
Etude des assemblages

VI.1.INTRODUCTION :

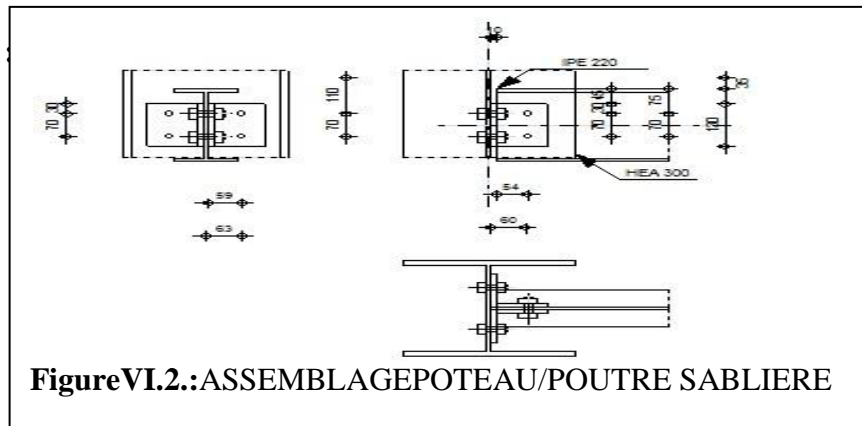
La conception et le calcul des assemblages ont une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces constituant la structure. En constituant un dispositif qui permet de réunir et de solidariser les pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations régnant dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, ce fonctionnement global de la structure qui est remis en cause. Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement CCM 97.

VI.2 ASSEMBLAGE POTEAU/POUTRE SABLIERE :

Cette opération consiste à fixer une platine par soudure avec la poutre et ce assemblage est fixé par boulonnage

VI.2.1.Efforts sollicitant :

- o $V_{sd} = 344 \text{ daN}$
- o $N_{sd} = 1131 \text{ daN}$
- o $M_{sd} = 205 \text{ daN}$



VI.2.1.POTEAU :

Profilé :	HEA 300
Barre N° :	2
$a_1 =$	-90,0 [Deg] Angle d'inclinaison
$h_c =$	290 [mm] Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300 [mm] Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	9 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	14 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27 [mm] Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	112,528 [cm ²] Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	18263,500 [cm ⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau :	ACIER
$S_{ec} =$	235,00 [MPa] Résistance

Tableau VI.2.1 : les données du poteau (a partir du robot)

CHAPITRE VI : Etude des Assemblages

VI.2.2.POUTRE PORTEE :

Profilé :	IPE 220		
Barre N°	350		
$\alpha_2 =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	220	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fb} =$	110	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	6	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	12	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	33,370	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	2771,840	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau :	ACIER		
$\sigma_{eb} =$	235,00 [MPa] Résistance		

VI.2.2. Tableau : les données de la poutre portée (a partir du robot)

VI.2.3.CORNIERE :

Profilé :	CAE 100x10		
$a_3 =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	100	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_c =$	100	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_c =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_c =$	12	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$L_c =$	130	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau :	ACIER		
$\sigma_c =$	235,00 [MPa] Résistance		

VI.2.3. Tableau : les données de la cornière (a partir du robot)

CHAPITRE VI : Etude des Assemblages

VI.2.4. BOULONS :

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE ET LA CORNIERE A LA POUTRE:

Classe =	10.9		Classe du boulon
d' =	16	[mm]	Diamètre du boulon
A _s =	1,570	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	2,011	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f _y =	670,00	[MPa]	Limite de plasticité
f _u =	1000,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n' =	2,00		Nombre de rangées des boulons
h ₁ =	30	[mm]	Niveau du premier boulon

Tableau VI.2.4. : les données du boulon (a partir du robot)

VI.2.5. RESULTATS :

VI.2.5.1 : BOULONS :

cisaillement des boulons (<i>Côté de la poutre portée</i>)			
$T \leq 1.3 * n * A_s * f_y / \sqrt{(1+(a^2 * \alpha^2)/\delta^2)}$	$ -2,05 < 130,83$	vérifié	(0,02)
cisaillement des boulons (<i>Côté de la poutre porteuse</i>)			
$T \leq 1.3 * n' * A'_s * f_y$	$ -2,05 < 273,49$	vérifié	(0,01)

Tableau VI.2.5.1 : Résultat du boulon (a partir du robot)

VI.2.5.2 PROFILES :

Pression diamétrale (<i>Côté de la poutre portée</i>)			
$T \leq 3 * n * d * t_{wb} * \sigma_{eb} / \sqrt{(1 + (a^2 * a^2)/d^2)}$	$ -2,05 < 63,67$	vérifié	(0,03)
Pression diamétrale (<i>Côté de la poutre porteuse</i>)			
$T \leq 6 * n' * d' * t_w * \sigma_e$	$ -2,05 < 383,52$	vérifié	(0,01)
Pince transversale			
$T \leq 1.25 * n * t_{wb} * d_t * \sigma_{eb}$	$ -2,05 < 259,97$	vérifié	(0,01)
Effort tranchant (<i>Côté de la poutre portée</i>)			
$T \leq 0.65 * (h_a - n*d) * t_{wb} * \sigma_{eb}$	$ -2,05 < 152,85$	vérifié	(0,01)

Tableau VI.2.5.2 : Résultat des profilés (a partir du robot)

CHAPITRE VI : Etude des Assemblages

VI.2.5.3. CORNIERE :

Pression diamétrale (<i>Côté de la poutre portée</i>)			
$T \leq 6 * n * d * t_c * \sigma_c / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)}$	$ -2,05 < 215,84$	vérifié	(0,01)
Pression diamétrale (<i>Côté de la poutre porteuse</i>)			
$T \leq 6 * n' * d' * t_c * \sigma_c$	$ -2,05 < 451,20$	vérifié	(0,00)
Pince transversale (<i>Côté de la poutre portée</i>)			
$T \leq 2.5 * n * t_c * d_v * \sigma_c$	$ -2,05 < 352,50$	vérifié	(0,01)
Pince transversale (<i>Côté de la poutre porteuse</i>)			
$T \leq 2.5 * n' * t_c * d'_v * \sigma_c$	$ -2,05 < 352,50$	vérifié	(0,01)
Effort tranchant (<i>Côté de la poutre portée</i>)			
$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n * d) * \sigma_c$	$ -2,05 < 199,44$	vérifié	(0,01)
Effort tranchant (<i>Côté de la poutre porteuse</i>)			
$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n' * d') * \sigma_c$	$ -2,05 < 199,44$	vérifié	(0,01)
Moment fléchissant (<i>Côté de la poutre portée</i>)			
$T \leq (2/a) * (I/v)_c * \sigma_c$	$ -2,05 < 181,23$	vérifié	(0,01)
Moment fléchissant (<i>Côté de la poutre porteuse</i>)			
$T \leq t_c * L_c^2 / (3a') * \sigma_c$	$ -2,05 < 206,04$	vérifié	(0,01)

Tableau VI.2.5.3 : : Résultat de la cornière (a partir du robot)

VI.3.ASSEMBLAGE CONTREVENTEMENT :

N = à partir de logiciel du calcul : 51,43[kN] = 5143 daN

à partir de logiciel du calcul ROBOT on a

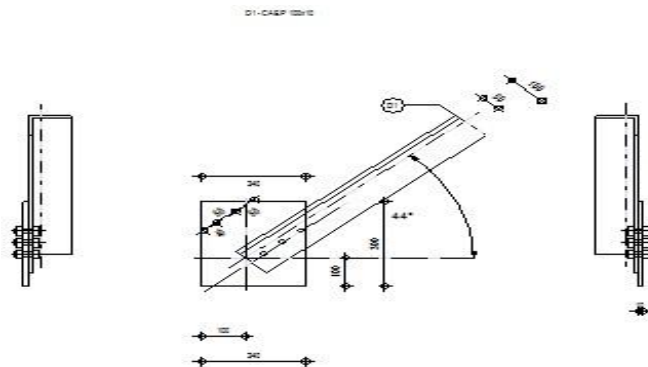


Figure VI.3 : assemblage contreventement

CHAPITRE VI : Etude des Assemblages

VI.3.1.BARRES :

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
Barre N° :		399	474	473	475		
Profilé :		DCEC 100x10	DCEC 100x10	DCEC 100x10	DCEC 100x10		
	h	210	210	210	210		mm
	b _f	210	210	210	210		mm
	t _w	10	10	10	10		mm
	t _f	10	10	10	10		mm
	r	12	12	12	12		mm
	A	38,309	38,309	38,309	38,309		cm ²
Matériau :		ACIER	ACIER	ACIER	ACIER		
	σ_e	235,00	235,00	235,00	235,00		MPa
	f _u	365,00	365,00	365,00	365,00		MPa
Angle	α	136,0	44,0	-44,0	-136,0		Deg
Longueur	l	4,17	4,17	4,17	4,17		m

Tableau VI.3.1: données des barres (a partir du Robot)

VI.3.2.GOUSSET:

h =	660	[mm]	Hauteur de la platine
b =	661	[mm]	Largeur de la platine
t =	10	[mm]	Epaisseur de la platine
Paramètres			
b ₁ =	301	[mm]	Dimension
b ₂ =	360	[mm]	Dimension
b ₃ =	301	[mm]	Dimension
b ₄ =	360	[mm]	Dimension
h ₁ =	330	[mm]	Dimension
h ₂ =	330	[mm]	Dimension

CHAPITRE VI : Etude des Assemblages

$h_3 =$	330 [mm]	Dimension	
$h_4 =$	330 [mm]	Dimension	
Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres			(30;0)
Matériau :	ACIER		
$\sigma =$	235,00 [MPa]	Résistance	

Tableau VI.3.2: données du gousset (a partir du Robot)

VI.3.3. BOULONS :

Barre 1			
Classe =	4.8	Classe du boulon	
$d =$	16 [mm]	Diamètre du boulon	
$d_0 =$	18 [mm]	Diamètre du trou de boulon	
$A_s =$	1,570 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon	
$A_v =$	2,011 [cm ²]	Aire de la section du boulon	
$f_{yb} =$	280,00 [MPa]	Limite de plasticité	
$f_{ub} =$	400,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction	
$n =$	3	Nombre de colonnes des boulons	
Espacement des boulons 60;60 [mm]			
$h_1 =$	40 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre	
$e_b =$	105 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre	
$e_c =$	100 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres	
Barre 2			
Classe =	4.8	Classe du boulon	
$d =$	16 [mm]	Diamètre du boulon	
$d_0 =$	18 [mm]	Diamètre du trou de boulon	
$A_s =$	1,570 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon	
$A_v =$	2,011 [cm ²]	Aire de la section du boulon	

CHAPITRE VI : Etude des Assemblages

$f_{yb} =$	280,00 [MPa]	Limite de plasticité
$f_{ub} =$	400,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n =$	3	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60 [mm]		
$h_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre		
$e_b = 105$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre		
$e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres		
Barre 3		
Classe =	4.8	Classe du boulon
$d =$	16 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	18 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,570 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,011 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	280,00 [MPa]	Limite de plasticité
$f_{ub} =$	400,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n =$	3	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60 [mm]		
$h_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre		
$e_b = 105$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre		
$e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres		
Barre 4		
Classe =	4.8	Classe du boulon
$d =$	16 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	18 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,570 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,011 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	280,00 [MPa]	Limite de plasticité

CHAPITRE VI : Etude des Assemblages

$f_{ub} =$	400,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n =$	3	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60 [mm]		
$h_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre		
$e_b = 105$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre		
$e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres		

Tableau VI.3.3: données des boulons (a partir du Robot)

VI.3.4 EFFORTS :

Cas : 5: VENT2		
$N_1 =$	-4,45 [kN]	Effort axial
$N_2 =$	4,40 [kN]	Effort axial
$N_3 =$	-4,45 [kN]	Effort axial
$N_4 =$	4,40 [kN]	Effort axial

Tableau VI.3.4 : données des efforts (a partir du Robot)

VI.3.5.RESULTATS :

VI.3.5.1.PLATINE :

Section gousset			
$N_1 < N_{res}$	-4,45 < 1062,25	vérifié	(0,00)
Attache gousset			
$N_2 < N_{res}$	4,40 < 1062,25	vérifié	(0,00)

Tableau VI.3.5.1 :Résultat de la platine(a partir du Robot)

VI.3.6.2.BARRES :

$T_1 =$	85,64 [kN]	Résistance des boulons au cisaillement	
$M_1 =$	900,26 [kN]	Résistance de la barre	
$ N_1 < \min(T_1; N_{c1})$	-4,45 < 85,64	vérifié	(0,05)
$ N_1 < \min(T_1; N_{c1})$	-4,45 < 85,64	vérifié	(0,05)
$T_2 =$	85,64 [kN]	Résistance des boulons au cisaillement	

CHAPITRE VI : Etude des Assemblages

$M_2 = 857,96$ [kN] Résistance de la barre			
$ N_2 < \min(T_2; N_{c2})$	$ 4,40 < 85,64$	vérifié	(0,05)
$ N_2 < \min(T_2; N_{c2})$	$ 4,40 < 85,64$	vérifié	(0,05)
$T_3 = 85,64$ [kN] Résistance des boulons au cisaillement			
$M_3 = 900,26$ [kN] Résistance de la barre			
$ N_3 < \min(T_3; N_{c3})$	$ -4,45 < 85,64$	vérifié	(0,05)
$ N_3 < \min(T_3; N_{c3})$	$ -4,45 < 85,64$	vérifié	(0,05)
$T_4 = 85,64$ [kN] Résistance des boulons au cisaillement			
$M_4 = 857,96$ [kN] Résistance de la barre			
$ N_4 < \min(T_4; N_{c4})$	$ 4,40 < 85,64$	vérifié	(0,05)
$ N_4 < \min(T_4; N_{c4})$	$ 4,40 < 85,64$	vérifié	(0,05)

Tableau VI.3.6.2 : Résultat des barres (a partir du Robot)

VI.4. ASSEMBLAGE POTEAU/POUTRE :

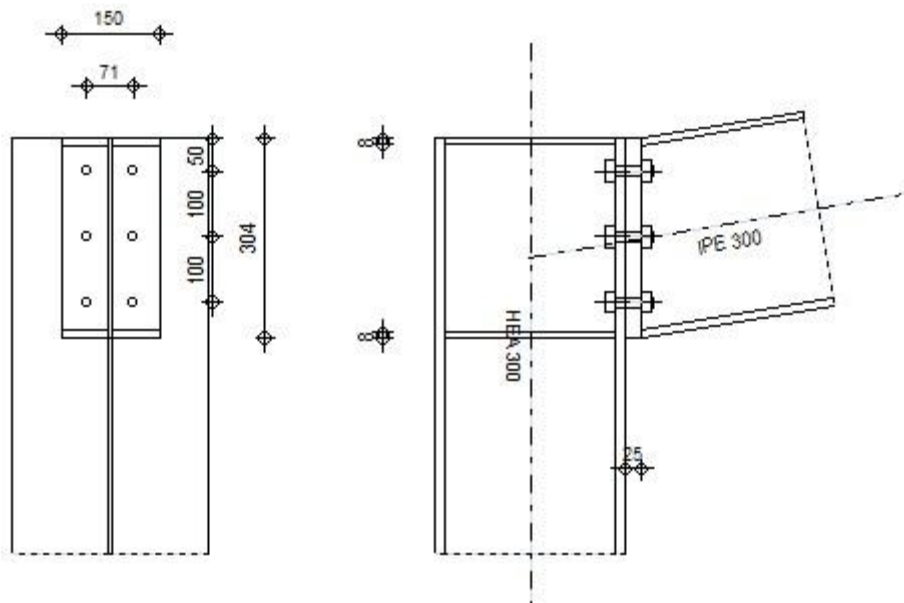


Figure VI.4 : assemblage poteau/poutre

CHAPITRE VI : Etude des Assemblages

VI.4.1.POTEAU :

Profilé :	HEA 300
Barre N° :	2
a =	-90,0 [Deg] Angle d'inclinaison
h _c =	290 [mm] Hauteur de la section du poteau
b _{fc} =	300 [mm] Largeur de la section du poteau
t _{wc} =	9 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
t _{fc} =	14 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
r _b =	27 [mm] Rayon de congé de la section du poteau
A _c =	112,528 [cm ²] Aire de la section du poteau
I _{xc} =	18263,500 [cm ⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau :	ACIER
σ _{ec} =	235,00 [MPa] Résistance

Tableau VI.4.1 :données du poteau (a partir du Robot)

VI.4.2. POUTRE :

Profilé :	IPE 300
Barre N° :	4
α =	9, 5 [Deg] Angle d'inclinaison
h _b =	300 [mm] Hauteur de la section de la poutre
b _{fb} =	150 [mm] Largeur de la section de la poutre
t _{wb} =	7 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
t _{fb} =	11 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
r _b =	15 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
A _b =	53,812 [cm ²] Aire de la section de la poutre
I _{xb} =	8356,110 [cm ⁴] Moment d'inertie de la poutre

CHAPITRE VI : Etude des Assemblages

Matériau :	ACIER
$\sigma_{eb} =$	235,00 [MPa] Résistance

Tableau VI.4.2 :données de la poutre (a partir du Robot)

VI.4.3.BOULONS :

d =	16 [mm] Diamètre du boulon
Classe =	10.9 Classe du boulon
$F_b =$	84,15 [kN] Résistance du boulon à la rupture
$n_h =$	2 Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	3 Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	50 [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement	71 [mm]
Entraxe	100;100 [mm]

Tableau VI.4.3:données des boulons (a partir du Robot)

VI.4.3. PLATINE :

$h_p =$	304 [mm] Hauteur de la platine
$b_p =$	150 [mm] Largeur de la platine
$t_p =$	25 [mm] Epaisseur de la platine
Matériau :	ACIER
$\sigma_{ep} =$	235,00 [MPa] Résistance

Tableau VI.4.3 :données de la platine (a partir du Robot)

VI.4.4.RAIDISSEUR POTEAU :

Supérieur	
$h_{su} =$	262 [mm] Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	146 [mm] Largeur du raidisseur
$t_{su} =$	8 [mm] Epaisseur du raidisseur

CHAPITRE VI : Etude des Assemblages

Inférieur	
$h_{sl} =$	262 [mm] Hauteur du raidisseur
$b_{sl} =$	146 [mm] Largeur du raidisseur
$t_{sl} =$	8 [mm] Epaisseur du raidisseur

Tableau VI.4.4 :données du raidisseur poteau (a partir du Robot)

VI.4.5. SOUDURES D'ANGLE :

$a_w =$	5 [mm]	Soudure âme
$a_f =$	8 [mm]	Soudure semelle
$a_s =$	5 [mm]	Soudure du raidisseur

Tableau VI.4.5 :données des soudures d'angle (a partir du Robot)

VI.4.6. EFFORTS :

Cas :	8: G+Q+N (1+2+3)*1.00	
$M_y =$	48,79 [kN*m]	Moment fléchissant
$F_z =$	6,66 [kN]	Effort tranchant
$F_x =$	-34,70 [kN]	Effort axial

Tableau VI.4.6 :données des efforts (a partir du Robot)

VI.4.6 RESULTATS :

VI.4.6 .1.DISTANCES DE CALCUL :

Boulo n N°	Type	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	a'_1	a'_2	a'_3	a'_4	a'_5	a'_6	s	s_1	s_2
1	Intérieurs	25	32			28	39	4	31			35	42			
2	Centraux	25	32					4	31							100

Tableau VI.4.6 .1 :Résultat des distances de calcul (a partir du Robot)

VI.4.6 .2. EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE :

Boulon N°	d_i	F_t	F_a	F_s	F_p	F_b		F_i	p_i [%]
1	243	186,27	0,00	241,51	413,74	84,15	>	68,71	100,00

CHAPITRE VI : Etude des Assemblages

Boulon N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
2	143	91,17	83,42	118,69	291,05	84,15	>	38,08	100,00

Tableau VI.4.6 .2 : Résultat des efforts par boulon (a partir du Robot)

AVEC :

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi})$	68,71 < 84,15	vérifié	(0,82)
---	---------------	---------	--------

Traction des boulons

$1.25 * F_{imax} / A_s \leq \sigma_{red}$	547,09 < 670,00	vérifié	(0,82)
---	------------------	---------	--------

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$\sqrt{[F_{imax}^2 + 2.36 * T_i^2]} / A_s \leq \sigma_{red}$	437,81 < 670,00	vérifié	(0,65)
--	------------------	---------	--------

T₁ = 1,11 [kN] Effort tranchant dans le boulon

T_b = 68,31 [kN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant [9.2.2.1]

$T_1 \leq T_b$	1,11 < 68,31	vérifié	(0,02)
----------------	--------------	---------	--------

VI.4.6 .3 VERIFICATION DE LA POUTRE :

F _{res} = 282,97 [kN] Effort de compression	F _{res} = 2*ΣF _i - 2*N
[9.2.2.2.2]	
N _{c adm} = 452,80 [kN] Résistance de la section de la poutre	N _{cadm} = A _{bc} *σ _e + N*A _{bc} /A _b
$F_{res} < N_{c adm}$	282,97 < 452,80 vérifié (0,62)

Tableau VI.4.6 .3 : vérification de la poutre (a partie du Robot)

CHAPITRE VI : Etude des Assemblages

VI.4.6 .4. VERIFICATION DU POTEAU :

Compression de l'âme du poteau			[9.2.2.2.2]
$F_{res} \leq F_{pot}$	$282,97 < 813,03$	vérifié	(0,35)
Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)			
$V_R = 411,74$ [kN] Effort tranchant dans l'âme			$V_R = 0.47 * A_v * \sigma_e$
$ F_{res} \leq V_R$	$ 282,97 < 411,74$	vérifié	(0,69)

Tableau VI.4.6 .4: vérification du poteau (a partie du Robot)

VI.5.ASSEMBLAGE POUTRE/POUTRE :

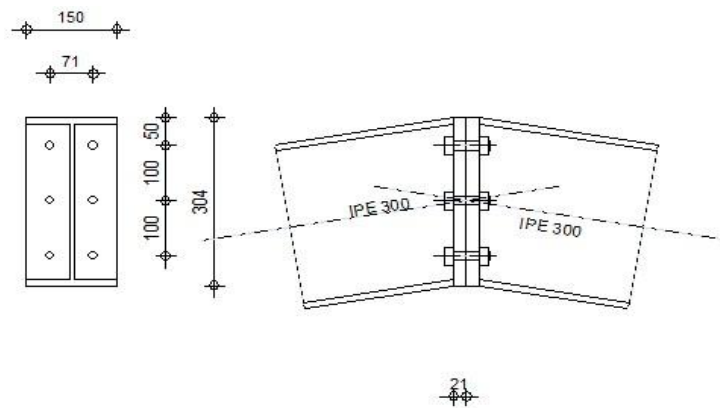


Figure VI.5 : assemblage poutre/poutre

VI.5.1. POUTRE :

- COTE GAUCHE :

Profilé : IPE 300	
Barre N° : 15	
$a =$	-170,5 [Deg] Angle d'inclinaison
$h_b =$	300 [mm] Hauteur de la section de la poutre
$b_b =$	150 [mm] Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	7 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	11 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	15 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	53,812 [cm ²] Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	8356,110 [cm ⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau : ACIER	

CHAPITRE VI : Etude des Assemblages

$\sigma_{eb} = 235,00$ [MPa] Résistance

Tableau VI.5.1 : données de la poutre cote gauche (a partir du Robot)

COTE DROITE :

Profilé : IPE 300
Barre N° : 16
$a = -9,5$ [Deg] Angle d'inclinaison
$h_b = 300$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
$b_{fb} = 150$ [mm] Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} = 7$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} = 11$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b = 15$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b = 53,812$ [cm ²] Aire de la section de la poutre
$I_{xb} = 8356,110$ [cm ⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau : ACIER
$\sigma_{eb} = 235,00$ [MPa] Résistance

Tableau VI.5.1 : données de la poutre cote droite (a partir du Robot)

VI.5.2. BOULONS :

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
Classe = 10.9 Classe du boulon
$F_b = 84,15$ [kN] Résistance du boulon à la rupture
$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
$n_v = 3$ Nombre de rangées des boulons
$h_1 = 50$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement 71 [mm]
Entraxe 100;100 [mm]

Tableau VI.5.2 : données des boulons (a partir du Robot)

CHAPITRE VI : Etude des Assemblages

VI.5.3. PLATINE :

$h_p =$	304 [mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	150 [mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	21 [mm]	Epaisseur de la platine
Matériau : ACIER		
$\sigma_{ep} =$	235,00 [MPa]	Résistance

Tableau VI.5.2.3 : données de la platine (a partir du Robot)

VI.5.4. SOUDURES D'ANGLE :

$a_w =$	5 [mm]	Soudure âme
$a_f =$	8 [mm]	Soudure semelle

Tableau VI.5.4 : données des soudures d'angle (a partir du Robot)

VI.5.5. EFFORTS :

Cas : 12: G+V4 (1+7)*1.00		
$M_y =$	-2,02 [kN*m]	Moment fléchissant
$F_z =$	-2,56 [kN]	Effort tranchant
$F_x =$	8,69 [kN]	Effort axial

Tableau VI.5.5 : données des efforts (a partir du Robot)

VI.5.6 . RESULTATS :

VI.5.6 .1.DISTANCES DE CALCUL :

$x =$ 50 [mm] Zone comprimée $x = e_s * \sqrt{(b/e_a)}$

Boulo n N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	25	32			32	43									
2	Centraux	25	32													100

Tableau VI.5.6 .1 : Résultat des distances de calcul (a partir du Robot)

CHAPITRE VI : Etude des Assemblages

VI.5.6 .2. EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE :

Boulo n N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
1	239	154,45	0,00	246,26	154,45	84,15	>	4,60	100,00
2	139	76,58	83,42	118,69	76,58	84,15	>	3,28	100,00

Tableau VI.5.6 .2 : Résultat des efforts par boulon (a partir du Robot)

d _i – position du boulon			
F _t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant			
F _a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant			
F _s – effort transféré par la soudure			
F _p – effort transféré par l'aile du porteur			
F _b – effort transféré par le boulon			
F _i – effort sollicitant réel			
$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi})$		4,60 < 84,15	vérifié (0,05)
Traction des boulons			
$1.25 * F_{i\max} / A_s \leq s_{red}$		36,63 < 670,00	vérifié (0,05)
Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon			
$\sqrt{[F_{i\max}^2 + 2.36 * T_i^2]} / A_s \leq \sigma_{red}$		29,60 < 670,00	vérifié (0,04)
T ₁ =	0,43 [kN]	Effort tranchant dans le boulon	
T _b =	68,31 [kN]	Résistance du boulon au cisaillement	
Effort tranchant			[9.2.2.1]
$T_1 \leq T_b$		0,43 < 68,31	vérifié (0,01)

CHAPITRE VI : Etude des Assemblages

VI.5.6 .3. VERIFICATION DE LA POUTRE :

$F_{res} = -1,62$ [kN] Effort de compression	$F_{res} = 2*\Sigma F_i - 2*N$
Compression réduite de la semelle	[9.2.2.2.2]
$N_{c adm} = 468,77$ [kN] Résistance de la section de la poutre	$N_{cadm} = A_{bc}*\sigma_e + N*A_{bc}/A_b$
$F_{res} \leq N_{c adm}$	$-1,62 < 468,77$ vérifié (0,00)

Tableau VI.5.6 .3 : vérification de la poutre (a partir du Robot)

VI.6.ANCRAGE POTEAU :

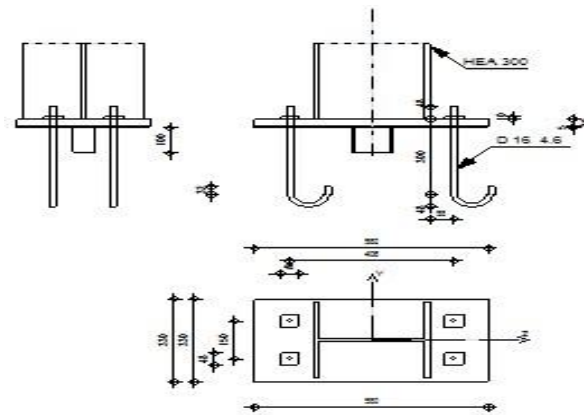


Figure VI.6 : ancrage poteau

VI.6.1. Poteau :

Profilé :	HEA 300
Barre N° :	2
$\alpha =$	0,0 [Deg] Angle d'inclinaison
$h_c =$	290 [mm] Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300 [mm] Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	9 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	14 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27 [mm] Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	112,528 [cm ²] Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	18263,500 [cm ⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau :	ACIER

CHAPITRE VI : Etude des Assemblages

$\sigma_{ec} =$ 235,00 [MPa] Résistance

Tableau VI.6.1 : données de Poteau (a partir du Robot)

VI.6.2. Plaque principale du pied de poteau :

$l_p =$ 580 [mm] Longueur

$b_p =$ 330 [mm] Largeur

$t_p =$ 30 [mm] Epaisseur

Matériau : ACIER

$\sigma_e =$ 235,00 [MPa] Résistance

Tableau VI.6.2 : données de la Plaque principale du pied de poteau(a partir du Robot)

VI.6.3. Platine de pré scellement :

$l_{pm} =$ 580 [mm] Longueur

$b_{pm} =$ 330 [mm] Largeur

$t_{pm} =$ 5 [mm] Epaisseur

Tableau VI.6.3 : données de la Platine de pré scellement (a partir du Robot)

VI.6.4. Ancrage :

Classe = 4.6	Classe de tiges d'ancrage
--------------	---------------------------

$d =$ 16 [mm] Diamètre du boulon

$d_0 =$ 18 [mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage

$n_h =$ 2	Nombre de colonnes des boulons
-----------	--------------------------------

$n_v =$ 2	Nombre de rangées des boulons
-----------	-------------------------------

$a_h =$ 406 [mm] Ecartement

$a_v =$ 150 [mm] Entraxe

Dimensions des tiges d'ancrage

$l_1 =$ 48 [mm]

$l_2 =$ 300 [mm]

$l_3 =$ 96 [mm]

$l_4 =$ 32 [mm]

CHAPITRE VI : Etude des Assemblages

Plaquette			
$l =$	48	[mm]	Longueur
$w =$	48	[mm]	Largeur
$t =$	10	[mm]	Epaisseur

Tableau VI.6.4 : données de l’Ancrage (a partir du Robot)

VI.6.5. Bêche :

Profilé :	IPE 100		
$l_k =$	100	[mm]	Longueur
Matériau :	ACIER		
$\sigma_c =$	235,00	[MPa]	Résistance

Tableau VI.6.5 : données de la Bêche (a partir du Robot)

VI.6.6. Semelle isolée :

$a =$	2900	[mm]	Longueur de la semelle
$b =$	2383	[mm]	Largeur de la semelle
$h =$	750	[mm]	Hauteur de la semelle

Tableau VI.6.6 : données de la Semelle isolée (a partir du Robot)

VI.6.7. Béton :

$f_{c28} =$	25,00	[MPa]	Résistance
$\sigma_{bc} =$	14,17	[MPa]	Résistance
$n =$	15,00		ratio Acier/Béton

Tableau VI.6.7 : données du Béton (a partir du Robot)

VI.6.8. Soudures :

$a_p =$	10	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	4	[mm]	Bêche

Tableau VI.6.8 : données des Soudures (a partir du Robot)

CHAPITRE VI : Etude des Assemblages

VI.6.9. Efforts :

Cas : 8: G+Q+N (1+2+3)*1.00			
N =	-57,45	[kN]	Effort axial
Q _y =	1,40	[kN]	Effort tranchant
Q _z =	2,62	[kN]	Effort tranchant
M _y =	-1,79	[kN*m]	Moment fléchissant
M _z =	1,03	[kN*m]	Moment fléchissant

Tableau: VI.6.9 : données des Efforts (a partir du Robot)

VI.6.10.RESULTATS :

VI.6.10.1. BETON :

d _{tz} =	203	[mm]	Distance de la colonne des boulons d'ancrage de l'axe Y
d _{ty} =	75	[mm]	Distance de la rangée extrême des boulons d'ancrage de l'axe Z
z' ₀ =	580	[mm]	Zone comprimée
p _{m1} =	0,40	[MPa]	Contrainte due à l'effort axial et au moment M _y
p _{m2} =	0,10	[MPa]	Contrainte due au moment M _z

Tableau VI.6.10.1 : Résultat du béton (a partir du Robot)

VI.6.10.2. Vérification du béton pour la pression diamétrale :

p _m =	0,50	[MPa]	Contrainte maxi dans le béton	$p_m = p_{m1} + p_{m2}$
h _b =	2639	[mm]	$h_b = 2 * [(b/2 - 0.5 * (n_v - 1) * a_v) + a_h]$	
b _b =	2383	[mm]	$b_b = \max(2 * (b/2 - 0.5 * (n_v - 1) * a_v) + a_v, b_p)$	
K =	$\max(1.1; 1 + (3 - b_p/b_b - l_p/h_b) * \sqrt{[(1 - b_p/b_b) * (1 - l_p/h_b)]}$		[Lescouarc'h (1.c)]	
K =	3,17	Coefficient de zone de pression dimétrale		
$p_m \leq K * \sigma_{bc}$	0,50 <	44,85	vérifié	(0,01)

Tableau VI.6.10.2 : Vérification du béton pour la pression diamétrale

VI.6.10.3. Ancrage :

N _{j1} =	0,00	[kN]	Effort de traction dû à l'effort axial et au moment M _y
N _{j2} =	0,13	[kN]	Effort de traction dû au moment M _z $N_{j2} = M_z * s/2 / l_z * n * A_j$

CHAPITRE VI : Etude des Assemblages

$N_t = 0,13$ [kN] Force de traction max dans le boulon d'ancrage		$N_t = N_{j1} + N_{j2}$
Vérification de la semelle tendue du poteau		
$l_1 = 150$ [mm]		$l_1 = 0.5 \cdot b_{fc}$
$l_2 = 91$ [mm]		$l_2 = \pi \cdot 0.5 \cdot a_2$
$l_3 = 166$ [mm]		$l_3 = 0.5 \cdot [(b_{fc} - s) + \pi \cdot a_2]$
$l_4 = 166$ [mm]		$l_4 = 0.5 \cdot (s + \pi \cdot a_2)$
$l_{eff} = 91$ [mm]		$l_{eff} = \min(l_1, l_2, l_3, l_4)$
$N_t \leq l_{eff} \cdot t_f \cdot \sigma_{ec}$	$0,13 < 299,74$	vérifié (0,00)
Adhérence		
$N_t \leq \pi \cdot d \cdot \tau_s \cdot (l_2 + 6.4 \cdot r + 3.5 \cdot l_4)$	$0,13 < 45,55$	vérifié (0,00)
Vérification de la résistance de la section filetée d'une tige		
$N_t \leq 0.8 \cdot A_s \cdot \sigma_e$	$0,13 < 30,14$	vérifié (0,00)
Transfert des efforts tranchants		
$ t_z' \leq (A \cdot \sigma_e) / 1.54$	$ 0,00 < 24,47$	vérifié (0,00)
$ t_y' \leq (A \cdot \sigma_e) / 1.54$	$ 0,00 < 24,47$	vérifié (0,00)

Tableau VI.6.10.3 : Résultat et vérification de l'Ancrage (a partir du Robot)

VI.6.10.4. Bêche :

Béton		
$ T_z \leq (l - 30) \cdot \sigma_{bc} \cdot b$	$ 2,62 < 54,54$	vérifié (0,05)
$ T_y \leq (l - 30) \cdot \sigma_{bc} \cdot h$	$ 1,40 < 99,17$	vérifié (0,01)
Ame		
$ T_z \leq f \cdot t \cdot h / \sqrt{3}$	$ 2,62 < 49,29$	vérifié (0,05)
$ T_y \leq f \cdot t \cdot h / \sqrt{3}$	$ 1,40 < 85,07$	vérifié (0,02)
Semelle		
$ T_z \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 2,62 < 164,35$	vérifié (0,02)
$ T_y \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 1,40 < 67,17$	vérifié (0,02)
Soudure âme		

CHAPITRE VI : Etude des Assemblages

$ T_z \leq 2/k^*f * t * h / \sqrt{3}$	$ 2,62 < 137,38$ vérifié	(0,02)
$ T_y \leq 3*b*t*f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 1,40 < 132,40$ vérifié	(0,01)
Semelle		
$ T_z \leq 2*3*b*t*f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 2,62 < 233,00$ vérifié	(0,01)
$ T_y \leq (l - 30) * \sigma_{bc} * b$	$ 1,40 < 157,85$ vérifié	(0,01)
Ame poteau		
$ T_z \leq 3*b*t*f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 2,62 < 592,64$ vérifié	(0,00)
$ T_y \leq 3*b*t*f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 1,40 < 321,29$ vérifié	(0,00)

Tableau VI.6.10.4 :Résultat et vérification de la bêche (a partir du Robot)

VI.6.10.5. Platine :

Zone de traction		
$M_{11'} = 0,02$ [kN*m] Moment fléchissant		$M_{11'} = n_v * N_t * (d_{tz} - h_c / 2)$
$M_{11'} \leq \sigma_e * b_p * t_p^2 / 6$	$0,02 < 11,63$ vérifié	(0,00)
Cisaillement		
$V_{11'} = 0,26$ [kN] Effort tranchant		$V_{11'} = n_v * N_t$
$V_{11'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} * b_p * t_p / 1.5$	$0,26 < 895,47$ vérifié	(0,00)
$t_{pmin} = 0$ [mm]		$t_{pmin} = V_{11'} * 1.5 * \sqrt{3} / (\sigma_e * b_p)$
$t_p \geq t_{pmin}$	$30 > 0$ vérifié	(0,00)
Traction		
$a_1 = 44$ [m] Pince bord de la soudure de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage		$a_1 = a_2 - \sqrt{2}a_p$
$a_2 = 58$ [m] Pince bord de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage		$a_2 = (a_h - h_c) / 2$
$s = 15$ [m] Entraxe verticale des boulons d'ancrage		$s = a_v$
$N_t [daN] \leq 375 * t_p [mm] * [(a_2 / a_1) * (s / (s + a_2))]$	$13,15 < 10729,04$ vérifié	(0,00)
Zone comprimée		

CHAPITRE VI : Etude des Assemblages

$M_{22'} = 1,56$ [kN*m] Moment fléchissant	$M_{22'} = b_p/24 * (l_p-h_c)^2 * (p+2*p_m)$
$M_{22'} \leq \sigma_e * b_p * t_p^2 / 6$	$1,56 < 11,63$ vérifié (0,13)
Cisaillement	
$V_{22'} = 20,30$ [kN] Effort tranchant	$V_{22'} = 0.25 * b_p * (l_p-h_c) * (p+2*p_m)$
$V_{22'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} * b_p * t_p / 1.5$	$20,30 < 895,47$ vérifié (0,02)
$t_{pmin} = 1$ [mm]	$t_{pmin} = V_{22'} * 1.5 * \sqrt{3} / (\sigma_e * b_p)$
$t_p \geq t_{pmin}$	$30 > 1$ vérifié (0,02)
$M_3 = 0,02$ [kN*m] Moment fléchissant	$M_3 = 0.125 * p_m * b_p * (b_p - b_c)^2$
$M_3 \leq \sigma_e * b_p * t_p^2 / 6$	$0,02 < 11,63$ vérifié (0,00)
$t_p \geq 0.139 * (l_p - h_c) * p_m^{1/3}$	$30 > 15$ vérifié (0,50)
Pression diamétrale	
$ t_z = 0,00$ [kN] Effort tranchant	$t_z = (Q_z - 0.3 * N) / n_v$
$ t_z' \leq 3 * d * t_p * \sigma_e$	$ 0,00 < 338,40$ vérifié (0,00)
$ t_y = 0,00$ [kN] Effort tranchant	$t_y = (Q_y - 0.3 * N) / n_v$
$ t_y' \leq 3 * d * t_p * \sigma_e$	$ 0,00 < 338,40$ vérifié (0,00)

Tableau VI.6.10.5. : Résultat et vérification de la Platine (a partir du Robot)

VI.6.10.6. Platine de pré scellement :

Pression diamétrale	
$ t_z' \leq 3 * d * t_{ps} * \sigma_e$	$ 0,00 < 56,40$ vérifié (0,00)
$ t_y' \leq 3 * d * t_{ps} * \sigma_e$	$ 0,00 < 56,40$ vérifié (0,00)

Tableau VI.6.10.6: vérification de la Platine de pré scellement (a partir du Robot)

Chapitre VII:
Etude de l'infrastructure

VII.1.CALCUL DES FONDATIONS:

Les fondations forment la partie de l'ouvrage se trouvant en contact direct avec le terrain d'assise et dont le rôle est de transmettre à ce dernier toutes les charges supportées par cet ouvrage. Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble

Le dimensionnement des fondations est fait selon le règlement BAEL91

VII.1.1.Charge à prendre en considération

	Effort	ELU	ELS
Semelle	N_{sd} (daN)	64172	55333
	M_{sd} (da N.m)	13796	153
$\overline{\sigma}_{sol}$	2.5 bar = 0.18Mpa = 25000daN/m²		

Tableau VII.1: Récapitulatif des charges

VII.1.2.Dimensionnement de la semelle

➤ **Détermination de A et B**

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} A = B \times \frac{a}{b} \\ B = A \times \frac{b}{a} \end{cases}$$

On a :

$$\alpha = 0.6\text{m}$$

⇒ Semelle isolée

$$b = 0.35\text{m}$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = \frac{N_s}{A \times B} \quad \Rightarrow \quad A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}}}$$

$$\Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{64172}{25000}} \Rightarrow A \geq 1.60\text{m} \quad \Rightarrow A = 2.3\text{m}$$

$$\Rightarrow B = A \times \frac{b}{a} = 2 \times \frac{0.35}{0.6} = 1.345 \Rightarrow B = 1.7\text{m}$$

-Donc on prend une semelle de dimensions (2.3 × 1.7) m²

➤ **b. Détermination de d et h:** $h = d + 5 \text{ cm}$

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A - a \Rightarrow \frac{1.7-0.35}{4} \leq d \leq 2.3 - 0.6$$

$$\Rightarrow 34 \text{ cm} \leq d \leq 170 \text{ cm}$$

donc on prend $d = 40 \text{ cm}$

$$\text{Alors } h = 40 + 5 = 45 \text{ cm}$$

VII.1.3. 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.

$$e_0 = \frac{M_S}{N_S} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_0 = 0.24 \text{ m} < \frac{B}{4} = 0.43 \text{ m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII.1.4. Calcul du ferrailage

ELU

$$A_U = \frac{N_U \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$N_U = 64172 \text{ daN}$$

$$A_U = \frac{641.72 \times 10^{-3} \times (2.3 - 0.6)}{8 \times 0.40 \times 347.82} = 7.75 \text{ cm}^2$$

ELS

$$A_s = \frac{N_s \times (A - a)}{8 \times d \times \overline{\sigma}_{sol}}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{sol} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n \times f_{c28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$N_s = 55333 \text{ daN}$$

$$A_s = \frac{553.33 \times 10^{-3} \times (2.3 - 0.6)}{8 \times 0.40 \times 201.63} = 14.5 \text{ cm}^2$$

Nous avons $A_s > A_u$ donc on prend un ferrailage de

En X :

HA 400 14,0 l = 2,69 (m) e = 15

En Y :

HA 400 12,0 l = 1,98 (m) e = 10

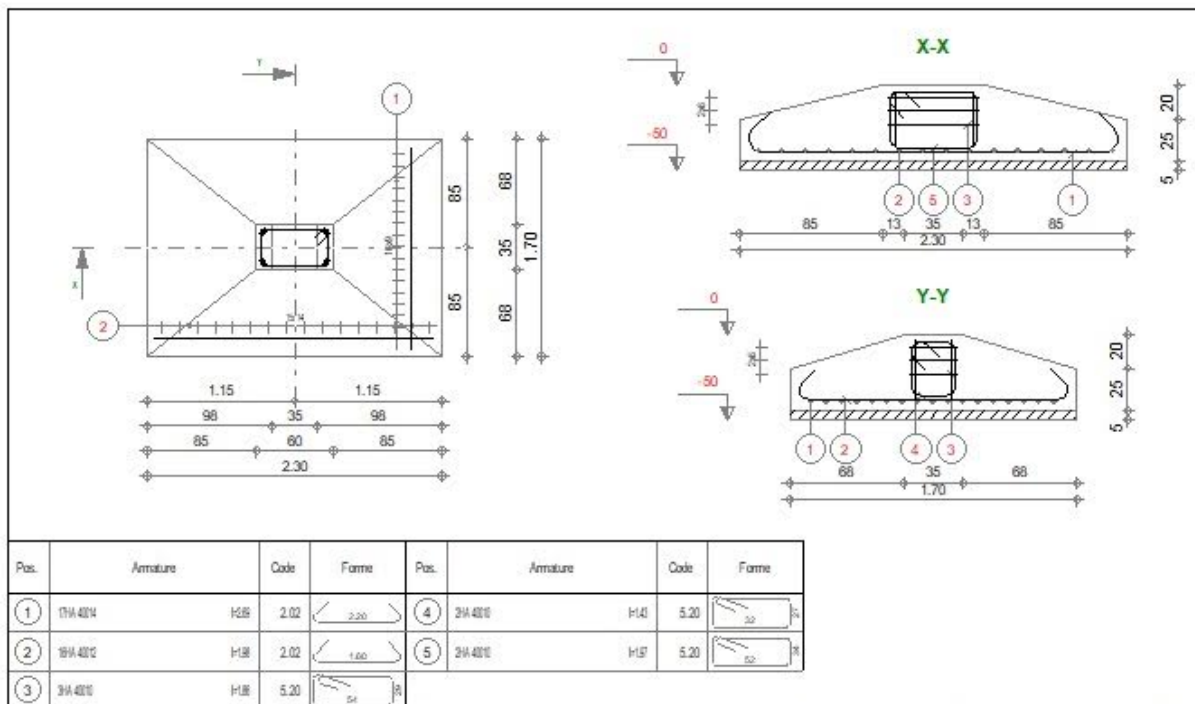


Figure VII.1: Ferrailage des semelles isolées

VII.2.CALCUL DES LONGRINES:

Une longrine est un élément de structure ayant la forme d'une poutre et orientée horizontalement, supportant des forces mécaniques importes.

Elle assure la liaison transversale entre les poteaux au niveau des massif de fondation et qui sert à répartir les répartir les charges (des murs supportés ou à les reporter vers des appuis.

VII.2.1.Dimensionnement des longrines

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

VI.2.2. Calcul du ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max \left[\frac{N}{\alpha} ; 20 \text{KN} \right]$$

Avec :

N : Egale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3 ($\alpha = 15$)

a. L'ELU :

$$\frac{N_u}{\alpha} = \frac{64172}{15} = 4278.13 \text{ daN}$$

b. L'ELS :

$$\frac{N_s}{\alpha} = \frac{55333}{15} = 3688.87 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow F = \max [42.78; 36.89; 20] = 42.78 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

$$A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{0.043}{347.82} = 1.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{sts}} = \frac{0.043}{201.6} = 2.13 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale : $A_{min} = 0,6\% B = 0,6\% (25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$

-On prend donc $A_{st} \text{ 6T12} = 6,79 \text{ cm}^2$

VII.2.3. Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{st} \leq 0,23 b \times d \times \frac{f_c 28}{f_e}$$
$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2 \\ 0,23 b \times d \times \frac{f_c 28}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 30 \times \frac{25}{400} = 10,78 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII.2.4. Calcul d'armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_t \text{ min} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{300}{35} ; 1 ; \frac{250}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min (8,5 ; 1 ; 25) \text{ mm}$$

Alors on prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

VII.2.5. Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15 \phi_t)$$

$$\Rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm} ; 12 \text{ cm}) \text{ Alors on adopte un espacement } S_t$$

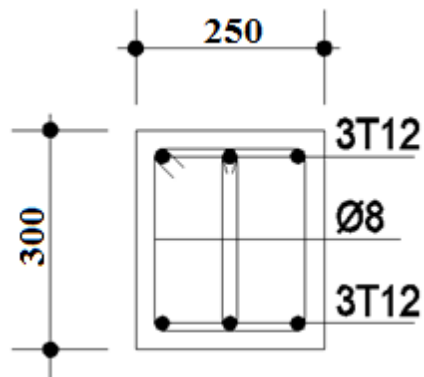


Figure VII.2: Ferrailage des longrines

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.

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 st 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 cite parmi elles :

- Protection par peinture intumescente
- Protection par produit projeté :
 - ✓ Les produits de ciment ou de plâtre.
 - ✓ Les produits à base 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'AithonA90, qui résiste jusqu'à

Min à une température allant de 270°C à 300

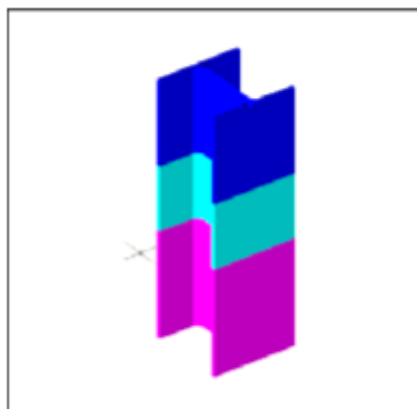


Figure VIII.1: Système intumescent

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

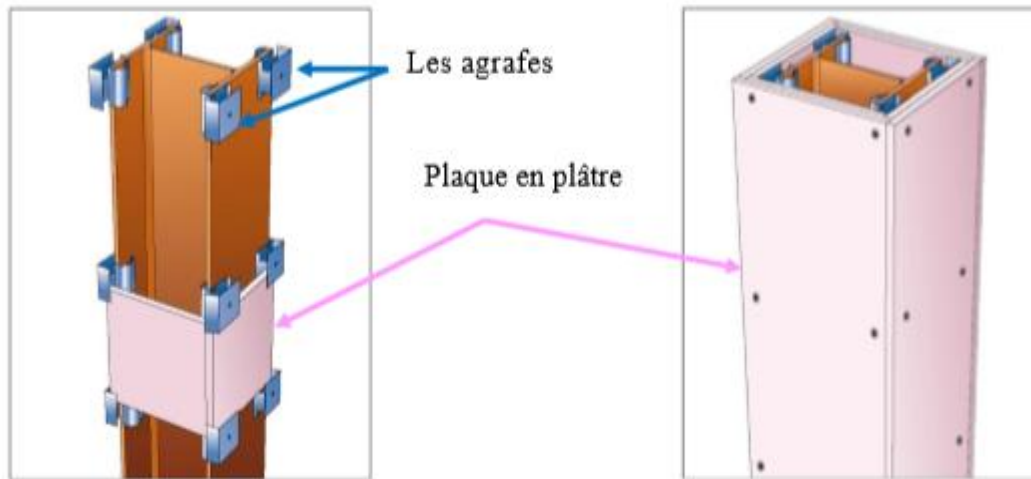


Figure VIII.2: Protection du profilé par plaque en plâtre

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 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.

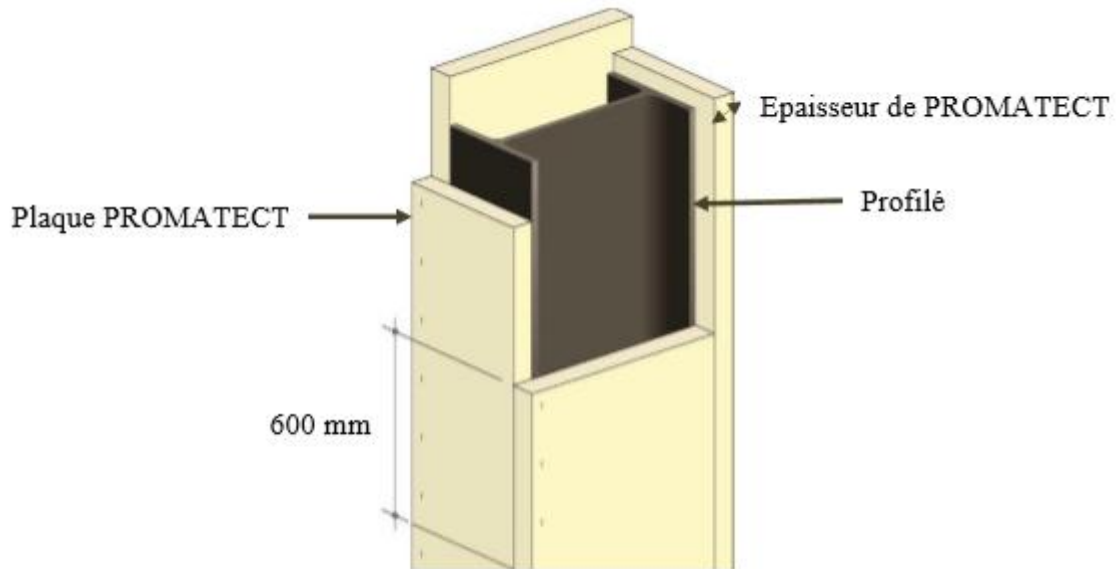


Figure VII.3: Protection du profilé par plaque PROMATECT.

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.

Annexes

CONCLUSION GENERALE

En conclusion, nous devons avouer que rétrospectivement nous sommes satisfaits de cet mémoire puisque nous avons atteint des nouveaux objectifs.

En effet, ce mémoire nous a permis d'élargir nos connaissances dans le domaine de la construction métallique qui est un domaine très vaste et d'acquérir de nouvelles connaissances complémentaires nécessaires pour notre formation.

Au cours de l'étude de cette construction métallique, nous sommes parvenus à un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- La stabilité d'ensemble est obtenue à partir de la rigidité des connexions et de l'utilisation de systèmes de contreventement.
- Les contreventements peuvent modifier la longueur de flambement des poteaux
- La bonne maîtrise de codes de calcul comme EC3 et EC4, ainsi que les logiciels de modélisation comme ROBOT AUTODESK sont très importants pour une meilleure précision et optimisation d'éléments constructifs.
- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaire soit-ils, ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement de la structure proche du réel.
- La stabilité de la structure est assurée par une minimisation des déplacements horizontaux ainsi qu'une stabilité de l'ensemble vis-à-vis du vent et du séisme.
- Certains élément pré dimensionné sous les combinaisons statique peuvent êtres changés l'ors de l'étude dynamique.

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste Domaine, il nous acquis des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans ma Future vie professionnelle.

Annexe A

A.2.Effet du vent :

Zone	V _{réf} (m/s)
I	25
II	27
III	29
IV	31

Tableau A.1 valeurs de la vitesse de référence du vent

Zone	q _{réf} (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau A.2 valeurs de la pression dynamique de référence

Catégories de terrain	K _r	z ₀ (m)	z ₀ ⁱⁿ (m)	ε
I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0,17	0,01	2	0,11
II Régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0,19	0,05	4	0,26
III Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	0,22	0,3	8	0,37
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,24	1	16	0,46

Tableau A.3 définition des catégories de terrain

Annexes

Site	$C_t(z)$
site plat ($\Phi < 0,05$, voir § 4.3.4)	1
site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir	1,3
site aux alentours des plateaux	1,15
site aux alentours des collines	1,15
site montagneux	1,5

Tableau A.3.valeurs de $C_t(z)$

Annexe B

VALEURS DES CHARGES NV selon NV65 Maroc

CHARGE DE VENT

Cas de charge : Vent G/D perméab.

barre : 1	P : de -1,80 kN/m	pour $x = 0,000$ à	-2,15 kN/m	pour $x = 1,000$
barre : 3	P : de 0,15 kN/m	pour $x = 0,000$ à	0,16 kN/m	pour $x = 0,000$
	P : de 0,15 kN/m	pour $x = 0,000$ à	0,15 kN/m	pour $x = 0,000$
barre : 4	P : de -0,26 kN/m	pour $x = 0,000$ à	-0,26 kN/m	pour $x = 0,332$
	P : de -0,26 kN/m	pour $x = 0,332$ à	-0,26 kN/m	pour $x = 1,000$

Cas de charge : Vent D/G perméab.

barre : 3	P : de -0,26 kN/m	pour $x = 0,000$ à	-0,26 kN/m	pour $x = 0,000$
	P : de -0,26 kN/m	pour $x = 0,000$ à	-0,26 kN/m	pour $x = 0,000$
barre : 4	P : de 0,15 kN/m	pour $x = 0,000$ à	0,15 kN/m	pour $x = 0,332$
	P : de 0,16 kN/m	pour $x = 0,332$ à	0,15 kN/m	pour $x = 1,000$
barre : 2	P : de 1,80 kN/m	pour $x = 0,000$ à	2,15 kN/m	pour $x = 1,000$

Cas de charge : Vent Av./Arr. perméab.

barre : 1	P : de 1,71 kN/m	pour $x = 0,000$ à	2,04 kN/m	pour $x = 1,000$
barre : 3	P : de 1,94 kN/m	pour $x = 0,000$ à	1,97 kN/m	pour $x = 0,000$
	P : de 1,97 kN/m	pour $x = 0,000$ à	1,98 kN/m	pour $x = 0,000$
barre : 4	P : de 1,98 kN/m	pour $x = 0,000$ à	1,97 kN/m	pour $x = 0,332$
	P : de 1,97 kN/m	pour $x = 0,332$ à	1,94 kN/m	pour $x = 1,000$
barre : 2	P : de -1,71 kN/m	pour $x = 0,000$ à	-2,04 kN/m	pour $x = 1,000$

Cas de charge : Vent Arr./Av. perméab.

barre : 1	P : de 0,00 kN/m	pour $x = 0,000$ à	0,00 kN/m	pour $x = 1,000$
barre : 3	P : de -0,09 kN/m	pour $x = 0,000$ à	-0,09 kN/m	pour $x = 0,000$
	P : de -0,09 kN/m	pour $x = 0,000$ à	-0,09 kN/m	pour $x = 0,000$
barre : 4	P : de -0,09 kN/m	pour $x = 0,000$ à	-0,09 kN/m	pour $x = 0,332$
	P : de -0,09 kN/m	pour $x = 0,332$ à	-0,09 kN/m	pour $x = 1,000$
barre : 2	P : de -0,00 kN/m	pour $x = 0,000$ à	-0,00 kN/m	pour $x = 1,000$

Annexes

Annexe C

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 A.4. coefficient d'acciliration de zone A

Remplissage	Portiques	Acier	Voiles ou murs
	Béton armé		Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau A.4. VALEURS DE ξ (%)

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 A.5.valeurs des pénalités P_q

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 A.6.valeurs de T_1 ET T_1

Annexes

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie	5
1b	rigide	3,5
2	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie	3,5
3	rigide	3,5
4a	Voiles porteurs	5
4b	Noyau	4
5	Mixte portiques/voiles avec interaction	2
6	Portiques contreventés par des voiles Console verticale à masses réparties Pendule inverse	2
B	Acier	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
C	Maçonnerie	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

Tableau valeurs du coefficient de comportement R

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 valeurs du coefficient C_T

Annexes

TABLEAUX DES PROFILS

Désignation Designation Обозначение	Dimensions Размеры						A mm ² x10 ³	Dimensions de construction Dimensions for detailing Конструкционные размеры					Surface Площадь поверхности	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm		h ₁ mm	d mm	Ø mm	p _{max} mm	p _{min} mm	A ₁ m ² /m	A ₂ m ² /t
IPE AA 80*	4,9	78	46	3,2	4,2	5,0	6,31	69,6	59,6	-	-	-	0,325	65,62
IPE A 80-/*	5,0	78	46	3,3	4,2	5,0	6,38	69,6	59,6	-	-	-	0,325	64,90
IPE 80*	6,0	80	46	3,8	5,2	5,0	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64
IPE AA 100*	6,7	97,6	55	3,6	4,5	7,0	8,56	88,6	74,6	-	-	-	0,396	58,93
IPE A 100-/*	6,9	98	55	3,6	4,7	7,0	8,8	88,6	74,6	-	-	-	0,397	57,57
IPE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7,0	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,400	49,33
IPE AA 120*	8,4	117	64	3,8	4,8	7,0	10,7	107,4	93,4	-	-	-	0,470	56,26
IPE A 120-	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7,0	11,0	107,4	93,4	-	-	-	0,472	54,47
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7,0	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82
IPE AA 140*	10,1	136,6	73	3,8	5,2	7,0	12,8	126,2	112,2	-	-	-	0,546	54,26
IPE A 140-	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7,0	13,4	126,2	112,2	-	-	-	0,547	52,05
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7,0	16,4	126,2	112,2	-	-	-	0,551	42,70
IPE AA 160*	12,1	156,4	82	4,0	5,6	7,0	15,4	145,2	131,2	-	-	-	0,621	50,40
IPE A 160-	12,7	157	82	4,0	5,9	9,0	16,2	145,2	127,2	-	-	-	0,619	48,70
IPE 160	15,8	160	82	5,0	7,4	9,0	20,1	145,2	127,2	-	-	-	0,623	39,47
IPE AA 180*	14,9	176,4	91	4,3	6,2	9,0	19,0	164,0	146,0	M 10	48	48	0,693	46,37
IPE A 180-	15,4	177	91	4,3	6,5	9,0	19,6	164,0	146,0	M 10	48	48	0,694	45,15
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8,0	9,0	23,9	164,0	146,0	M 10	48	48	0,698	37,13
IPE O 180+	21,3	182	92	6,0	9,0	9,0	27,1	164,0	146,0	M 10	50	50	0,705	33,12
IPE AA 200*	18,0	196,4	100	4,5	6,7	12,0	22,9	183,0	159,0	M 10	54	58	0,763	42,51
IPE A 200-	18,4	197	100	4,5	7,0	12,0	23,5	183,0	159,0	M 10	54	58	0,764	41,49
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12,0	28,5	183,0	159,0	M 10	54	58	0,768	34,36
IPE O 200+	25,1	202	102	6,2	9,5	12,0	32,0	183,0	159,0	M 10	56	60	0,779	31,05
IPE AA 220*	21,2	216,4	110	4,7	7,4	12,0	27,0	201,6	177,6	M 12	60	62	0,843	39,78
IPE A 220-	22,2	217	110	5,0	7,7	12,0	28,3	201,6	177,6	M 12	60	62	0,843	38,02
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12,0	33,4	201,6	177,6	M 12	60	62	0,848	32,36
IPE O 220+	29,4	222	112	6,6	10,2	12,0	37,4	201,6	177,6	M 10	58	66	0,858	29,24

Annexes

Notations pages 205-209 / Пояснения на стр. 205-209

Désignation Designation Обозначение	Valeurs statiques / Section properties / Справочные значения													Classification классификация согласно EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
	axe fort y-y strong axis y-y ось y-y						axe faible z-z weak axis z-z ось z-z						Pure bending Частый изгиб y-y			Pure compression Частое сжатие						
	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 _c 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	s _x mm	I _z mm ⁴ x10 ⁴	L _z mm ⁴ x10 ⁴	S235	S355	S460	S235	S355	S460			
IFE AA 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	-	✓		
IFE A 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	-	✓		
IFE 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	-	✓		
IFE AA 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	-	✓		
IFE A 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	-	✓		
IFE 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	-	✓		
IFE AA 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	-	✓		
IFE A 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	-	✓		
IFE 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	-	✓		
IFE AA 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	-	✓		
IFE A 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	✓	✓	✓
IFE 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	✓	✓	✓
IFE AA 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	-	✓		
IFE A 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	✓	✓	✓
IFE 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	✓	✓	✓
IFE AA 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	-	✓		
IFE A 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	2	3	4	✓	✓	✓
IFE 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	2	3	✓	✓	✓
IFE O 180	21,3	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	✓	✓	✓
IFE AA 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	-	✓		
IFE A 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	✓	✓	✓
IFE 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	✓	✓	✓
IFE 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	✓	✓	✓
IFE AA 220	21,2	2219	205	230	9,07	12,8	165	29,9	46,5	2,47	33,6	5,02	17,9	1	1	-	2	4	-	✓		
IFE A 220	22,2	2317	214	240	9,05	13,6	171	31,2	48,5	2,46	34,5	5,69	18,7	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IFE 220	26,2	2772	252	285	9,11	15,9	205	37,3	58,1	2,48	38,4	9,07	22,7	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
IFE O 220	29,4	3134	282	321	9,16	17,7	240	42,8	66,9	2,53	41,1	12,3	26,8	1	1	1	1	2	2	✓	✓	✓

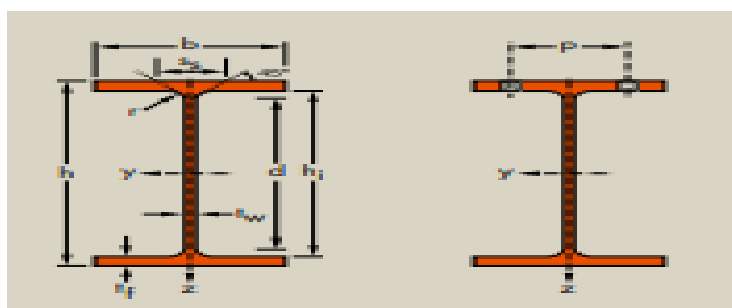
Annexes

Désignation Designation Обозначение	Dimensions Размеры						Dimensions de construction Dimensions for detailing Конструкционные размеры						Surface поверхности	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A mm ² x10 ²	h _t mm	d mm	Ø mm	p _{min} mm	p _{max} mm	A _f m ² /m	A _c m ² /t
IFE AA 240*	24,9	236,4	120	4,8	8,0	15,0	31,7	220,4	190,4	M 12	64	68	0,917	36,86
IFE A 240-	26,2	237	120	5,2	8,3	15,0	33,3	220,4	190,4	M 12	64	68	0,918	35,10
IFE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15,0	39,1	220,4	190,4	M 12	66	68	0,922	30,02
IFE O 240+	34,3	242	122	7,0	10,8	15,0	43,7	220,4	190,4	M 12	66	70	0,932	27,17
IFE A 270-	30,7	267	135	5,5	8,7	15,0	39,2	249,6	219,6	M 16	70	72	1,037	33,75
IFE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15,0	45,9	249,6	219,6	M 16	72	72	1,041	28,86
IFE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15,0	53,8	249,6	219,6	M 16	72	72	1,051	24,88
IFE A 300-	36,5	297	150	6,1	9,2	15,0	46,5	278,6	248,6	M 16	72	86	1,156	31,65
IFE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15,0	53,8	278,6	248,6	M 16	72	86	1,160	27,46
IFE O 300+	49,3	304	152	8,0	12,7	15,0	62,8	278,6	248,6	M 16	74	88	1,174	23,81
IFE A 330-	43,0	327	160	6,5	10,0	18,0	54,7	307,0	271,0	M 16	78	96	1,250	29,09
IFE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18,0	62,6	307,0	271,0	M 16	78	96	1,254	25,52
IFE O 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18,0	72,6	307,0	271,0	M 16	80	98	1,268	22,24
IFE A 360-	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18,0	64,0	334,6	298,6	M 22	86	88	1,351	26,91
IFE 360	57,1	360	170	8,0	12,7	18,0	72,7	334,6	298,6	M 22	88	88	1,353	23,70
IFE O 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18,0	84,1	334,6	298,6	M 22	90	90	1,367	20,69
IFE A 400-	57,4	397	180	7,0	12,0	21,0	73,1	373,0	331,0	M 22	94	98	1,464	25,51
IFE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21,0	84,5	373,0	331,0	M 22	96	98	1,467	22,12
IFE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21,0	96,4	373,0	331,0	M 22	96	100	1,481	19,57
IFE A 450-	67,2	447	190	7,6	13,1	21,0	85,6	420,8	378,8	M 24	100	102	1,603	23,87
IFE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21,0	98,8	420,8	378,8	M 24	100	102	1,605	20,69
IFE O 450+	92,4	456	192	11,0	17,6	21,0	118	420,8	378,8	M 24	102	104	1,622	17,56
IFE A 500-	79,4	497	200	8,4	14,5	21,0	101	468,0	426,0	M 24	100	112	1,741	21,94
IFE 500	90,7	500	200	10,2	16,0	21,0	116	468,0	426,0	M 24	102	112	1,744	19,23
IFE O 500+	107	506	202	12,0	19,0	21,0	137	468,0	426,0	M 24	104	114	1,760	16,4

Annexes

Notations pages 205-209 / Пояснения на стр. 205-209

Désignation Designation Обозначение	Valeurs statiques / Section properties / Справочные значения													Classification классификация согласно EN 1993-1-1:2005						EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2001
	axe fort y-y strong axis y-y ось y-y						axe faible z-z weak axis z-z ось z-z						Pure bending Чистый изгиб y-y			Pure compression Чистое сжатие						
	G kg/m	I _y mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,y} mm ³ x10 ³	W _{pl,y} ♣ mm ³ x10 ³	I _z mm ⁴ x10 ⁴	A _s mm ² x10 ²	I _y mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,z} mm ³ x10 ³	W _{pl,z} ♣ mm ³ x10 ³	I _z mm ⁴ x10 ⁴	s _x mm	I _y mm ⁴ x10 ⁴	I _z mm ⁴ x10 ⁴	S235	S355	S460	S235	S355	S460			
IPE AA 240	24,9	3154	267	298	9,97	15,3	231	38,6	60,0	2,70	38,4	7,33	30,1	1	1	-	3	4	-	✓	✓	✓
IPE A 240	26,2	3290	278	312	9,94	16,3	240	40,0	62,4	2,68	39,4	8,35	31,3	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 240	30,7	3892	324	367	9,97	19,1	284	47,3	73,9	2,69	43,4	12,9	37,4	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
IPE O 240	34,3	4369	361	410	10,0	21,4	329	53,9	84,4	2,74	46,2	17,2	43,7	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE A 270	30,7	4917	368	413	11,2	18,8	358	53,0	82,3	3,02	40,5	10,3	59,5	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 270	36,1	5790	429	484	11,2	22,1	420	62,2	97,0	3,02	44,6	15,9	70,6	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE O 270	42,3	6947	507	575	11,4	25,2	514	75,5	118	3,09	49,5	24,9	87,6	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE A 300	36,5	7173	483	542	12,4	22,3	519	69,2	107	3,34	42,1	13,4	107	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 300	42,2	8356	557	628	12,5	25,7	604	80,5	125	3,35	46,1	20,1	126	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 300	49,3	9994	658	744	12,6	29,1	746	98,1	153	3,45	51,0	31,1	158	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE A 330	43	10230	626	702	13,7	27,0	685	85,6	133	3,54	47,6	19,6	172	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 330	49,1	11770	713	804	13,7	30,8	788	98,5	154	3,55	51,6	28,2	199	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 330	57	13910	833	943	13,8	34,9	960	119	185	3,64	56,6	42,2	246	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE A 360	50,2	14520	812	907	15,1	29,8	944	111	172	3,84	50,7	26,5	282	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 360	57,1	16270	904	1019	15,0	35,1	1043	123	191	3,79	54,5	37,3	314	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 360	66	19050	1047	1186	15,1	40,2	1251	146	227	3,86	59,7	55,8	380	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE A 400	57,4	20290	1022	1144	16,7	35,8	1171	130	202	4,00	55,6	34,8	432	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 400	66,3	23130	1160	1307	16,6	42,7	1318	146	229	3,95	60,2	51,1	490	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 400	75,7	26750	1324	1502	16,7	48,0	1564	172	269	4,03	65,3	73,1	588	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE A 450	67,2	29760	1331	1494	18,7	42,3	1502	158	246	4,19	58,4	45,7	705	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 450	77,6	33740	1500	1702	18,5	50,9	1676	176	276	4,12	63,2	66,9	791	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 450	92,4	40920	1795	2046	18,7	59,4	2085	217	341	4,21	70,8	109	998	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE A 500	79,4	42930	1728	1946	20,6	50,4	1939	194	302	4,38	62,0	62,8	1125	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 500	90,7	48200	1930	2194	20,4	59,9	2142	214	336	4,31	66,8	89,3	1249	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 500	107	57780	2284	2613	20,6	70,2	2622	260	409	4,38	74,6	144	1548	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓



Annexes

Désignation Designation Обозначение	Dimensions Размеры						A mm ² x10 ⁶	Dimensions de construction Dimensions for detailing Конструкционные размеры					Surface Площадь поверхности	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm		h ₁ mm	d mm	Ø mm	p _{min} mm	p _{max} mm	A ₁ m ² /m	A ₂ m ² /t
HE 220 AA*	40,4	205	220	6	8,5	18	51,5	188	152	M 27	98	118	1,247	30,87
HE 220 A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118	1,255	24,85
HE 220 B	71,5	220	220	9,5	16	18	91,0	188	152	M 27	100	118	1,270	17,77
HE 220 C*	94,1	230	223	12,5	21	18	119,9	188	152	M 27	104	122	1,296	13,77
HE 220 M	117	240	226	15,5	26	18	149,4	188	152	M 27	108	124	1,322	11,27
HE 240 AA*	47,4	224	240	6,5	9	21	60,4	206	164	M 27	104	138	1,359	28,67
HE 240 A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	206	164	M 27	104	138	1,369	22,70
HE 240 B	83,2	240	240	10	17	21	106,0	206	164	M 27	108	138	1,384	16,63
HE 240 C*	119	255	244	14	24,5	21	152,2	206	164	M 27	112	142	1,422	11,90
HE 240 M	157	270	248	18	32	21	199,6	206	164	M 27	116	146	1,460	9,318
HE 260 AA*	54,1	244	260	6,5	9,5	24	69,0	225	177	M 27	110	158	1,474	27,22
HE 260 A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158	1,484	21,77
HE 260 B	93,0	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M 27	114	158	1,499	16,12
HE 260 C*	132	275	264	14	25	24	168,4	225	177	M 27	118	162	1,537	11,63
HE 260 M	172	290	268	18	32,5	24	219,6	225	177	M 27	122	166	1,575	9,133
HE 280 AA*	61,2	264	280	7	10	24	78,0	244	196	M 27	110	178	1,593	26,01
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178	1,603	20,99
HE 280 B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M 27	114	178	1,618	15,69
HE 280 C*	145	295	284	14,5	25,5	24	185,2	244	196	M 27	118	182	1,656	11,39
HE 280 M	189	310	288	18,5	33	24	240,2	244	196	M 27	122	186	1,694	8,984
HE 300 AA*	69,8	283	300	7,5	10,5	27	88,9	262	208	M 27	116	198	1,705	24,42
HE 300 A	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M 27	118	198	1,717	19,43
HE 300 B	117	300	300	11	19	27	149,1	262	208	M 27	120	198	1,732	14,80
HE 300 C*	177	320	305	16	29	27	225,1	262	208	M 27	126	204	1,782	10,08
HE 300 M	238	340	310	21	39	27	303,1	262	208	M 27	132	208	1,832	7,699
HE 320 AA*	74,2	301	300	8	11	27	94,6	279	225	M 27	118	198	1,740	23,43
HE 320 A	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	279	225	M 27	118	198	1,756	17,98
HE 320 B	127	320	300	11,5	20,5	27	161,3	279	225	M 27	122	198	1,771	13,98
HE 320 C*	186	340	305	16	30,5	27	236,9	279	225	M 27	126	204	1,822	9,796
HE 320 M	245	359	309	21	40	27	312,0	279	225	M 27	132	204	1,866	7,616

Annexes

Notations pages 205-209 / Пояснения на стр. 205-209

Désignation Designation Обозначение	Valeurs statiques / Section properties / Справочные значения												Classification классификация согласно EN 1993-1-1:2005						EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2001	
	axe fort y-y strong axis y-y ось y-y						axe faible z-z weak axis z-z ось z-z						Pure bending Чистый изгиб y-y			Pure compression Чистое сжатие						
	G kg/m	I _y mm ⁴ x10 ⁸	W _{el,y} mm ³ x10 ⁴	W _{pl,y} ★ mm ³ x10 ⁴	i _y mm	A _e mm ² x10 ²	I _z mm ⁴ x10 ⁸	W _{el,z} mm ³ x10 ⁴	W _{pl,z} ★ mm ³ x10 ⁴	i _z mm	r _z mm	I _t mm ⁴ x10 ⁸	I _w mm ⁶ x10 ¹⁰	S235	S355	S460	S235	S355				S460
HE 220 AA	40,4	4170	406,9	445,5	9,00	17,63	1510	137,3	209,3	5,42	44,09	15,93	145,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 220 A	50,5	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 220 B	71,5	8091	735,5	827,0	9,43	27,92	2843	258,5	393,9	5,59	62,59	76,57	295,4	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 220 C	94,1	11180	972,2	1114	9,65	36,47	3888	348,7	532,4	5,69	75,59	168,2	423,9	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 220 M	117	14600	1217	1419	9,89	45,31	5012	443,5	678,6	5,79	88,59	315,3	572,7	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
HE 240 AA	47,4	5835	521,0	570,6	9,83	21,54	2077	173,1	264,4	5,87	49,10	22,98	239,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 240 A	60,3	7763	675,1	744,6	10,05	25,18	2769	230,7	351,7	6,00	56,10	41,55	328,5	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 240 B	83,2	11260	938,3	1053	10,31	33,23	3923	326,9	498,4	6,08	68,60	102,7	486,9	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 240 C	119	17330	1359	1564	10,67	46,35	5942	487,1	743,8	6,25	87,60	288,7	787,9	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 240 M	157	24290	1799	2117	11,03	60,07	8153	657,5	1006	6,39	106,6	627,9	1152	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
HE 260 AA	54,1	7981	654,1	714,5	10,76	24,75	2788	214,5	327,7	6,36	53,62	30,31	382,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 260 A	68,2	10450	836,4	919,8	10,97	28,76	3668	282,1	430,2	6,50	60,62	52,37	516,4	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 260 B	93,0	14920	1148	1283	11,22	37,59	5135	395,0	602,2	6,58	73,12	123,8	753,7	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 260 C	132	22590	1643	1880	11,58	51,94	7680	581,8	888,3	6,75	92,12	336,4	1198	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 260 M	172	31310	2159	2524	11,94	66,89	10450	779,7	1192	6,90	111,1	719,0	1728	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 280 AA	61,2	10560	799,8	873,1	11,63	27,52	3664	261,7	399,4	6,85	55,12	36,22	590,1	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 280 A	76,4	13670	1013	1112	11,86	31,74	4763	340,2	518,1	7,00	62,12	62,10	785,4	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 280 B	103	19270	1376	1534	12,11	41,09	6595	471,0	717,6	7,09	74,62	143,7	1130	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 280 C	145	28810	1953	2225	12,47	56,26	9750	686,6	1047	7,26	93,62	382,5	1768	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 280 M	189	39550	2551	2966	12,83	72,03	13160	914,1	1397	7,40	112,6	807,3	2520	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 300 AA	69,8	13800	975,6	1065	12,46	32,37	4734	315,6	482,3	7,30	60,13	49,35	877,2	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 300 A	88,3	18260	1260	1383	12,74	37,28	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 300 B	117	25170	1678	1869	12,99	47,43	8563	570,9	870,1	7,58	80,63	185,0	1688	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 300 C	177	40950	2559	2927	13,49	68,48	13736	900,7	1374	7,81	105,6	598,3	2903	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 300 M	238	59200	3482	4078	13,98	90,53	19400	1252	1913	8,00	130,6	1408	4386	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 320 AA	74,2	16450	1093	1196	13,19	35,40	4959	330,6	505,7	7,24	61,63	55,87	1041	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 320 A	97,6	22930	1479	1628	13,58	41,13	6985	465,7	709,7	7,49	71,63	108,0	1512	1	2	3	1	2	3	✓	HI	HI
HE 320 B	127	30820	1926	2149	13,82	51,77	9239	615,9	939,1	7,57	84,13	225,1	2069	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 320 C	186	48710	2865	3274	14,34	72,25	14446	947	1445	7,81	108,6	679,1	3454	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 320 M	245	68130	3796	4435	14,78	94,85	19710	1276	1951	7,95	132,6	1501	5004	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI

Annexes

Profils	Position du centre de gravité		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion	Moment d'inertie de gauchissement
	d_1	$d_2 = v_2$	I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}		
	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²		
UAP 80	1,61	2,89	107,13	26,78	3,17	31,87	4,51	21,33	7,38	1,41	13,70	7,20	1,90	0,18
UAP 100	1,70	3,30	209,50	41,90	3,96	49,59	6,07	32,83	9,95	1,57	18,54	8,50	2,65	0,45
UAP 130	1,77	3,73	459,56	70,70	5,12	83,51	8,52	51,34	13,78	1,71	25,64	10,45	4,15	1,22
UAP 150	2,05	4,45	796,06	106,14	5,90	125,27	11,28	93,25	20,97	2,02	38,91	13,33	6,51	2,99
UAP 175	2,12	4,88	1269,99	145,14	6,85	171,47	13,97	126,36	25,92	2,16	47,62	15,05	8,43	5,62
UAP 200	2,22	5,28	1945,85	194,59	7,80	230,12	16,97	169,69	32,13	2,30	58,49	17,25	11,24	9,98
UAP 220	2,40	5,60	2709,93	246,36	8,64	289,90	18,83	222,31	39,68	2,48	72,78	20,00	14,40	15,82
UAP 250	2,45	6,05	4136,42	330,91	9,72	391,76	23,89	295,44	48,87	2,60	87,94	22,95	20,38	27,43
UAP 300	2,96	7,04	8170,18	544,68	11,81	639,31	30,64	562,07	79,88	3,10	146,23	32,00	36,30	75,04

Profils	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	Surface de peinture			
	h	b	t_w	t_f	r	d			P	A	m ² /m	m ² /t
	mm	mm	mm	mm	mm	mm						
UAP 80	80	45	5,0	8,0	8,0	48	8,38	10,67	0,323	38,56		
UAP 100	100	50	5,5	8,5	8,5	66	10,50	13,38	0,382	36,35		
UAP 130	130	55	6,0	9,5	9,5	92	13,74	17,50	0,460	33,48		
UAP 150	150	65	7,0	10,3	10,3	109	17,93	22,84	0,537	28,96		
UAP 175	175	70	7,5	10,8	10,8	132	21,24	27,06	0,606	28,52		
UAP 200	200	75	8,0	11,5	11,5	154	25,10	31,98	0,674	26,86		
UAP 220	220	80	8,0	12,5	12,5	170	28,47	36,27	0,733	25,75		
UAP 250	250	85	9,0	13,5	13,5	196	34,38	43,80	0,810	23,57		
UAP 300	300	100	9,5	16,0	16,0	236	45,97	58,56	0,967	21,04		

Références bibliographiques

[1] Règlement Neige et Vent « R.N.V 99 version 2013 » (D.T.R.C 2-4.7) **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)**

[2] charges et surcharges (D.T.R.C 2.2) **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)**

[3] Règles de conception et de calcul des structures en acier « EUROCODE 3 » **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)**

[4] Règles parasismiques algériennes « RPA 99 version 2003 » **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)**

[5] Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97» **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)**

[6] Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie).**

[7] Règle de conception et de calcul des structures en acier (CCM97)

[8] BENSALAH H.et LAHMER I., 2017, ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN HANGAR METALLIQUE DE STOCKAGE A AIN TEMOUCHENT

[9] EL FANGRA B., 2017, Dimensionnement d'un hangar et la conception d'un système de manutention

[https://www.couverture-plantureux.fr/panneaux-sandwich-en-acier/\(panneaux sandwich\)](https://www.couverture-plantureux.fr/panneaux-sandwich-en-acier/(panneaux sandwich))

<https://ingebime.fr/wp-content/uploads/2019/09/charpente-m%C3%A9tallique->

1024x685.jpg

<https://www.google.com/search?q=panneaux+de+couverture+definition&client=firefox-b-d&sxsrf=ALeKk03aC->

[gsYnt8yzsDORF9dCccxl5MFg:1595731258846&tbm=isch&source=iu&ictx=1&fir=82qLTaRBAT3cWM%252Cjg_t_lagEzsnam%252C_&vet=1&usg=AI4_-](https://www.google.com/search?q=panneaux+de+couverture+definition&client=firefox-b-d&sxsrf=ALeKk03aC-)

[kSlo_THT9VnNnlbkHrCu3TQgg1HBQ&sa=X&ved=2ahUKEwilp9yW8unqAhUhxoUKHcqCAWMQ9QEwAnoECAoQDw&biw=1366&bih=626#imgsrc=82qLTaRBAT3cWM](https://www.google.com/search?q=panneaux+de+couverture+definition&client=firefox-b-d&sxsrf=ALeKk03aC-)

<https://www.google.com/search?q=panne+charpente+m%C3%A9tallique&tbm=isch&hl=fr&client=firefox-b->

[d&hl=fr&sa=X&ved=2ahUKEwjw6JCTmurqAhUVbRoKHUPSDrAQrNwCKAB6BQgBENUB&biw=1350&bih=626#imgsrc=7QCi-vyDnFYuLM](https://www.google.com/search?q=panne+charpente+m%C3%A9tallique&tbm=isch&hl=fr&client=firefox-b-)

<https://www.google.com/search?q=lierne+charpente+m%C3%A9tallique&client=firefox-b-d&sa=X&sxsrf=ALeKk03F-SVz1L->

[3L0li5pt5uugkIZELpA:1596069869494&tbm=isch&source=iu&ictx=1&fir=lcq_2EIRG0XNBM%252C1DT](https://www.google.com/search?q=lierne+charpente+m%C3%A9tallique&client=firefox-b-d&sa=X&sxsrf=ALeKk03F-SVz1L-)

[HqilOmL-oLM%252C_&vet=1&usg=AI4_-kSCUyXvRlcDQHbT5xJ-XsIH-](https://www.google.com/search?q=lierne+charpente+m%C3%A9tallique&client=firefox-b-d&sa=X&sxsrf=ALeKk03F-SVz1L-)

[IHVuw&ved=2ahUKEwjlI07M3_PqAhWR4IUKHUmHDU8Q9QEwBHoECAsQJA&biw=1366&bih=626#imgsrc=DXKcm6W9SIhj3M&imgdii=oJvNxodpYJ-LqM](https://www.google.com/search?q=lierne+charpente+m%C3%A9tallique&client=firefox-b-d&sa=X&sxsrf=ALeKk03F-SVz1L-)