

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement Supérieur et de la recherche scientifique
Université Djillali bounaama Khemis-Miliana



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de la Technologie

Mémoire du Fin d'Etudes

En vue de l'obtention du diplôme de **Master**

Filière : **Génie civil**

Spécialité : **Structures**

Thème

Conception et calcul d'un bâtiment industriel contreventé par palées
de stabilité

Réalisé par :

MAZOUZI ABOUBAKR

CHEREF ABDERRAHIM

Encadré par :

Dr. HAML I BENZAHAR Hamid

Année universitaire : 2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde et nos vifs remerciements:

- ☞ *Avant tout, nous remercions DIEU pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*
- ☞ *A nos parents qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.*

A notre promoteur, M. HAMLIBENZAÏHAR, pour sa disponibilité et l'aide précieuse qu'il nous à offert pour l'élaboration de ce modeste travail.

- ☞ *A tous les enseignants du département du génie civil.*
- ☞ *Mes enseignants:, M. HADJ SADOUK,,*
- ☞ *Aux membres du jury, pour avoir accepté de juger notre travail.*

ABOUBAKR ET ARBDeRRahim



Dédicace

*C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux
Personnes les plus chères au monde, mes chers parents pour leurs amour
Et bonté et que sans eux je n'aurai jamais pu atteindre mon objectif, que
Dieu me les garde*

*À... Mon cher père, Ma chère mère, Mon frère Ma sœur
Très chers proches à mon cœur que je les aime beaucoup*

∞ Mes oncles

∞ Toute la famille MAZOUZI ET CHEMLLEL

∞ Mon binôme CHEREF ABDERRAHIM

*∞ Mes amis : ZANASNI , ABDELKADER , MOHAMMED , IMAD ,
ABD RAOUF , HICHAM , OUSSAMA*

∞ Tous ceux qui me connaissent

∞ À toute la promotion 2019 – 2020

MAZOUZI ABOUBAKR

Dédicace

*C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux
Personnes les plus chères au monde, mes chers parents pour leurs amour
Et bonté et que sans eux je n'aurai jamais pu atteindre mon objectif, que
Dieu me les garde*

*À... Mon cher père, Ma chère mère, Mon frère Ma sœur
Très chers proches à mon cœur que je les aime beaucoup*

∞ Mes oncles

*∞ Toute la famille **CHEREF ET DEHLIZ***

*∞ Mon binôme **MAZOUZI ABOUBAKR***

*∞ Mes amis : **ABOUBAKR ,ABDELKADER , MOHAMMED , SAADOUN,SID
AHMED ,SOFLAN,AAMER,ABDALLAH,***

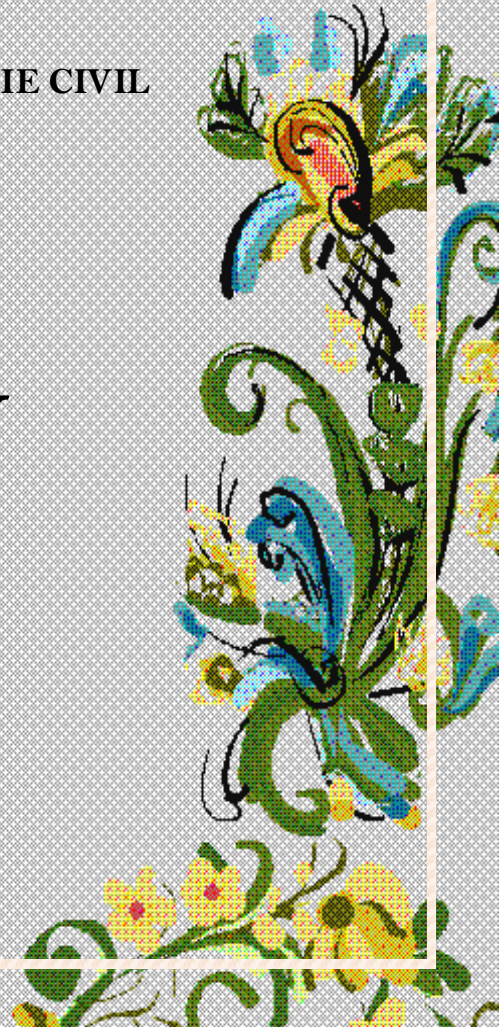
∞ Tous ceux qui me connaissent

∞ À toute la promotion 2019 – 2020

*∞ A TRÈS CHERS AMIS ET TOUS MES COLLÈGUES DE GENIE CIVIL
De khemis Miliana*



Cheref
ABDERRAHIM



Résumé

Notre projet de fin d'études consiste à faire une étude d'un bâtiment industriel composé de trois halls en charpente métallique situé à la zone industrielle commune de Ain defla. Il est constitué de plusieurs portiques, stabilisés par des contreventements, et couvert par une toiture à six 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 », en suite 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 Fondation selon le « BAEL 91 », et comme logiciel nous avons utilisé le « ETAPS ». Le mémoire a été achevé par une conclusion.

Mots clés: Charpente métallique, Dimensionnement, Assemblage, Séisme.

Abstract

Our end-of-study project consists of carrying out a study of an industrial building consisting of three metal-frame halls located in the common industrial zone of Ain defla. It is made up of several porticoes, stabilized by bracing, and covered by a roof with six symmetrical slopes. This project is developed in several stages; firstly the evaluation of loads and overloads as well as the effects of climatic actions (snow and wind) according to the Algerian regulation "RNV 99 V2013", then the sizing of the various elements (secondary and load-bearing), after the dynamic study of the work according to the Algerian earthquake regulation "RPA 99 V 2003", then the study of the assemblies according to the "CCM 97", and finally the foundation study according to the "BAEL 91", and as software we used the "ETAPS". The dissertation ended with a conclusion.

Key words: Metal framework, Dimensioning, Assembly, Earthquake.

ملخص

هدف مشروع نهاية الدراسة هو تصميم وقياس مبنى صناعي يتكون من ثلاث أجنحة من الهياكل المعدنية يقع في المنطقة الصناعية في مدينة عين الدفلى. ويتضمن عدة بوابات مدعمة و مغطاة بست سفوح متماثلة . حيث تمت دراسة هذا المشروع مرورا بعدة مراحل تتمثل أولها في تقييم الأثقال بما فيها التأثيرات و العوامل المناخية (الثلج والرياح) وهذا بموجب التنظيم الجزائري . "RNV 99 V2013" ثم دراسة مقاييس عناصر المبنى الأساسية منها والثانوية ثم الدراسة الديناميكية وفقا للتنظيم الجزائري للزلازل "RPA 99 V 2003" وبعد ذلك حساب الوصلات و التجميعات وفقا للتنظيم "CCM 97" وكخطوة نهائية تمت دراسة البنية التحتية وفقا لقواعد "BAEL 91" ، وكبرمجيات استخدمنا "ETAPS" ونهي هذا العمل بالخروج بالاستنتاجات.

الكلمات المفتاحية : الهيكل المعدني ، الأبعاد ، التجميع ، الزلازل.

SOMMAIRE:

SOMMAIRE:

Introduction Générale	1
I-1 Présentation du projet	4
I.1.1.Caractéristique géométrique du bâtiment industriel.....	5
I.2. Règlements utilisés.....	6
I.3. Logiciels utilisés.....	6
I.4. Matériaux utilisés.....	6
I.5.Les assemblages.....	6
I.5.1 Le boulonnage.....	7
I.5.2. Le soudage.....	7
I.6. Conception structurale.....	7
I.6.1. Plancher collaborant.....	7
I.6.2.Escalier.....	8
I.6.3.Surcharges d’exploitations.....	9
II-Etude climatique	11
II.1 introduction.....	11
II.1.1 Détermination de la pression statique due au vent.....	11
II.1.2 Calculée La pression dynamique q_h	11
II.1.3 Détermination du coefficient d’exposition C_{ex}	12
II.2. Action de la neige.....	12
II.3 Action du vent.....	13
II.3.1 Coefficient de topographie.....	15
II-3.2 Catégories de terrain.....	15

II.3.3 Coefficient de rugosité Cr.....	16
II.3.4 Détermination du coefficient dynamique Cd.....	17
II.3.5 Détermination des coefficient de pression extérieure Ce.....	17
II.3.6 Détermination de la pression statique due au vent.....	21
II.4 Variation de la température.....	22
III. Redimensionnement Des éléments secondaire.....	24
III.Introduction.....	24
III.1 Chéneaux et descente des eaux pluviales.....	24
III.1.1 Étude des pannes.....	25
III.2 Calcul de l'échantignolle.....	32
III.3 Boulon d'attache.....	34
III.4 Cordon de soudure.....	35
III.5 ETUDE DE Lisse.....	37
III.6 Calcul Des Potelets.....	43
III.7 Calcul Des Escalier.....	49
IV. Dimensionnement Des éléments Structuraux.....	56
IV.1 Calcul des contreventements.....	57
IV.2 Pré dimensionnement Des Solives.....	56
IV.3 Pré dimensionnement Des Poutres.....	72
IV.4 Calcul des Traverses.....	76
IV.5Pré dimensionnement Des Sablière.....	82
IV.6Pré dimensionnement des Poteaux.....	86
V. Plancher Collaborant.....	97
V.1.Introduction.....	98
V.1.1 Plancher mixte.....	98
V.2 Etude des connecteurs.....	102
VI. Etude Sismique.....	105

VI.1 Introduction.....	106
VI.2.Principe de calcul.....	106
VI.3 SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL.....	106
VI.4.ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE.....	108
VI.5 Vérification de la structure.....	110
VI.6 Conclusion.....	114
VII. Etude De L'assemblage.....	115
VII.1 Introduction.....	116
VII.1.2 Assemblage poutre poteau.....	117
VII.2 Assemblage poutre solive.....	120
VII.3 Assemblage poteau traverse.....	123
VII.4 LIAISON TRAVERSE TRAVERSE.....	126
VII.5 Assemblage poteau poutre sablière.....	129
VII.6 Assemblage poteau stabilité.....	132
VII.7 Assemblage contreventement (poutre de vent).....	134
VII.8 Assemblage en pieds de poteaux de Rive RDC (HEA360).....	136
VII.9 Assemblage en pieds de poteaux Intermédiaire RDC (HEA300).....	141
VIII. Etude De Fondation.....	143
VIII.1.Introduction.....	145
VIII.2.Documents utilisés.....	145
VIII.3.Caractéristiques des matériaux.....	145
VIII.4.Les charges à considérer.....	145
VIII.5.Type de fondation.....	145
VIII.6. Effort sollicitant.....	146
VIII.7.Dimensionnement des semelles.....	146
VIII.8. Calcul le ferrailage.....	147

VIII.9. Calcul de nombre des barres.....	148
VIII.10.Calcul des longrines.....	149
Conclusion Générale.....	151

Liste des Tableaux

Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I.6.1.1: Caractéristiques du bac d'acier Hi-bond 55.....	8
Tableau I.6.1.2: Charge permanente d'un plancher courant.....	8
Tableau III.6.2.1: Evaluation des charges du palier.....	8
Tableau III.6.2.2: Evaluation des charges de la volée.....	9

Chapitre II : ETUDE CLIMATIQUE

Tableau .II.3.3 la Valeur de la pression Dynamique.....	17
Tableau .II.3.5.1 laValeur de coefficient de pression extérieure Ce.....	18
Tableau .II.3.5.2 la Valeur de l'angle α à grand face.....	19
Tableau .II.3.5.3 la Valeur de l'angle α à petite face.....	20
Tableau II.3.6.1 : pression statique du vent (BC /AD).....	21
Tableau II.3.6.2: pression statique du vent (BC /AD).....	21
Tableau II.3.6.3: pression statique du vent (AB).....	21
Tableau II.3.6.4: pression statique du vent (AB).....	21
Tableau II.3.6.5: pression statique du vent (CD).....	22
Tableau II.3.6.6: pression statique du vent (CD).....	22

Chapitre III. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.1.1.6: Caractéristiques du profilé IPE 240.....	28
Tableau III.5.4.1: Caractéristiques du profilé IPE 140.....	38
Tableau III.6.3.1: Caractéristiques du profilé IPE 160.....	44
Tableau III.7.1: Evaluation des charges du palier.....	49
Tableau III.7.2: Evaluation des charges de la volée.....	50
Tableau III.7.3.1: Evaluation des charges et des charges.....	52

Tableau III.7.4: Evaluation des charges et des charges.....	53
Tableau III.7.5 : Caractéristiques du profilé UPN180.....	53
Tableau III.7.6.2 : Caractéristiques du profilé HEA160.....	54

Chapitre IV : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau IV.1.2.9 Caractéristiques du profilé L60×60×5.....	61
Tableau IV.1.3.3 Caractéristiques du profilé L50×50×6.....	65
Tableau IV.2.1 Caractéristiques du profilé IPE 240.....	69
Tableau IV.3.2 Caractéristiques du profilé IPE 400.....	73
Tableau IV.5.1 Caractéristiques du profilé IPE 400.....	77
Tableau IV.5.2 Caractéristiques du profilé HEA120.....	83
Tableau IV.6.1.2 Caractéristiques du profilé HEA300.....	86
Tableau IV.6.2.2 Caractéristiques du profilé HEA360.....	90
Tableau IV.6.3.2 Caractéristiques du profilé HEA300.....	93

V. PLANCHER COLLABORANT

Tableau V.1.3 Caractéristiques du profilé IPE 240.....	99
Tableau V.1.4: Caractéristiques du bac d'acier Hi-bond 55.....	100

VI. ETUDE SISMIQUE

Tableau VI.3 : Facteur de qualité.....	107
Tableau VI.4 : Eléments structuraux constituant la structure.....	108
Tableau VI.5 : Pourcentage de participation massique.	111
Tableau VI.5.3 : Comparaison de $V_{dyn t}$ avec 80% V	113
Tableau VI.5.4.1: Les déplacements résultantssens X.....	113
Tableau VI.5.4.2: Les déplacements résultantssens X.....	113

Chapitre VII. ETUDE DES ASSEMBLAGES

Tableaux VII.1.1.1: classe de qualité.....	116
Tableaux VII.1.1.2: Diamètre et section résistante.....	116

Liste des figures

Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I.1 : Ossature de la construction étudiée.....	5
Figure I.2 : Façade principale.....	5
Figure I.3 : Construction d'un plancher collaborant.....	7

Chapitre II : ETUDE CLIMATIQUE

Figure II.3.1 : Vent sur pignon.....	14
Figure II.3.2 : vent sur long pan	14
Figure. II.3.5.1 :vent perpendiculaire à petit face.....	17
Figure. II.3.5.2 : valeurs de Cpe pour parois verticale – à petit face du vent.....	18
Figure II. 3.5.3 : valeurs de Cpe pour parois verticale – à grand face du vent	18
Figure II.3.5.4 : valeurs de Cpe pour toiture – à grand face du vent.....	19
Figure II. 3.5.5 : valeurs de Cpe pour toiture – à petite face du vent.....	19

Chapitre III. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III. 1: Chêneau d'eau.....	24
Figure III. 1.2: Moignon cylindrique.....	24
Figure III. 1.3: Coupe transversale du cheneau.....	24
Figure. III.1.1.1: effet de vent et neige.....	25
Figure. III.1.1.2: schéma des pannes.....	25
Figure III.1.1.5 placement de panne.....	27
Figure III.2: Vue en 3D de l'échantignolle.....	32
Figure III.2.1: Dimensionnement de l'échantignolle.....	32
Figure III.2.4: épaisseur de l'échantignolle	33
Figure III.4.: Cordon de soudure.....	35

Figure. III.5.1 coupe transversal de la lisse de bardage.....	37
Figure. III.5.2 Chargement des lisses.....	38
Figure III.5.7: Fixation de lisse avec cornière par boulon d'attache.....	40
Figure III.5.10: Fixation des bretelles	42
Figure. III.6.2 Chargement des potelets.....	44
Figure III.7 : les escaliers.....	49
Figure III.7.2 : Disposition et dimension des éléments de l'escalier.....	50
Figure III.7.2.2: Inclinaison de la volée.....	51
Figure III.7.3.1.: schéma statique du limon.....	52

Chapitre IV : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure IV.1.2.3 : Effort du vent sur les pignons.....	58
Figure IV.1.2.5: valeur de C_{pe}	59
Figure IV.1.2.6 : Effort horizontal en tête des potelets.....	59
Figure IV.1.3.1 : Effort de traction dans la diagonale.....	64
Figure IV.2.1 : Présentation schématique d'une solive.....	68
Figure IV.3.1 : Présentation schématique du chargement de poutre.....	72

Chapitre V. PLANCHER COLLABORANT

Figure V.1.1 : Eléments constructifs du plancher mixte	97
Figure V.1.2 : Largeur efficace de la dalle.....	98
Figure V.1.4 : Les dimensions de la tôle Hi-bond 55.....	100
Figure V.2.1 : Dimensions d'un connecteur.....	102
Figure V.2.2: Goujons à tête soudés en présence d'une dalle mixte à bac collaborant.....	103
Figure V.2.3: Disposition des connecteurs.....	103

Chapitre VI. ETUDE SISMIQUE

Figure VI.1 :Spectre de réponse.....	109
Figure VI.5.A.1 :le Mode 1.....	110
Figure VI.5.A.2 : le Mode 2.....	110
Figure VI.5.A.3 : le Mode 3.....	110

ChapitreVII.ETUDE DES ASSEMBLAGES

Figure VII.1.2 : Assemblage poutre-Poteau.....	117
Figure VII.2 : Assemblage poutre-solive.....	120
Figure VII.3 : Assemblage poteau-traverse.....	123
Figure VII.4 : Assemblage traverse -traverse.....	126
Figure VII.5 : Assemblage poteau poutre sablière.....	129
Figure VII.8.1 : 3D d'assemblage pied de poteaux.....	136
Figure VII.8.2 : Dimensions de la plaque d'assise.....	136

Chapitre VIII. Etude De Fondation

Figure VIII.7 : Géométrie de la semelle.....	146
Figure VIII.8 : Vue en 3D de ferrailage de la semelle.....	147
Figure VIII.9 : Vue en plan des armatures principale et de puis.....	148
Figure VIII.10.4 : Ferrailage des longrines.....	150

LISTE DES NOTATIONS

Les charges :

- G : Charge permanente.
- Q : Charge d'exploitation.
- S : Surcharge climatique de la neige.
- W : Surcharge climatique du vent.

Les caractéristiques d'un profiles en I ou H :

- b : la longueur de la semelle
- d : la hauteur de l'âme.
- h : Hauteur du profilé.
- t : Epaisseur d'une semelle de profile.
- t : Epaisseur de l'âme de profile.

Majuscules latines :

- A : Section brute d'une pièce.
- A_{net} : Section nette d'une pièce.
- A_w : Section de l'âme.
- A_v : Aire de cisaillement.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_d : Coefficient dynamique.
- E : Module d'élasticité longitudinale.
- F : Force en générale.
- G : Module d'élasticité transversale.
- I : Moment d'inertie.
- K_0 : Coefficient de flambement.
- K_t : Facteur de terrain.
- L : longure .
- M : moment de flexion.
- M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant.

M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
 M_{Pl} : Moment plastique.
 $M_{b,Rd}$: Moment de la résistance au déversement .
 $N_{pl,Rd}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.
 $N_{b,Rd}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.
 N_{Sd} : Effort normal sollicitant.
 $N_{t,sd}$: Effort normale de traction.
 N_{csd} : Effort normal de compression.
 $N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.
 R : Coefficient de comportement de la structure.
 V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.
 $V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.
 V_m : Vitesse moyenne du vent
 W_{pl} : Module de résistance plastique.
 W : Poids de la structure.

Minuscules latines

f : La flèche.

f_y : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

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

L_f : Longueur de flambement.

t : Épaisseur d'une pièce.

Z : Hauteur au-dessus du sol.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{eq} : Hauteur équivalente.

$n_{l,x}$: Fréquence fondamentale de vibration dans la direction du vent

Minuscules grecques

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

β_w : Facteur de corrélation.

γ_M : Coefficient de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT} : Élançement de déversement.
 α : Facteur d'imperfection.
 \varnothing_{LT} : Rotation de déversement.
 τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.
 ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.
 σ_s : Contrainte de l'acier.
 σ_b : Contrainte du béton.
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique.
 η : Facteur de correction d'amortissement.
 δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.
 μ : coefficient de forme de la charge de neige.
 δ : Décrément logarithmique d'amortissement

Indices :

crit : Critique.
adm :admissible
eff : efficace.
fr : Frottement.
m : Moyenne.
réf : Référence.
max : Maximum.
min : Minimum.
corresp :Correspondante.
e : Externe.
i : Interne.
x : Sens x.
y : Sens y.

Introduction Générale

Introduction générale :

Introduction générale :

La construction métallique en Algérie a connu ces dernières années un essor important puisqu'elle a montré qu'elle peut être économique et présente un certain nombre d'avantages indéniables par rapport aux constructions classiques. Dans le but d'aller de l'avant, les concepteurs redoublent d'effort pour trouver des systèmes plus performants et répondant à un souci économique de plus en plus exigeant. nous sommes menés à réaliser un projet de fin d'étude, ce dernier consiste à calculer et à dimensionner une structure afin qu'elle remplit sa mission tel que les normes conceptuelle et technique soit rempli.

Notre étude ne concerne l'étude d'un hangar métallique industrielle présentant trois toiture de deux versants, et montrer l'influence des méthodes dynamiques utilisées pour l'évaluation de l'effort sismique.

Ce mémoire s'oriente exclusivement vers l'étude structurale d'un hangar métallique tout en conciliant l'aspect du dimensionnement manuel et celui du dimensionnement à base de logiciels.

Ce mémoire a été structuré en plusieurs chapitres :

- Après une introduction générale, le premier chapitre présente l'ouvrage.
- Le deuxième chapitre concerne l'évaluation des charges permanentes, d'exploitations selon le règlement Algérien « charges et surcharges » et aussi les charges climatiques (neige et vent) selon le « RNV99 »
- Le troisième et le quatrième chapitre consiste à étudier les éléments secondaires et principaux de la structure selon le « CCM97 ».
- Dans le cinquième chapitre, on abordera l'étude de plancher collaborant

- Le sixième chapitre est consacré à l'étude dynamique et sismique du bâtiment selon le « RPA99 »
- Le septième chapitre traite l'étude de l'assemblage. Le huitième chapitre l'étude de l'infrastructure selon le « CBA93 ».
- Et enfin, nous terminons notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation du

Projet

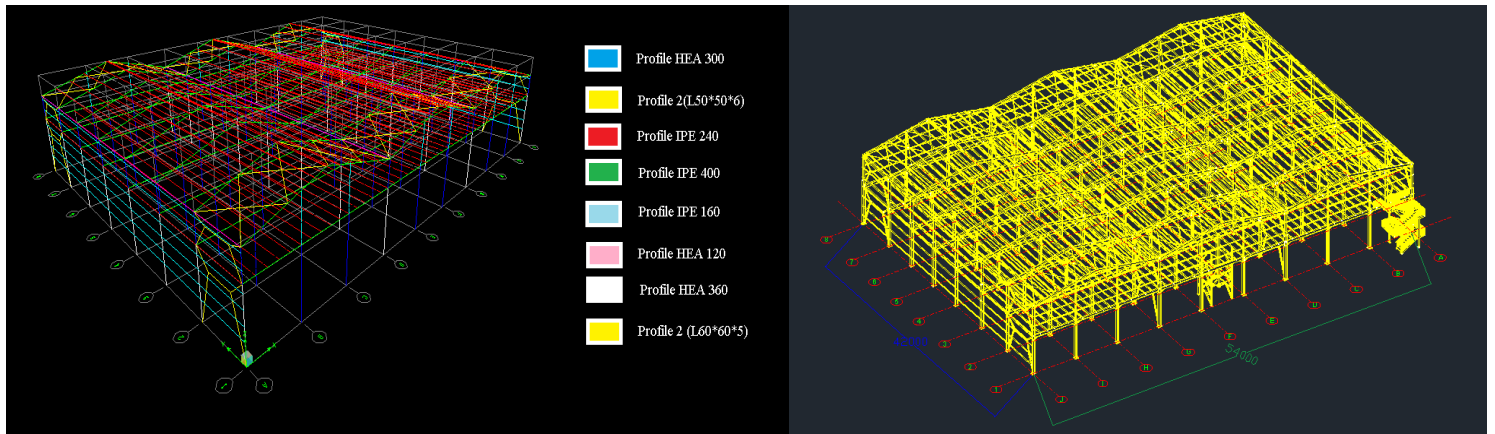


Figure I.1 : Ossature de la construction étudiée

I.1.1. Caractéristique géométrique du bâtiment industriel

L'hangar a une forme en plan rectangulaire et de dimension 42m × 54 m. Il occupe une assiette de : 2268 m² avec une hauteur de 12 m.

L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (poteaux et poutres) et de planchés mixtes collaborant (béton – acier).

L'halle est d'une hauteur totale $h = 9.5$ m, d'une longueur $L = 54$ m et d'une largeur $b = 42$ m couverte par trois toitures à 2 versants en TN40, munie d'un lanterneau sur toute la longueur de la structure.

Les dalles d'étage courant sont en plancher collaborant de 12 cm .

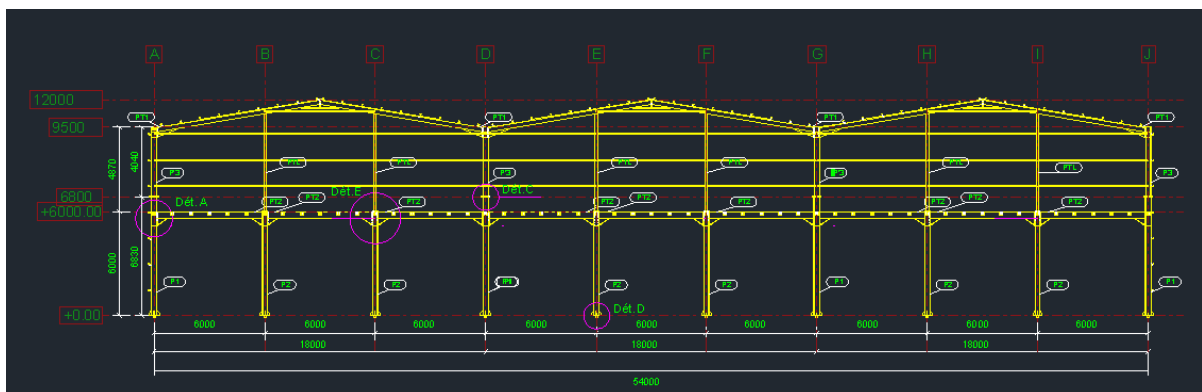


Figure I.2 : Façade principale

I.1.2. Lieu d'implantation

L'ouvrage étudié est situé à la Wilaya de aindefla

- Altitude : 300 m.
- Zone de neige par commune : ZONE II - GROUPE B (R.N.V 99)
- Séisme : zone sismique IIB : groupe d'usage (2).

- Contrainte admissible du sol est de $\sigma_{sol} = 1.6 \text{ bars}$
- Zone de vent ZONE I

I.2. Règlements utilisés

Les règlements utilisés sont :

- DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».
- DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques Algériennes « RPA99/version 2003 ».
- DTR.BC.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV99/ ».
- CBA93: Calcul Béton Armé.

I.3. Logiciels utilisés

- Auto CAD 2020 .
- ETAPS V ;9.7.0.

I.4. Matériaux utilisés

I.4.1.L'acier

L'acier est un matériau par transformation qui associe le fer et le charbon et dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition.

Caractéristique mécanique de l'acier

- Nuance d'acier : $F_e 400$.
- La limite élastique : $F_y = 275 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction : $F_u = 430 \text{ MPa}$.
- La masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$.
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité transversale : $G = 807692,3077 \text{ MPa}$.

I.4.2. Le béton

C'est un matériau constitué par le mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau. Toutes ces composantes interviennent dans la résistance du mélange (béton), on utilise ce matériau à cause de sa résistance à la compression.

Caractéristiques mécanique du béton

- La résistance caractéristique à la compression : $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance caractéristique à la traction : $F_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$.
- Poids volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/ m}^3$.
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 305000 \text{ MPa}$.

I.5. Les assemblages

Un assemblage mécanique est la liaison de différentes pièces. C'est aussi un ensemble de procédés et solutions techniques permettant d'obtenir ces liaisons. Il ya plusieurs type d'assemblages tel que soudage, collage, rivetage et le boulonnage.

Les principaux modes d'assemblages sont :

I.5.1 Le boulonnage

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour ce cas on a utilisé souvent les boulons de haute résistance « HR ». Les boulons ordinaires sont utilisés pour leur mise en œuvre simple et leur faible prix par rapport aux boulons HR.

I.5.2. Le soudage

Le soudage est un moyen d'assemblage permanent. Il a pour objet d'assurer la continuité de la matière à assembler. Dans le cas des métaux, cette continuité est réalisée à l'échelle de l'édifice atomique. En dehors du cas idéal où les forces interatomiques et la diffusion assurent lentement le soudage des pièces métalliques mises entièrement en contact suivant des surfaces parfaitement compatibles et exemptes de toute pollution, il est nécessaire de faire intervenir une énergie d'activation pour réaliser rapidement la continuité recherchée. Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport, ce dernier sert à de liant entre les deux pièces à assembler.

I.6. Conception structurale

La structure est assurée par des portiques auto-stables contreventés par plusieurs types de structure (cas d'étude)

I.6.1. Plancher collaborant

Pour cette construction, concernant les planchers courants on a choisi des planchers mixtes à dalle collaborant.

- Les bacs aciers sont de type Hi-Bond 55.
- L'épaisseur totale de la dalle BA y compris l'onde est de 12 cm.
- Les planchers reposent sur un ensemble de poutres et solives métalliques.
- La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs.
- Les planchers mixtes à dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

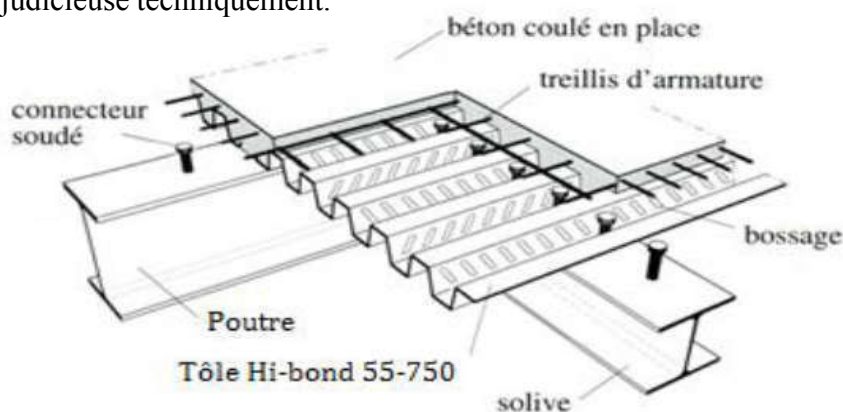


Figure I.3 : Construction d'un plancher collaborant.

Tableau I.6.1.1: Caractéristiques du bac d'acier Hi-bond 55.

Hauteur des nervures (mm)	Nombre des nervures par bac (mm)	Espacement des nervures (mm)	Largeur outils du bac (mm)	Epaisseur de tôle (mm)	Poids (daN/m ²)	hauteur de dalle (mm)
55	5	150	750	1	12,83	100

Tableau I.6.1.2: Charge permanente d'un plancher courant

Type	Charges permanents
Cloison de répartition ep= 10 cm	90 daN /m ²
Revêtement en carrelage (2 cm)	0,02*20*100=40 daN /m ²
Mortier de pose (2 cm)	0,02*20*100=40 daN /m ²
Isolation thermique (4 cm)	0,04*400=16 daN /m ²
Poids de la dalle ep (12cm)	0,12*2500=300 daN /m ²
Cofraplus 55	13 daN /m ²
Faux plafond	10 daN /m ²
	$\Sigma G = 509 \text{ daN /m}^2$

I.6.2.Escalier :**Tableau III.6.2.1:**Evaluation descharges du palier.

Composants du palier	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Tôle Hi-bond 55-750	/	0,09
Dalle en béton	0,08	2
Mortier de pose	0,02	0,44
Revêtement en granite	/	0,7
	TOTAL	3,23

Tableau III.6.2.2: Evaluation des charges de la volée.

Composants de la volée	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Garde-corps métallique	/	0,6
Tôle striée	/	0,45
Mortier de pose	0,02	0,44
Revêtement en granite	/	0,7
	TOTAL	2,19

I.6.3.Surcharges d'exploitations :

Elles Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui travailler.

Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de L'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique DTR.C2.2 (charges et surcharges).

- Plancher étage courant-----250 dan/m²
- Escalier -----150 dan/m²

Chapitre II :
Etude
Climatique

Etude climatique:

II-1/ introduction :

Les surcharges climatiques ont un effet très importante sur les construction métalliques, de se fait l'étude de la résistance et la stabilité d'une construction sans ces surcharges est obligatoire

L'action globale due au vent est donnée par la formule suivante :

$$P_h = C_d \times q_h [C_e - C_i] \quad (\text{daN} / \text{m}^2)$$

II-1.1 Détermination de la pression statique due au vent

La pression du vent P_h qui s'exerce sur une construction à hauteur h est déterminé par la formule suivant :

$$P_h = C_d \times q_h [C_e - C_i] \quad (\text{N} / \text{mm}^2)$$

C_d : coefficient dynamique de la construction .

q_h : La pression dynamique du vent calculée à la hauteur h considérée .

C_e : coefficient de pression extérieure.

C_i : coefficient de pression intérieure.

II-1.2 Calcule La pression dynamique q_h :

La pression dynamique $q_h(h)$ qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur h est donnée par :

$$q_h(h) = q_{\text{réf}} \times C_{\text{ex}}(h) \quad (\text{dan} / \text{m}^2)$$

$q_{\text{réf}} (\text{N}/\text{m}^2)$: est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes ; $q_{\text{réf}}$ est donnée par le tableau 2.3 (RNV99 p.46) en fonction de la zone de vent.

$$\text{Zone II} \Rightarrow q_{\text{réf}} = 375 \text{ N}/\text{m}^2.$$

C_{ex} : est le coefficient d'exposition au vent.

II-1.3 Détermination du coefficient d'exposition C_{ex}

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

La structure est donc considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques, le coefficient d'exposition sera donc calculé à l'aide de la formule (RNV99)

$$C_{ex}(h) = C_t(h)^2 \times C_r(h)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_t(h) \times C_r(h)} \right]$$

Où :

K_T : Facteur de terrain

C_t : Coefficient de topographie

C_r : Coefficient de rugosité

h (m) : Hauteur considéré

II-2. Action de la neige :

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture est donnée selon le RNVA99 par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k$$

Où :

S_k : Valeur de la charge sur le sol donnée par le règlement RNVA99 dans le paragraphe 4 en fonction de la zone de neige et l'altitude comme suit :

Pour la zone A :

$$S_k = (0,07 \times H + 15) / 100 \text{ KN} / \text{m}^2$$

μ : Coefficient tenant compte de la forme de toiture donné par le paragraphe 6 du RNVA 99. Comme le bâtiment est implanté à l'air libre qui appartient à la zone b, au niveau de la mer $H=0$. $S_k = 0,22 \text{ K N / m}^2$

La toiture est à multiples versants, le coefficient de forme est donné par le tableau 6.3 du

RNVA99 pour une pente comprise entre 0° et 30° :

$$\mu_1 = 0,8$$

$$\mu_3 = 0,8 + 0,8 \times (\alpha / 30) \quad \text{avec } \alpha = 15,52$$

$$\mu_3 = 1,213867$$

$$\text{D'où : } \mu_1 \cdot S_k = 0,8 \times 0,22 = 0,176 \text{ K N / m}^2$$

$$\mu_3 \cdot S_k = 1,01 \times 0,22 = 0,2267051 \text{ K N / m}^2$$

$$s = \max (s_1, s_2) = 26,71$$

II-3 Action du vent :

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur le bâtiment industriel en structure métallique représenté par la figure ci-dessous (fig II.3).

Selon le sens du vent et l'état des ouvertures quatre cas sont à envisager :

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.

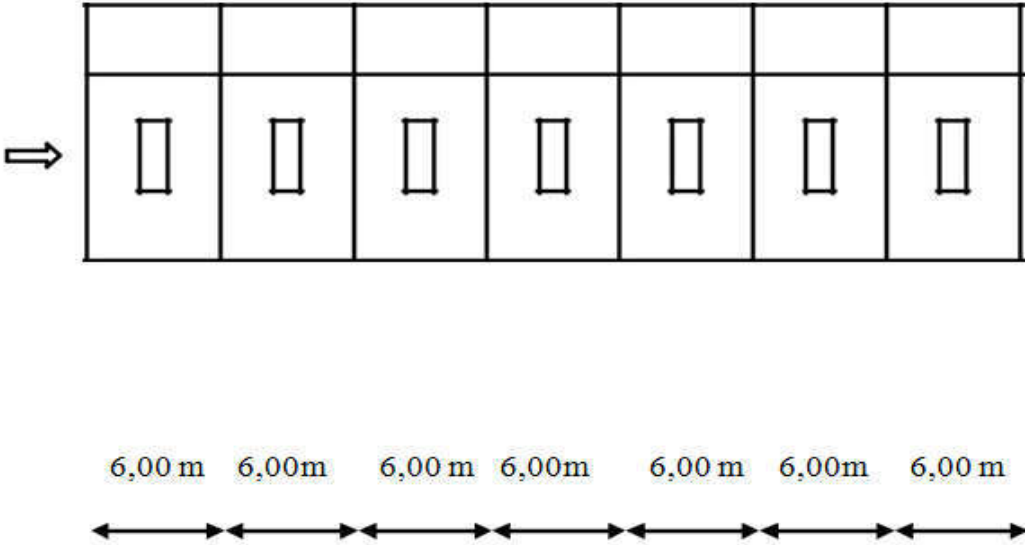


Figure II.3.1 : Vent sur pignon

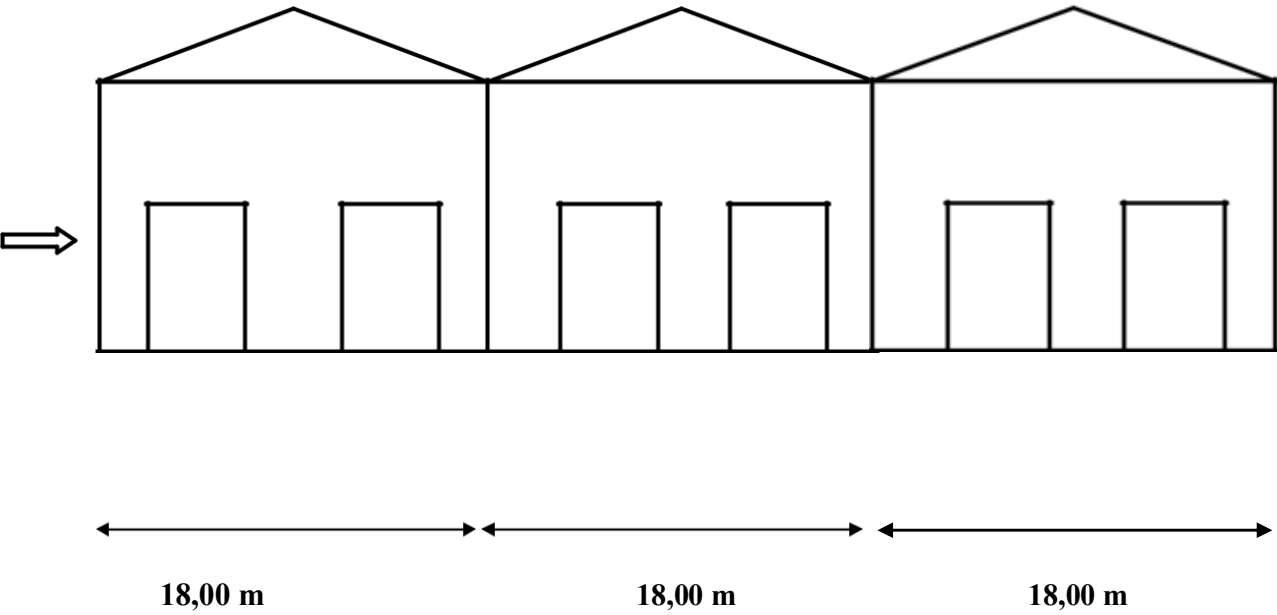


Figure II.3.2: vent sur long pan .

Les valeurs des pressions du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs:

- § De la région.
- § Du site d'implantation.
- § De la hauteur de la construction.
- § De la largeur de la construction.
- § De la forme de la construction.
- § De la rigidité de la construction.

II-3.1 Coefficient de topographie

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

La valeur de $C_t(h)$ est tirée du tableau 2.5 (RNVA 99 page 48) :

$$\Rightarrow C_t(h) = 1$$

II-3.2 Catégories de terrain

La catégorie de terrain est obtenue à partir du tableau 2.4 (RNVA99 p.47), ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

- K_T : facteur de terrain.
- h_o : paramètre de rugosité (en m).
- h_{min} : hauteur minimale.
- ε : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d .

Alors on obtient : Terrain du catégorie IV

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_T = 0,24 \\ h_o = 1 \text{ m} \\ h_{min} = 16 \text{ m} \\ \varepsilon = 0,46 \end{array} \right.$$

II-3.3 Coefficient de rugosité C_r

Le coefficient de rugosité $C_r(h)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

Il est défini par la loi logarithmique suivante :

$$C_r = K_T \times \ln\left(\frac{h}{h_0}\right) \quad \text{pour} \quad h_{\min} \leq h \leq 200m$$

$$C_r = K_T \times \ln\left(\frac{h_{\min}}{h_0}\right) \quad \text{pour} \quad h < h_{\min}$$

➤ Pour $h_{\min} = 16 \text{ m}$ et $h = 9.5 \text{ m}$

$$C_r = 0,24 \times \ln\left(\frac{16}{1}\right) \quad \text{pour} \quad 9.5m \leq 16m$$

$$C_r = 0.665421 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} C_r = 0.665421 \\ C_t = 1 \\ K_t = 0,24 \end{cases}$$

$$C_{ex}(h) = C_t(h)^2 \times C_r(h)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_t(h) \times C_r(h)}\right]$$

$$C_{ex} = 1.560693$$

La pression dynamique $q_h(h)$

$$q_h(h) = q_{\text{réf}} \times C_{ex}(h)$$

$$q_h(9.5) = 37.5 \times 1.560693$$

$$q_h(9.5) = 58.526 \text{ dan/m}^2$$

- pour parois verticales
- Pour $h_{\min} = 16 \text{ m}$ et $h = 3.25 \text{ m}$

On calcule la Valeur de la pression Dynamique :

Tableau .II.3.3 la Valeur de la pression Dynamique

h (m)	C _r	C _{ex}	q _h (daN/m ²)
9.5	0.665421	1.560693	58.526
3.25	0.665421	1.560693	58.526

II-3.4 Détermination du coefficient dynamique Cd

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.

le coefficient dynamique C_d est donne par le RNV 99 en fonction de la hauteur h et la largeur b ;

- vent perpendiculaire à grande face h=12m ; b=54 m

d après figure de valeur de C_d pour structures métalliques dans RNV 99

- a) Vent perpendiculaire à la petit face pour h=12m , b=42m C_d(h,b) = 0.90
- b) Vent perpendiculaire à la grande face pour h=12m , b=54m C_d(h,b) = 0.88

II-3.5 Détermination des coefficient de pression extérieure Ce

Parois Verticales:

- vent perpendiculaire à petit face

h=9.5 m et b=42m et d=54m

$e = \min(2h , b) = \min(2 \times 9.5 ; 42) = 19 \text{ m}$ $d=54 \geq e=19 \dots\dots\dots\text{RNVA (99) page64}$

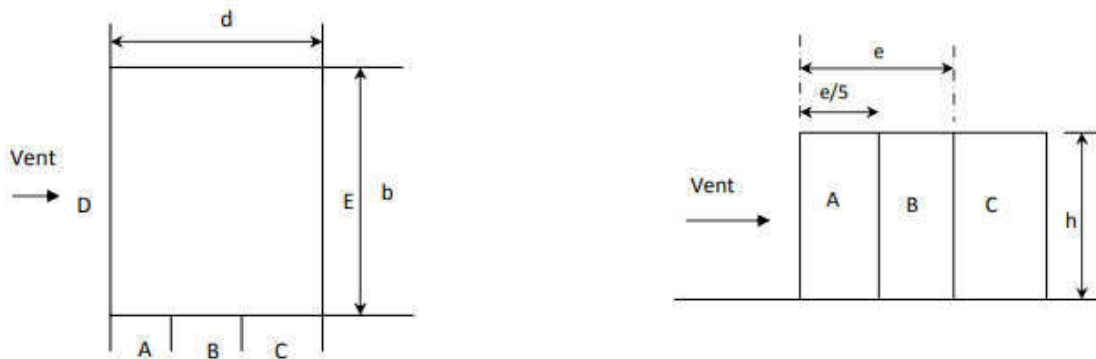


Figure. II.3.5.1 : vent perpendiculaire à petit face

Le tableau de Ce

Tableau .II.3.5.1 la Valeur de coefficient de pression extérieure Ce

Paroi vertical	A	B	C	D	E
Ce	-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

La répartition des Ce sur les Parois Verticales

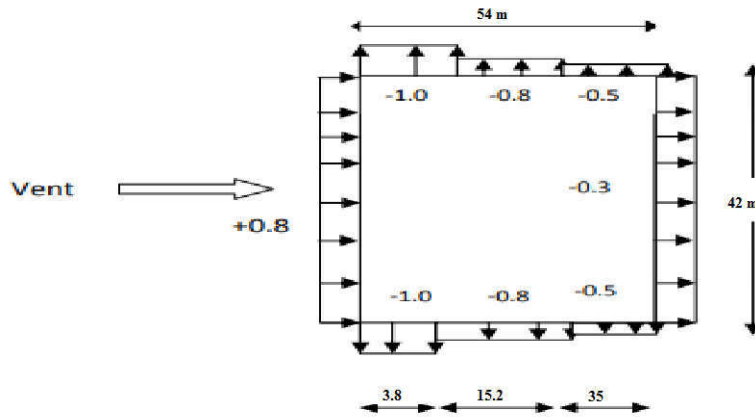


Figure. II.3.5.2 : valeurs de C_{pe} pour parois verticale – à petit face du vent

➤ vent perpendiculaire à grand face

h=9.5 m et b=54 m

$e = \min(2h, b) = \min(2 \times 9.5 ; 54) = 19 \text{ m}$ $d=4 \geq e=19$ RNVA (99) page64

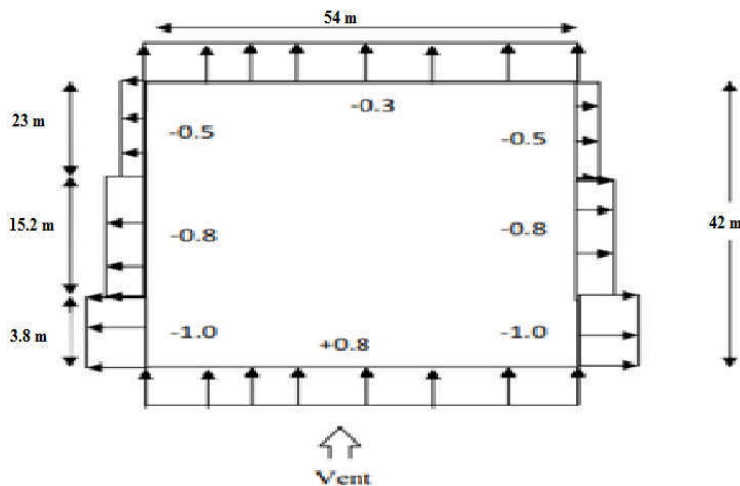


Figure II. 3.5.3 : valeurs de C_{pe} pour parois verticale – à grand face du vent

Toiture :
 Dans ce cas Toiture on à deux versant

➤ vent perpendiculaire à grande face (180°)

$e = \min(2h, b) = \min(2 \times 12 ; 42) = 24 \text{ m}$

La répartition des C_e sur les toitures :

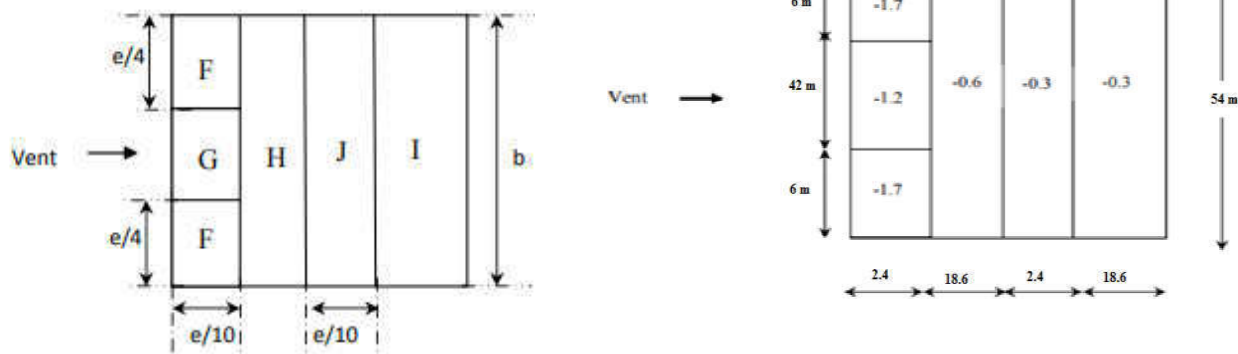


Figure II.3.5.4 : valeurs de C_{pe} pour toiture – à grand face du vent

Tableau .II. 3.5.2 la Valeur de l'angle α à grand face

α	F	G	H	I	J
15.52°	-1.7	-1.2	-0.6	-0.3	-0.3

➤ vent perpendiculaire à petite face (90°)

$e = \min(2h, b) = \min(2 \times 12 ; 42) = 24 \text{ m}$

$d = 54 \text{ m}$

La répartition des C_e sur les toitures :

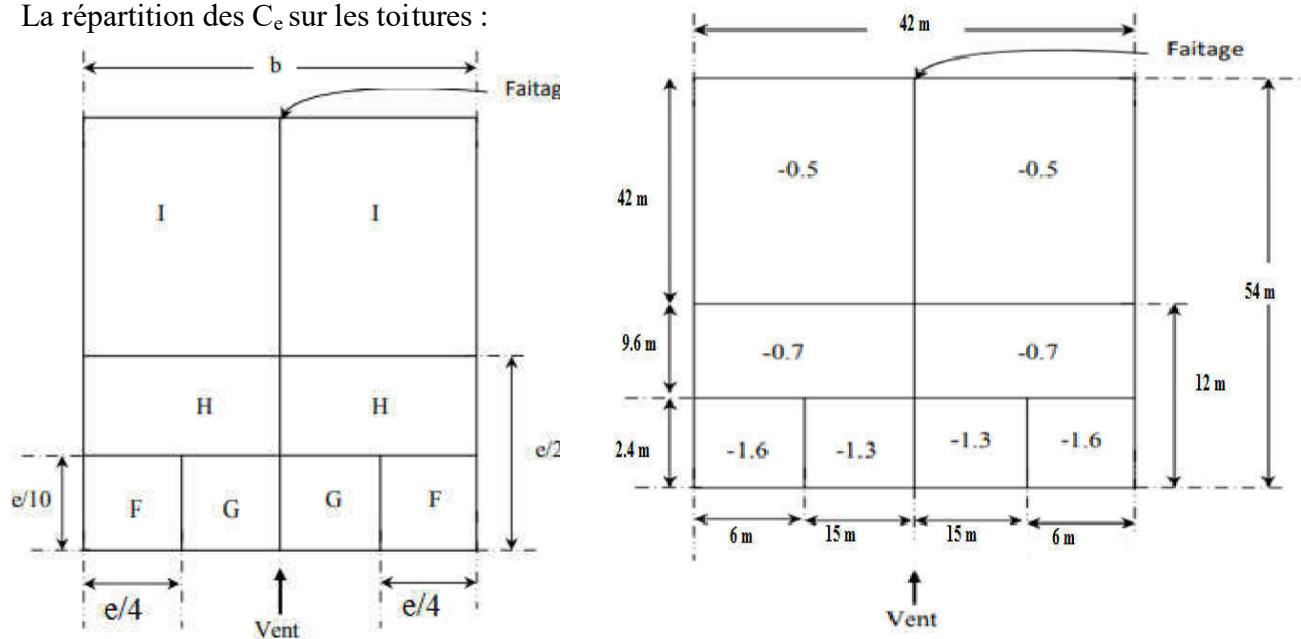


Figure II. 3.5.5 : valeurs de C_{pe} pour toiture – à petite face du vent

Tableau .II. 3.5.3 la Valeur de l'angle α à petite face

α	F	G	H	I
15.52	-1,6	-1,3	-0,7	-0,5

3) Détermination des coefficient de pression interieur C_i :

on calcul μ_p est déterminé par la formule suivant

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surface des ouverture sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surface de toute les ouvertures}}$$

➤ vent perpendiculaire à grand face BC et AD

$$\mu_p = \frac{(5 \times 5) + 3(5 \times 5)}{(5 \times 5) \times 5}$$

$$\mu_p = 0,8$$

d après figure de valeur de C_i pour structures métalliques dans RNV 99

$$C_i = -0.3$$

➤ vent perpendiculaire à petit face AB (avec portail)

$$\mu_p = \frac{2(5 \times 5)}{(5 \times 5) \times 5}$$

$$\mu_p = 0,4$$

d après figure de valeur de C_i pour structures métalliques dans RNV 99

$$C_i = 0,25$$

➤ vent perpendiculaire à petite face CD (sans portail)

$$\mu_p = \frac{(5 \times 5) \times 5}{(5 \times 5) \times 5}$$

$$\mu_p = 1$$

D'après figure de valeur de C_i pour structures métalliques dans RNV 99

$$C_i = 1$$

II-3.6 Détermination de la pression statique due au vent

déterminé par la formule suivant : $P_h = C_d \times q_h [C_e - C_i]$ (daN / mm²)³

1. grand face de vent BC /AD

Tableau II.3.6.1 : pression statique du vent (BC /AD)

Zonne	Cd	Qdyn	Cpe	Cpi	Cex	Ph
A	0.9	58.526	-1	-0.3	1.56	-36.871
B	0.9	58.526	-0.8	-0.3	1.56	-26.337
C	0.9	58.526	-0.5	-0.3	1.56	-10.535
D	0.9	58.526	0.8	-0.3	1.56	57.941
E	0.9	58.526	-0.3	-0.3	1.56	0.00

Tableau II.3.6.2 : pression statique du vent (BC /AD)

Toiture							
Zonne	Cd	Qdyn	Cpe1	Cpe2	Cex	Cpi	Ph1
F	0.9	58.526	-0.9	0.2	1.56	-0.3	-31.604
G	0.9	58.526	-0.8	0.2	1.56	-0.3	-26.337
H	0.9	58.526	-0.3	0.2	1.56	-0.3	0.00
I	0.9	58.526	-1	-1	1.56	-0.3	-36.871
J	0.9	58.526	-0.6	-0.6	1.56	-0.3	-15.802

2. à petit face AB (avec portail)

Tableau II.3.6.3: pression statique du vent (AB)

Zonne	Cd	Qdyn	Cpe	Cpi	Cex	Ph
A	0.886	58.526	-1	0.25	1.56	-64.818
B	0.886	58.526	-0.8	0.25	1.56	-54.447
C	0.886	58.526	-0.5	0.25	1.56	-38.891
D	0.886	58.526	0.8	0.25	1.56	28.520
E	0.886	58.526	-0.3	0.25	1.56	-28.520

Tableau II.3.6.4: pression statique du vent (AB)

Toiture							
Zonne	Cd	Qdyn	Cpe	Cpi	Cex	Ph	
F	0.886	58.526	-1.3	0.25	1.56	-80.374	
G	0.886	58.526	-1.3	0.25	1.56	-80.374	
H	0.886	58.526	-0.6	0.25	1.56	-44.076	
I	0.886	58.526	-0.5	0.25	1.56	-38.891	

Pour face CD

Tableau II.3.6.5: pression statique du vent (CD)

Zonne	Cd	Qdyn	C _{pe}	C _{pi}	C _{ex}	P _h
A	0.886	58.526	-1	-0.5	1.56	-25.927
B	0.886	58.526	-0.8	-0.5	1.56	-15.556
C	0.886	58.526	-0.5	-0.5	1.56	0.00
D	0.886	58.526	0.8	-0.5	1.56	67.410
E	0.886	58.526	-0.3	-0.5	1.56	10.371

Tableau II.3.6.6: pression statique du vent (CD)

Toiture						
Zonne	Cd	Qdyn	C _{pe}	C _{pi}	C _{ex}	P _h
F	0.886	58.526	-1.3	-0.5	1.56	-41.483
G	0.886	58.526	-1.3	-0.5	1.56	-41.483
H	0.886	58.526	-0.6	-0.5	1.56	-5.185
I	0.886	58.526	-0.5	-0.5	1.56	0.00

II-4 Variation de la température :

Selon le CCM 97, on adopte dans le cas d'une construction située à l'air libre au Nord de l'Algérie, une variation uniforme de température qui est de 35 °c à -15 °c . La température de montage est prise égale à 20 °C.

D'où le gradient de température est :

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

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

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

Les déformations à considérer, sont évaluées en admettant un coefficient de dilatation thermique $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$.

Chapitre III :
Pédimensionnement
Des élément
Secondaire

III. Introduction :

Ce chapitre consiste à dimensionner et vérifier les différents éléments secondaires de la structure

III.1 Chéneaux et descente des eaux pluviales :

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

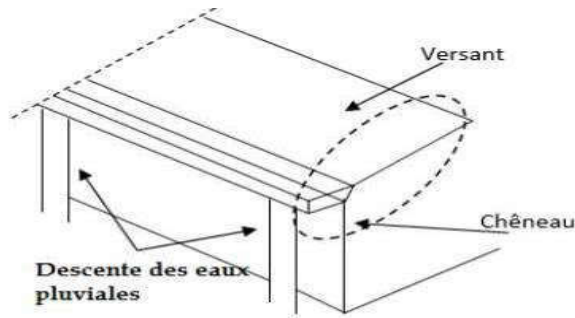


Figure III. 1: Chéneau d'eau.

a) Calcul de la section du chéneau et des descentes d'eau:

La section des descentes sera déterminée comme suit : $\frac{s}{S} \geq \frac{6.3}{\sqrt{(\frac{s}{d} * p)}}$

Avec :

- s : section transversale du chéneau en cm²
- S : surface couverte intéressant le chéneau en m²
- d : périmètre de la section mouillée du chéneau en cm
- p : pente du chéneau

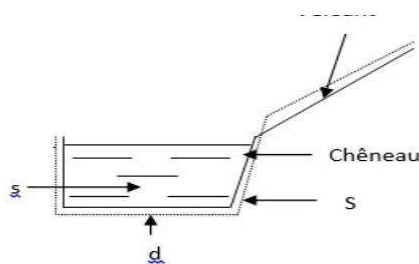


Figure III. 1.3: Coupe transversale du cheneau

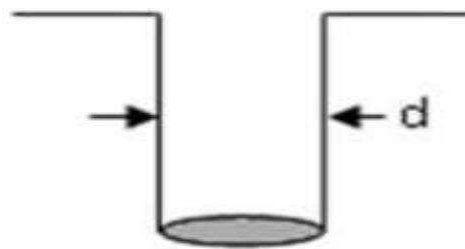


Figure III. 1.2: Moignon cylindrique

b) Diamètre des descentes d'eaux

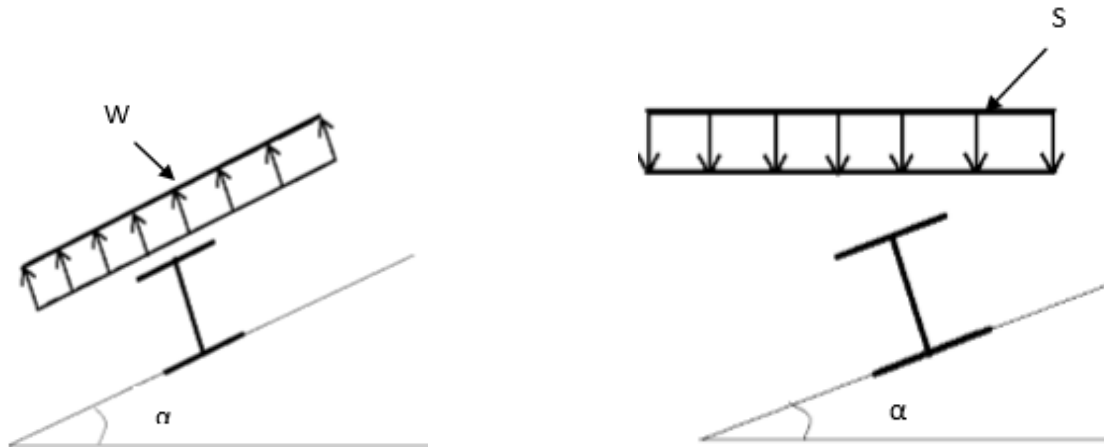
$S = 10 \times 42,18 = 421,8 \text{ m}^2$

Suivant l'abaque $\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} S = 480 \text{ m}^2 \\ d = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$

III.1.1 Étude des pannes :

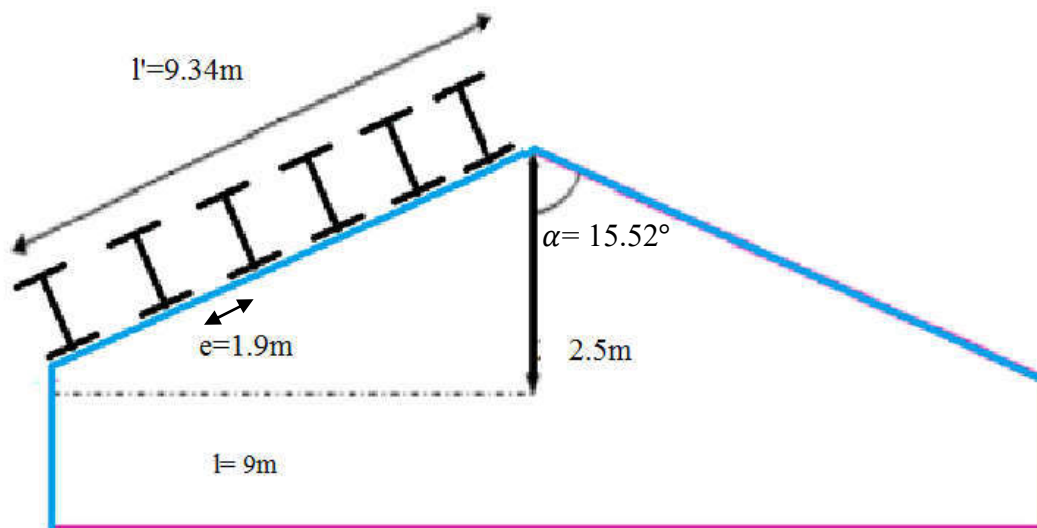
III.1.1.1 Calcule des pannes:

Les pannes sont des éléments constitués par poutre et son en forme IPE, UAP ; Le rôle des pannes est de transmettre les charges de la couverture vers les poutres fermes.



-Figure. III.1.1.1 effet de vent et neige

III.1.1.2 Calcule la distance entre les pannes :



- Figure. III.1.1.2 schéma des pannes

$$\alpha = 15.52$$

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{9}{\cos(15.52)} = 9.34\text{m}$$

$$e = \frac{L'}{n} \leq 2$$

$$e' = \frac{L'}{Nd}$$

$n \geq 4.67$ en prend $n=5$

Donc $e = \frac{L'}{n} = 1.87$ On prend $e=1.9m$
 N pane $N_p = N+1 = 5+1 = 6$

III.1.1.3 Chargement:

Charges permanentes G:

- P_C : Poids propre de la couverture TN400.1 kn/m²
- P_{pp} : Poids propre de profile0.307 kn/ml
- P_a : Poids des accessoires..... 0.05 kn/m²
- $G = (P_C + P_a) \acute{e} + P_{pp} = (0.1+0.05) (1.9) + 0.307 = 0.592$ kn/m

Charge l'exploitation Q:

- $Q = 44.44$ kg /m²
- $Q = 44.44 \times 1.9 = 0.84436$ kn/m

Surcharges climatiques: (neige et vent)

- Neige S:
- Vent M\^eme sens que G \longrightarrow $\left\{ \begin{array}{l} S = 26.71 \times 1.9 = 0.507 \text{ kn/ m} \\ W = 26.337 \times 1.9 = 0.500 \text{ kn/m} \\ W = -80.374 \times 1.9 = -1.526 \text{ kn/m} \end{array} \right.$
- Vent Sens contraire que G

III.1.1.4 Combinaison:

Pour $H < 1000m$

Combinaison ELU :

➤ M\^eme sens que G :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q + 0,9W \cos 15.52 + 0,7S \\ 1,35G + 1,5W \cos 15.52 + 0,7S \\ 1,35G + 1,5S + 0,9W \cos 15.52 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} q_{u1} = 2.854 \text{ kn/m} \\ q_{u2} = 1.877 \text{ kn/m} \\ q_{u3} = 1.994 \text{ kn/m} \end{array} \right.$$

➤ Sens contraire que G:

$$G + 1,5(W) \longrightarrow q_{u4} = -1.70 \text{ kn/m}$$

Combinaison ELS :

➤ **Même sens que G :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + 0,6W \cos 15,52 + 0,5S \\ G + W \cos 15,52 + 0,5S \\ G + S + 0,6W \cos 15,52 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} q_{s1} = 1,98 \text{ kn/m} \\ q_{s2} = 1,135 \text{ kn/m} \\ q_{s3} = 1,388 \text{ kn/m} \end{array} \right.$$

➤ **Sens contraire que G:**

- $G + 0,6(W) \cos (15,52)$ Donc $Q_{s4} = -0,29 \text{ kn/m}$
- $q_u = \max(q_{u1}, q_{u2}, q_{u3}, q_{u4})$ Donc $Q_u = 2,854919 \text{ kn/m}$
- $q_s = \max(q_{s1}, q_{s2}, q_{s3}, q_{s4})$ Donc $Q_s = 1,98 \text{ kn/m}$

III.1.1.5 Dimensionnement:

On dimensionne avec le critère de résistance :

$W_{el} \geq \frac{M_{sdy} + \eta M_{sdz}}{F}$ On utilise des profilées IPE c.a.d $6 \leq \eta \leq 9$

On prend $\eta = 7$

Schéma statique:

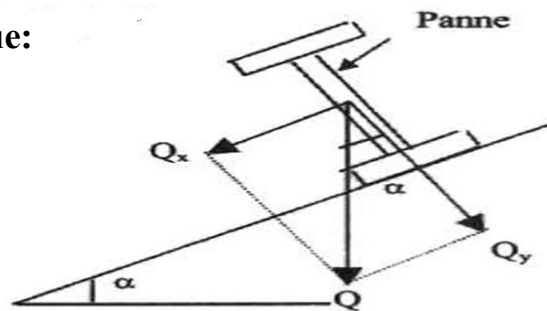


Figure III.1.1.5 placement de panne

$q_z = q \times \cos \alpha = 2,750 \text{ kn/m}$ $\alpha = 15,52$

$q_y = q \times \sin \alpha = 0,529 \text{ kn/m}$

$M_{sdy} = \frac{q_y \times L^2}{8} = \frac{0,529 \times 6^2}{8} = 2,383 \text{ kn.m}$

$M_{sdz} = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{2,750 \times 6^2}{8} = 12,378 \text{ kn.m}$

$$W_{el} \geq \frac{M_{sdy} + \eta M_{sdz}}{F} = 323.7 \text{ cm}^3$$

Donc en prend IPE 240

III.1.1.6 Caractéristiques de la panne (IPE 240) :

Tableau III.1.1.6 Caractéristiques du profilé IPE 240

profil	Poids Kg/m	Section A cm ²	Dimensions					Caractéristiques						
			h mm	b mm	tf mm	tw mm	d mm	Iy cm ⁴	iz cm	Iz cm ⁴	iy cm	Wply cm ³	Wely cm ³	r mm
IPE 240	30.7	39.1	240	120	9.8	6.2	190.4	3392	2.69	283.6	9.97	366.6	324.3	15

III.1.1.7 vérification des pannes :

$$(M_{sdy}/M_{ply})^\alpha + (M_{sdz}/M_{plz})^\beta \leq 1$$

Pour section I et H

$$\begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 5\eta \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} \beta \geq 1 \text{ toujours} \\ \eta = N/N_{pl} \end{cases}$$

Le vent est un petite influence sur le panne donc néglige l'effort Normale N
N est néglige .

$$N=0 \longrightarrow \beta=1$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{366.6 \times 2750}{1} = 100.815 \text{ kn. m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{73.92 \times 2750}{1} = 20.328 \text{ kn. m}$$

$$\left(\frac{2.158}{100.815}\right)^2 + \left(\frac{11.284}{220.328}\right)^1 \leq 1$$

➤ 0.609 < 1 condition vérifie donc il est verifie la flexion déviee

III.1.1.8 Condition de flèche :

Pour vérifié en utiliser ELS

- q_{ys} = q_s × sin (15,52) = 0.529 kn/m
- q_{zs} = q_s × cos (15,52) = 1.907 kn/m

$$F_{y\max} = \frac{5 \cdot q_z \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \bar{F} = \frac{L}{200} \quad \text{avec } q_y = 57.96 \text{ da/m}$$

Donc

$$F_{y\max} = \frac{5 \cdot 190.7 \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 3392} = 0.45 \text{ cm} \leq \bar{F} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

condition vérifiée

$$F_{z\max} = \frac{5 \cdot q_y \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_z} \leq \bar{F} = \frac{L}{200} \quad \text{avec } q_y = 241.63 \text{ da/m}$$

Donc

$$F_{y\max} = \frac{5 \cdot 52.9 \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 283.6} = 1.5 \text{ cm} \leq \bar{F} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

condition vérifiée

III.1.1.9 Vérification de la résistance des pannes au déversement :

Le moment critique de déversement:

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{\text{brd}} = \frac{x_{1t} \times B_w \times W_{\text{ply}} \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

- $B_w = 1$ (section de classe I).
- Est le facteur de réduction pour le déversement.
- $F_y = 275 \text{ N/mm}^2$
- $\lambda_{lt}^- = \sqrt{\frac{B_w \times W_{\text{ply}} \times F_y}{M_{cr}}}$
- M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule

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

Avec :

- $C_1 = 1,132$ (Charge uniformément répartie)
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$
- $E = 2.1 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$
- $\nu = 0.3$
- $G = 8.08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion $I_t = 12.88 \text{ cm}^4$
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement $I_w = 37571.35636 \text{ cm}^6$
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 283.6 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 5127539.502 \text{ N.cm}$$

$$\lambda_{lt}^- = 1.402193888$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 2 > 1.2 \\ t_f \leq 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\alpha(a) = 0.21$$

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

Avec :

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + \alpha_{lt}(\lambda_{lt}^- - 0,2) + \lambda_{lt}^{-2}]$$

$\alpha_{lt} = 0,21$ Pour les profils laminés

$$\phi_{lt} = 1.609304208$$

$$X_{lt} = 0.416830131$$

$$M_{b,Rd} = 38.202 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} = 4.124 \text{ kn.m}$$

$$\triangleright M_{sd} = 4.12 \leq M_{b,Rd} = 38.202$$

condition vérifiée

III.1.1.10 Résistance au voilement par cisaillement : (IPE240)

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

Avec :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 190.4 \text{ mm} \\ t_w = 6.2 \text{ mm} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = 30.709 \\ 69 \varepsilon = 58.96 \end{array} \right.$$

$$\triangleright \left\{ \frac{d}{t_w} \right\} \leq 69\varepsilon \quad 30.709 \leq 58.96$$

condition vérifiée

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

III.1.1.11 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme: (IPE240)

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

- $K=0.3$ dans la classe 01
- $b=120\text{mm}$
- $t_f=9.8\text{mm}$
- Limite d'élasticité de la semelle comprimée
- $F_{yt}=275 \text{ N/mm}^2$
- $h=240\text{mm}$

$$\text{Avec: } \begin{cases} A_w = t_w \times d = 1180.48 \text{mm}^2 \\ A_{fc} = b \times t_f = 1176 \text{mm}^2 \\ \left\{ \frac{d}{t_w} \right\} = 30.70967742 \end{cases}$$

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

$$\text{➤ } 30.709 \leq 229.52 \quad \text{condition vérifiée}$$

III.2 Calcul de l'échantignolle :

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

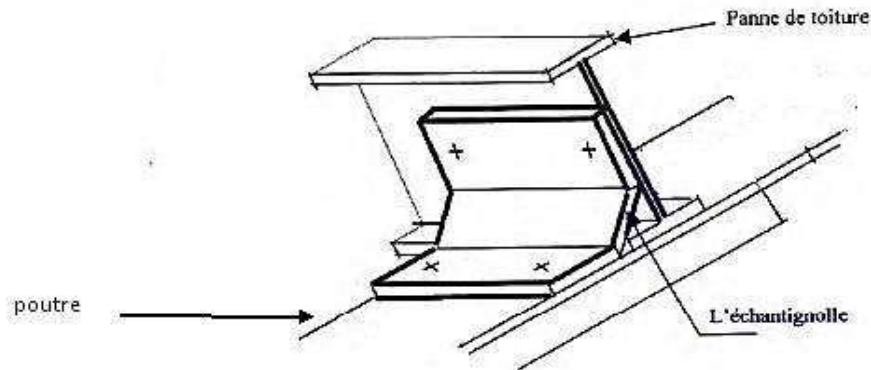


Figure III.2: Vue en 3D de l'échantignolle.

III.2.1. Dimensionnement de l'échantignolle :

L'excentrement « t »

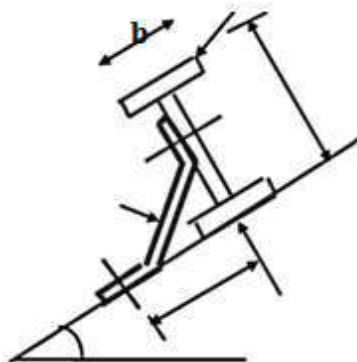


Figure III.2.1: Dimensionnement de l'échantignolle

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante (IPE240) :

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

$$b = 120 \text{ mm} = 12 \text{ cm}$$

$$H = 240 \text{ mm} = 24 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{H}{2} \right) = 12 \text{ cm}$$

$$2 \times \left(\frac{b}{2} \right) = 12 \leq t \leq 3 \times \left(\frac{b}{2} \right) = 18$$

Donc en prend $t = 14$

Longueur de l'échantignolle

L(éch) en prend $L = 10$

III.2.2 Calcul du moment de renversement M_r :

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

$$\begin{cases} F_y = (1.35 \times G_y + 1.5 \times w) \times \frac{l}{2} \\ F_z = (1.35 \times G_z) \times \frac{l}{2} \end{cases}$$

$$G_y = G \times \cos(\alpha) = 27.756 \text{ kn/m}$$

$$G_z = G \times \sin(\alpha) = 7.708 \text{ kn/m}$$

$$F_y = (1.35 \times G_y + 1.5 \times w) \times 0.5 = 105.545 \text{ kn}$$

$$F_z = (1.35 \times G_z) \times 0.5 = 5.20 \text{ kn}$$

$$M_r = F_y \times t + F_z \times \left(\frac{H}{2}\right) = -0.625 \text{ kn.m}$$

III.2.3 Module de résistance de l'échantignolle :

$$\begin{cases} I = \frac{L \times e^3}{12} \\ V = \frac{e}{2} \end{cases} \longrightarrow w = \frac{I}{V} = \frac{L \times e^2}{6}$$

III.2.4 calcul de l'épaisseur de l'échantignolle « e »

$$\frac{M_r}{w} \leq f_y$$

$$\longrightarrow \frac{6M_r}{l e^2} \leq f_y \longrightarrow e_{\min} = \sqrt{\frac{6M_r}{l \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 0.625}{0.1 \times 275 \times 10^3}} \times 10^2$$

$$e_{\min} = 1.168 \text{ cm}$$

On prend un échantignolle d'épaisseur $e = 12\text{mm}$

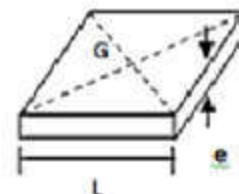


Figure III.2.4: épaisseur de l'échantignolle

III.3 Boulon d'attache

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 suivante :

$$\frac{F_{vsd}}{F_{vrd}} + \frac{F_{tsd}}{1.4F_{trd}} \leq 1$$

Avec :

- F_{vsd} : effort de cisaillement
- F_{tsd} : effort de traction
- F_{vsd} et F_{tsd} représentent F_y et F_z respectivement qui sont déjà calculé
- F_{vrd} : Résistance de calcul au cisaillement par boulon
- F_{trd} : Résistance de calcul à la traction par boulon

III.3.1 Calcul :

$$F_{v,rd} = \frac{(0.5 \times F_{ub} \times A_s)}{\gamma_{mb}} = 0.4A_s = 33.72 \text{ mm}^2$$

$$F_{t,rd} = \frac{(0.5 \times F_{ub} \times A_s)}{\gamma_{mb}} = 0.72A_s = 60.69 \text{ kn}$$

$$F_{v,sd} = 1.5F_z \times \left(\frac{L}{2}\right) = 27.476 \text{ kn}$$

$$F_{t,sd} = 1.35F_y \times \left(\frac{L}{2}\right) = 2.397 \text{ kn}$$

$$\frac{F_{vsd}}{F_{vrd}} + \frac{F_{tsd}}{1.4F_{trd}} \leq 1$$

$$\triangleright 0.710 < 1$$

$A_s \geq 72.12 \text{ mm}$ On prend un boulon de diamètre $\varnothing 12$ d'une section résistante $A_s = 84.3 \text{ mm}^2$

III.3.2-1er verification:

$$\triangleright \left(\frac{F_{vsd}}{F_{vrd}}\right) = 0.814 \leq 1 \quad \text{condition vérifiée}$$

III.3.3-2éme vérification :

$$\left(\frac{F_{vsd}}{F_{brd}}\right) \leq 1 \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_{brd} = \frac{(2.5\alpha \times F_u \times d \times t)}{\gamma_{mb}} \\ \alpha = \min\left(\frac{F_{ub}}{F_u}; 1\right) = 1 \\ F_{ub} = 430 \text{N/mm}^2 \end{cases}$$

F_{brd} : résistance a la pression diamétrale

$$F_{brd} = \frac{(2.5 \times \alpha \times F_u \times d \times t)}{\gamma_{mb}} = 138.923 \text{ kn}$$

$$\triangleright \left(\frac{F_{vsd}}{F_{brd}}\right) = 0.24 \leq 1 \quad \text{condition vérifie}$$

III.3.2 3éme verification:

$$\left(\frac{F_{tsd}}{B_{prd}}\right) \leq 1 \quad B_{prd} = \frac{(0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u)}{\gamma_{m0}}$$

t_w (IPE160) = 6.2 mm
 $\varnothing = 12 \text{ mm}$

Avec

- B_{prd} : Résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement de la tête du boulon ou de l'écrou.
- t_p : épaisseur de la plaque sous la tête du boulon ou l'écrou
- \varnothing : diamètre moyen de la tête du boulon de l'écrou (M₁₂)

$$B_{prd} = \frac{(0.6 \times \pi \times \varnothing \times t_p \times F_u)}{\gamma_{m0}} = 46.387 \text{Kn}$$

$$\triangleright \left(\frac{F_{tsd}}{B_{prd}}\right) = 0.00516 \leq 1 \quad \text{condition vérifie}$$

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

III.4 Cordon de soudure

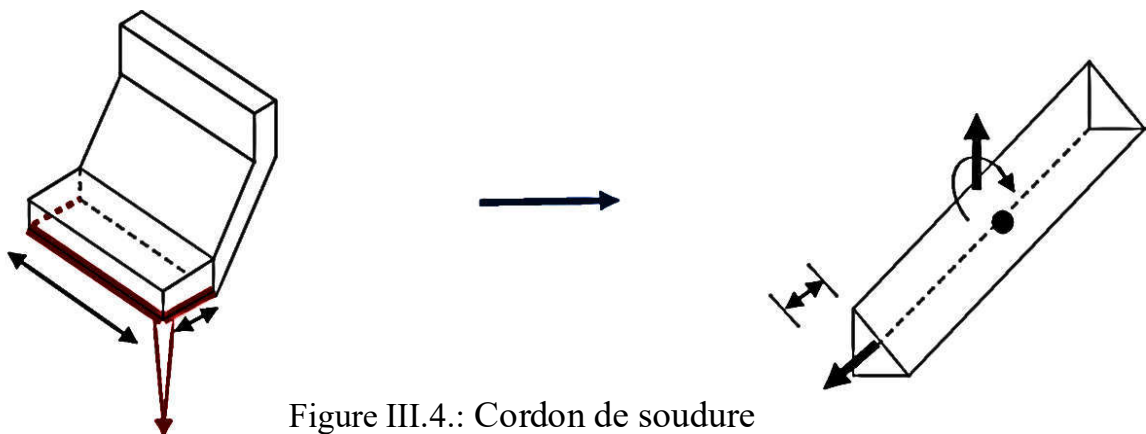


Figure III.4.: Cordon de soudure

- Nuance275 $F_u=430$
- $B_w = 0.85$
- $\gamma_{mw} = 1.3$
- $t_{\max} \leq 17 \text{ mm}$ applique $\alpha_{\min} = 4 \text{ mm}$
- Le cordon de soudure d'épaisseur 4 mm est suffisant.

$L_s=100 \text{ mm}$

a) Calcul :

$$\sigma_{\perp} = \left(\frac{F_{v,sd}}{2 \cdot (b+l) \times a} \right)$$

$B_s=50 \text{ mm}$

$$F_{v,sd}=1.5F_z \times \left(\frac{L}{2} \right) = 27.476 \text{ kn}$$

$$\sigma = 0.022$$

$$\tau = \left(\frac{F_{t,sd}}{2 \cdot (b \times a)} \right)$$

$$\tau = 0.0059$$

$$M_G = F_{v,sd} \cdot (b+c) + F_{t,sd} \cdot \frac{h}{2}$$

$$MG = 3420.007 \text{ N.m}$$

$$\tau_1 = \frac{MG}{(B_s(2 \times L_s) \times \alpha)} = 0.0855$$

b) Vérification de la soudure :

- $F_u=430$ nuance275
- $B_w = 0.85$
- $\gamma_{mw} = 1.3$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_1^2 + \tau^2)} \leq \frac{f_y}{B_w \times \gamma_{mw}}$$

$$\blacktriangleright 15.020 \leq 389.14$$

condition vérifiée

III.5 ETUDE DE Lisse :

Les façades généralement on tôles nervurées (TN40) on besoin d'un squelette de résistance pour diminuer les dimensions des rectangles formes entre poteaux

Les éléments sont des lisses (éléments horizontaux)et pot les (éléments) verticaux

Les lisses ont pour un rôle d'assurer la transmise des efforts horizontaux et verticaux aux poteaux et pot les est sont sollicitées en flexion divisée

Flexion verticale due au poids propre de la lisse plus le poids de la couverture

Flexion horizontale due au vent

Les lisses sont places horizontalement entre les poteaux et potelés et sont généralement des profiles en ' I'ou 'U'

III.5.1 Calcul des lisses:

On à H =9.5m donc 9.5-0.4=9.1m

supposant 7 espacement donc

$$\frac{9.1}{n} \Rightarrow \frac{9.1}{7} = 1.3m$$

Ona 8 lisse C-A-D 7espacement

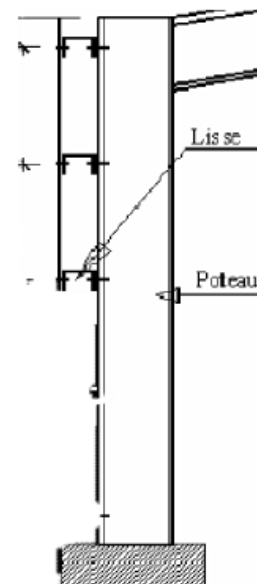


Figure. III.5.1 coupe transversal de la lisse de bardage

III.5.2 Chargement:

Charge permanent:

- Poids propre de la couverture TN40.....0.1 kn/m²
- Poids propre Profils IPE.....0.12 kn/ml
- Poids des accessoires0.05 kn/ m²

Charge due au vent W:

Vent de pression W=-64.818dan/m²

On utilise le vent de pression (façade AB) W=-0.648 kn/m²

$$G=(0.1+0.05) \times 1.3+0.12= 0.32 \text{ kn/ml}$$

$$W =64.82 \times 1.3= 0.8426 \text{ kn/ml}$$

$$Fz=W$$

III.5.3 Dimensionnement:

Schéma statique:

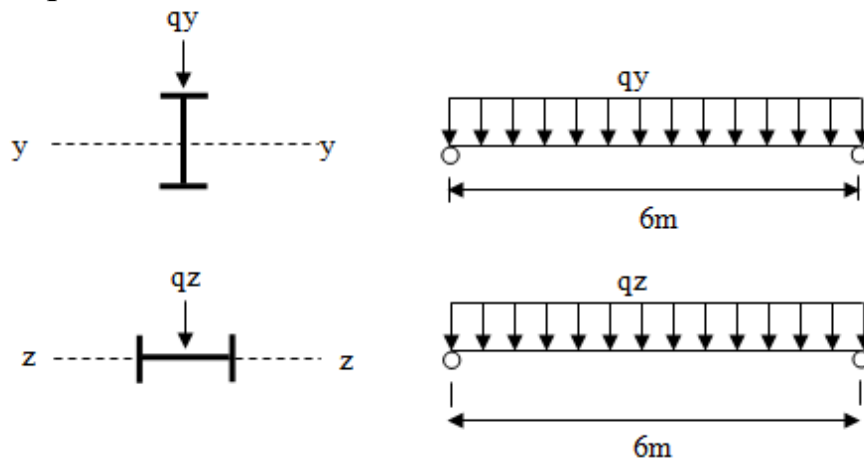


Figure. III.5.2 Chargement des lisses

III.5.4 Combinaison :

$q_y = 0.8426 \text{ kn/ml}$

$q_z = (G) = 0.32 \text{ kn/ml}$

Combinaison:

$Q_y = (w) = 1.75 \times q_y = 1.474 \text{ kn/ml}$

$Q_z = (G) = 0.32 \text{ kn/ml}$

- Pour le calcul on utilise le critère de résistance ,en prend $\eta = 7$ profilée IPE

Calcul des moments:

$M\left(\frac{L}{2}\right) = (Q_y \times L^2) / 8 = 6.635 \text{ kn.m}$

$M\left(\frac{L}{2}\right) = (Q_z \times L^2) / 8 = 1.417 \text{ kn.m}$

$W_{el} \geq \frac{M_{sdy} + \eta M_{sdz}}{F} = 60.20$ Donc on prend IPE140

III. 5.4.1 Caractéristiques de la lisse (IPE 140) :

Tableau III.5.4.1 Caractéristiques du profilé IPE 140

profil	Poids Kg/m	Section cm ²	Dimensions					Caractéristiques						
			h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	i _z cm	I _z cm ⁴	i _y cm	W _{ply} cm ³	W _{ely} cm ³	r mm
IPE 140	12.9	16.4	140	73	6.9	4.7	112.2	541.2	1.65	44.92	5.74	88.34	77.32	7

III.5.5 Vérification:

- $(M_{sdy} / M_{ply})^\alpha + (M_{sdz} / M_{plz})^\beta \leq 1$
- $W_{ply} \text{ (IPE140)} = 88.34 \text{ cm}^3$
- $W_{plz} \text{ (IPE140)} = 19.25 \text{ cm}^3$
- $I_z \text{ (IPE140)} = 44.92 \text{ cm}^4$
- $I_y \text{ (IPE140)} = 541.2 \text{ cm}^4$
- Pour section I et H

$$\begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 5\eta \end{cases} \quad \begin{cases} \beta \geq 1 \text{ toujours} \\ \eta = N/N_{pl} \end{cases}$$

Le vent est un petite influence sur le panne donc néglige l'effort Normale N
N est néglige

$$N=0 \longrightarrow \beta=1$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times F_y}{M \gamma_0} = \frac{0.8834 \times 2750}{1} = 24.293 \text{ kn.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times F_y}{M \gamma_0} = \frac{0.1925 \times 2750}{1} = 5.293 \text{ kn.m}$$

$$\left(\frac{6.635}{24.293}\right)^2 + \left(\frac{1.417}{5.293}\right)^1 \leq 1$$

$$\triangleright 0.267 \leq 1$$

condition vérifie

III.5.6 La Flèche:

Combinaison :

$$F_z = W_{\max} \times e = 0.84262 \text{ kn}$$

$$F_y = G = 0.32 \text{ kn}$$

$$Fy_{max} = \frac{5 \cdot fz \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot Iy} \leq \bar{F} = \frac{L}{200} \quad \text{avec } qy=84.26 \text{ da/m}$$

Donc

$$Fy_{max} = \frac{5 \cdot 84.262 \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 4492} = 15.07 \text{ cm} \leq \bar{F} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$Fz_{max} = \frac{5 \cdot fy \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot Iz} \leq \bar{F} = \frac{L}{200} \quad \text{avec } qy=241.63 \text{ da/m}$$

Donc

$$Fy_{max} = \frac{5 \cdot 32 \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 541.2} = 0.46 \text{ cm} \geq \bar{F} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.5.7 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.

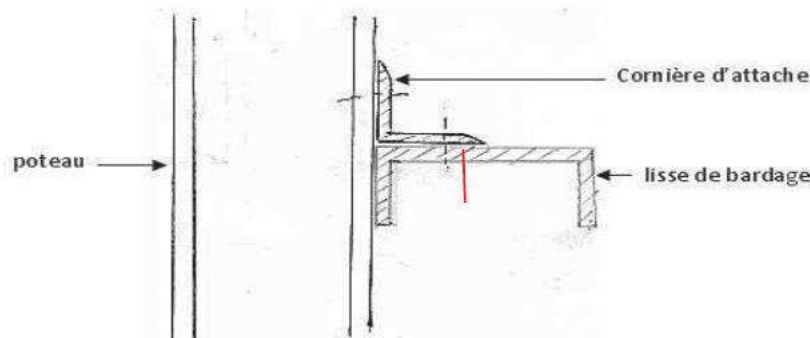


Figure III.5.7: Fixation de lisse avec cornière par boulon d'attache

Calcul du cordon de soudure

Effort sollicitant le cordon de soudure (IPE140)

$$d' = \frac{h}{2} = 70 \text{ mm}$$

$$M = \frac{F_{t,sd}}{h} \quad (L80 \times 80 \times 8)$$

$$M = F_{t,sd} \times d = 89.302 \text{ kn.mm}$$

$$H = 80 \text{ mm}$$

$$F = \frac{M}{H} = 1.1162 \text{ kn}$$

- $F_u=430$ neance275
- $B_w = 0.85$
- $\gamma_{mw} = 1.3$

$$t_{\max} \leq 17 \text{ mm}$$

on prend $\alpha_{\min} = 4 \text{ mm}$

$$\tau = F/(H \times \alpha) = 0.03488$$

Vérification :

$$\sqrt{3 \times (\tau^2)} \leq \frac{f_u}{B_w \times \gamma_{mw}}$$

$$\triangleright 6 \leq 389.14 \quad \text{condition vérifiée}$$

III.5.8 Calcul des suspentes:

on na 8 lisse C-A-D 7espacement

$$R = 1.25 Q_{z_{\max}} \times \frac{L}{2}$$

$$q_{z1} = \left(\frac{4}{3}\right) \times G = 0.42 \text{ kn/ml}$$

$$q_{z2} = G = 0.32 \text{ kn/ml}$$

$$Q_{z_{\max}} = \max(q_{z1}, q_{z2}) = 0.42 \text{ kn/ml}$$

III.5.9 Les efforts dans les suspente:

$$R = 1.25 \times Q_{z_{\max}} \times \left(\frac{L}{2}\right)$$

$$L = 6$$

- 1er suspente

$$T_1 = R = 0.7875 \text{ kn}$$

- 2eme suspente

$$T_2 = 2 \times R + T_1 = 3 \times R$$

$$T_2 = 2.3625 \text{ kn}$$

- 3eme suspente

$$T_3 = 2 \times R + T_2 = 5 \times R$$

$$T_3 = 3.9375 \text{ kn}$$

- 4eme suspente
 - $T4=2 \times R + T3=7 \times R$
- $T4=5.5125 \text{ kn}$

- 5eme suspente
- $T5=2 \times R + T4=9 \times R$
- $T5=7.0875 \text{ kn}$

- 6eme suspente
- $T6=2 \times R + T5=11 \times R$
- $T6=8.6625 \text{ kn}$

III.5.10 Calcul des bretelles:

$$\text{Tang}(\alpha) = \frac{e}{(L/2)}$$

$\alpha=23.42$

$\sin(\alpha)=0.397468$

$$T7 = \frac{(T6+2R)}{(2\sin(\alpha))} = 12.878 \text{ kn}$$

- $\gamma m0=1.1$
- $\varnothing = 14 \text{ mm}$

$$A \geq \frac{T7 * \gamma m0}{Fy} = \frac{600}{2750} = 0.51 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \frac{\pi \times (\varnothing^2)}{4} = 1.539$$

➤ $0.51 \leq 1.539$

condition vérifie

On choisit un tube circulaire plein de $\varnothing= 14 \text{ mm}$ dans la section est égale à $\varnothing= 14 \text{ mm}$

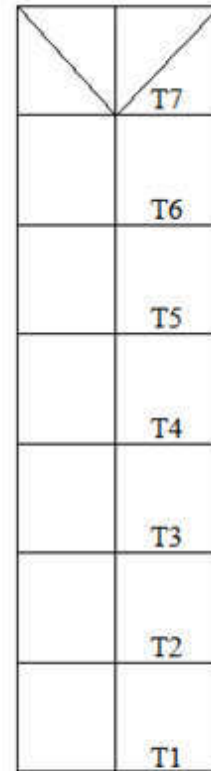


Figure III.5.10 : Fixation des bretelles

III.6 Calcul Des Potelets:

Ce sont des éléments secondaires souvent des profilés en I ou H prévus sur le pignon pour réduire la portée entre les poteaux et diminuer la portée des lisses supportant le bardage isolants. Ils sont sollicités en flexion composée :

- Une flexion sous l'action du vent sur les parois du pignon.
- Une compression sous l'action des charges permanentes dues au poids propre des lisses, de bardage, et celui du potelet lui-même.

- espacement entre les lisses $es=1.3\text{ m}$
- e : espacement entre les pannes $e=1.9\text{ m}$
- H : hauteur totale de hangar $H=12\text{ m}$
- L : portée du portique $L=18\text{ m}$
- ep : espacement horizontale revenant au potelets $ep=6\text{ m}$
- hp : la hauteur du potelets $hp=5.17\text{ m}$

le potelets le plus sollicité sera choisi pour le dimensionnement ainsi que les qs : poids propre des lisses

$$qs=0.129\text{ kn/ml (IPE 140)}$$

III.6.1 Évaluation des charges et surcharges:

a) charge permanent G:

-poids propre du potelet (estimé IPE 140)

$$qp=0.158\text{ kn}$$

b) poids des potelets

$$Pp= qp \times hp=0.816\text{ kn}$$

c) poids des lisses

$$\left(\frac{qs}{es}\right) \times ep \times hp= 3.078\text{ kn}$$

d) poids de couverture

$$(TN40 + \text{accessoire}) \times ep(hp-hn)= 4.653\text{ kn}$$

$$\text{➤ } G=\sum \text{des poids} = 8.548\text{ kn}$$

Vent horizontal: étude au vent (face AB) 0.579 kn/m^2

$$qv=W \times ep=3.476\text{ kn/m}$$

III.6.2 Dimensionnement:

Schéma statique:

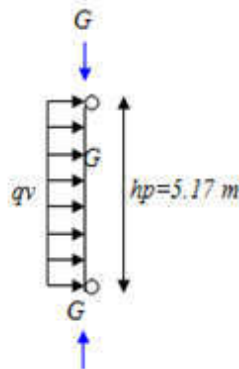


Figure III.6.2 : Chargement des potelets

III.6.3 Critère de flèche:

$$\frac{5 \times qz \times L^4}{384 \times E \times \bar{F}} \leq I_y \quad \text{avec } qz = 3.476 \text{ da/m}$$

Donc

$$F_{y_{\max}} = \frac{5 \times 347.6 \times 10^{-2} \times 5.17^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2.068} = 744.67 \text{ cm}^4 \leq I_y$$

Donc on prend IPE 160

III. 6.3.1 Caractéristiques de la Potelets (IPE 160) :

Tableau III.6.3.1 Caractéristiques du profilé IPE 160

profil	Poids 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	I _z cm ⁴	i _y cm	W _{ply} cm ³	W _{ely} cm ³	r mm
IPE 160	15.8	20.1	160	82	7.4	5.0	127.2	869.3	1.84	68.3	6.58	123.9	108.7	9

III.6.4 Résistance du potelet au flambement

$$N_{brd} = \frac{x \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

- N_{brd} : Résistance au flambement
- $\beta_A = 1$ pour les section de classe I
- $\gamma_{m1} = 1.1$
- x : Coefficient de réduction dépend de λ^- .
- λ^- : Elancement réduit.
- nuance 275 $f_y=2750$
- $L_{fy}=5.17m$

Section de classe 01(IPE160)

$$\lambda_y = \frac{(L_{fy})}{i_y}$$

$$\lambda_y^- = \frac{\lambda_y}{93.9} = 0.836756428$$

$$\lambda_z^- = \frac{\lambda_z}{93.9} = 2.992313747$$

$$\lambda_{max} = \max(\lambda_z^-; \lambda_y^-) \quad \text{on prend} \quad X(\lambda_{max}) = 0.0994$$

- $\alpha(a) = 0.21$
- $B=1$ classe I

$$N_{b,Rd} = 49.948 \text{ kn}$$

III.6.5 Calcul de l'effort normal sollicitant N_{sd} :

$$N_{sd} = (0.1 \times 6 \times 6) + (0.129 \times 6 \times 5) + (0.158 \times 5.17) = 8.286 \text{ kn}$$

- Poids du bardage (10 daN/m²).
- Poids des lisses UAP (12,9 daN/m²).
- Poids propre du potelet (15,8 daN/m).
- Espacement entre le potelet et le poteau (6 m).
- Longueur du bardage (6 m).
- Longueur du potelet (5,17 m).

$$\triangleright N_{sd} = 8.28 \leq N_{b,Rd} = 49.94$$

condition vérifiée

III.6.6 Résistance au voilement par cisaillement

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \\ d=127.2\text{mm} \\ t_w=5 \\ F_y=275 \end{cases}$$

$$\frac{d}{t_w} = 25.44 \text{ donc : } 69\varepsilon = 63.78$$

$$\triangleright \frac{d}{t_w} = 25.44 \leq 69\varepsilon = 63.78 \quad \text{condition vérifiée}$$

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

III.6.7. Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme (IPE160)

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

$$\frac{d}{t_w} = 25.44$$

A_w : Aire de l'âme

$$A_w = t_w \times d = 636 \text{ mm}^2$$

A_{fc} : Aire de la semelle comprimée

$$A_{fc} = b_f \times t_f = 606.8 \text{ mm}^2$$

$K=0.3$ dans la classe 01

Limite d'élasticité de la semelle comprimée ($F_{yt}=275$)

$$K \times \left(\frac{E}{F_y} \right) \times \sqrt{\left(\frac{A_w}{A_{fc}} \right)} = 234.538$$

$$\triangleright 25.44 \leq 234.538 \quad \text{condition vérifiée}$$

III.6.8.Résistance du potelet au déversement

$$M_{brd} = \frac{x_{1t} \times B_w \times W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

- $B_w = 1$ (section de classe I).
- Est le facteur de réduction pour le déversement.
- $F_y = 275 \text{ N/mm}^2$
- $\gamma_{m1} = 1.1$
- x_{1t} est le facteur de réduction pour le déversement $\lambda_{1t} = \sqrt{\frac{B_w \times W_{ply} \times F_y}{M_{cr}}}$
- M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule

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

Avec :

- $C_1 = 1,132$ (Charge uniformément répartie)
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$
- $E = 2.1 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$
- $\nu = 0.3$
- $G = 8.08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$

➤ Les caractéristique de profilé (IPE160)

- I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 3.6 \text{ cm}^4$)
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 3976.21427 \text{ cm}^6$)
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie
- ($I_z = 68.3 \text{ cm}^4$)
- $I_y = 869.3 \text{ cm}^4$

$$I_w = \frac{(I_z \times ((h-t_f)^2))}{4} = 3976.214 \text{ cm}^6$$

$$M_{cr} = 45.8337 \text{ kn.m}$$

$$\lambda_{1t} = 2.726524096$$

$$X_{1t} = \frac{1}{\left(\phi_{1t} + \sqrt{\phi_{1t}^2 - \lambda_{1t}^{-2}}\right)} \leq 1$$

Avec :

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + \alpha_{lt}(\lambda_{lt}^- - 0,2) + \lambda_{lt}^{-2}]$$

$\alpha_{lt} = 0,21$ Pour les profiles laminés

$$\Theta_{lt} = 0.527$$

$$X_{lt} = 0.124380118$$

$$\triangleright 0.124 \leq 1$$

condition vérifie

$$M_{b,Rd} = 38.52 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} = (W \times L) \times \frac{(L^2)}{8}$$

$$M_{sd} = 1161.519 \text{ kn.m}$$

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

$$\triangleright 11.61 \leq 38.52$$

condition vérifie

III.7 Calcul Des Escalier:

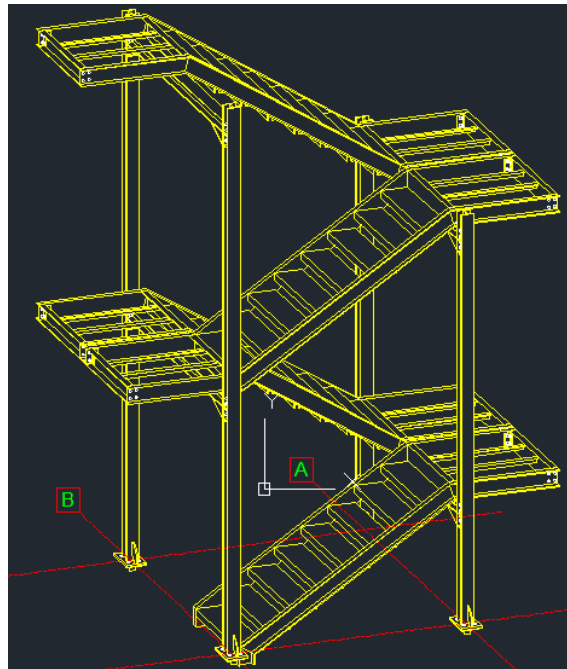


Figure III.7 : les escaliers

III.7.1-Evaluation des charges :

Tableau III.7.1: Evaluation des charges du palier.

Composants du palier	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Tôle Hi-bond 55-750	/	0,09
Dalle en béton	0,08	2
Mortier de pose	0,02	0,44
Revêtement en granite	/	0,7
	TOTAL	3,23
Charges d'exploitations		2,5

Tableau III.7.2: Evaluation des charges de la volée.

Composants de la volée	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Garde-corps métallique	/	0,6
Tôle striée	/	0,45
Mortier de pose	0,02	0,44
Revêtement en granite	/	0,7
	TOTAL	2,19
Charges d'exploitations		2,5

- Volée : G=219 kg/m²
- Palier : G=323 kg/m²
- Charge d'exploitation Q=250kg/m²

III.7.2-Dimensions des escaliers :

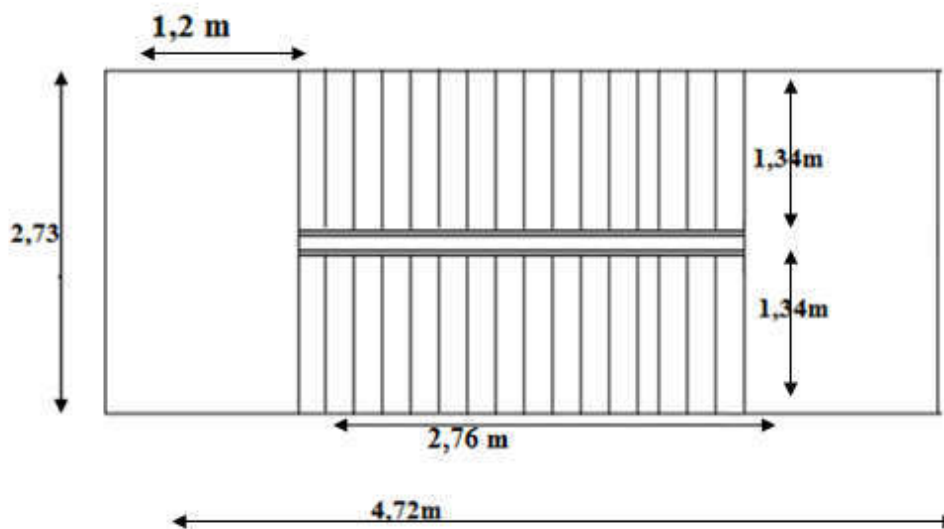


Figure III.7.2 : Disposition et dimension des éléments de l'escalier

III.7.2-1-Nombre de marches :

D'après la formule de BLONDEL on obtient :

Formule de Blondel

$$59\text{cm} \leq (g+2h) \leq 66\text{cm}$$

$$h= 14 \text{ à } 20\text{cm}$$

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

$$h= 6\text{m}$$

$$14,5 \leq h \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{pour } h= 18\text{cm}$$

$$n=H/2h \rightarrow n=600/2(18) = 16,66 \rightarrow n=16 \text{ contre marches.}$$

$$n'=n-1 \rightarrow n= 16-1 \rightarrow n=15 \text{ nombre de marches.}$$

III.7.2-2-Inclinaison du limon :

$$\tan \alpha = \frac{a}{b}$$

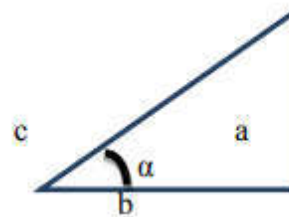


Figure III.7.2.2: Inclinaison de la volée

$$\tan \alpha = 150/232 = 0.64 \rightarrow \alpha = 32,86^\circ$$

5-9-2-3-Longueur du limon :

$$L=150/\sin \alpha \rightarrow L= 2,76\text{m}$$

5-9-3-Calculs des marches :

Les marches sont fabriquées par des tôles striées et des cornières.

V-1-1 Cornière de marche :

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée

$$q= (G+Q)$$

$$q= (219+250) \times 0.3$$

$$g= 30\text{cm} = 0.3\text{m}$$

$$q= 140.7 \text{ kg/ml}$$

III.7.3-1-Condition de flèche :

$$F = \frac{5qL^4}{384EI_y} \leq \frac{L}{250}$$

Tableau III.7.3.1: Evaluation des charges et des charges.

G(0,3) (KN/m)	Q(0,3) (KN/m)	ELS (KN/m)	ELU (KN/m)	I _y (cm ⁴)
0,657	0,75	1,407	2,011	3,77

$$\frac{5 \times 1,407 \times (120)^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 3,77 \text{cm}^4 \leq I_y$$

On adopte pour une cornière à ailes égales L 40x40x4

- I_y=4.47cm⁴
- P=2.42kg/ml

a) Vérification de la flèche :

$$q_{ser} = 1,407 + Pp = 1,407 + 0,0242 = 1,431 \text{ KN/m}$$

$$\frac{5qL^4}{384EI_y} \leq \frac{L}{250}$$

➤ 0,411 ≤ 0,48 condition vérifiée

Vérification :

$$Q_u = q_u + 1,35Pp = 2,011 + 1,35 \times 0,0242 = 2,04 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} = 0.367 \text{ KN.m} \leq M_{ply} = W_{el} \frac{F_y}{\gamma_{M0}} = 0.331 \text{ KN.m}$$

B. Calcul du limon :

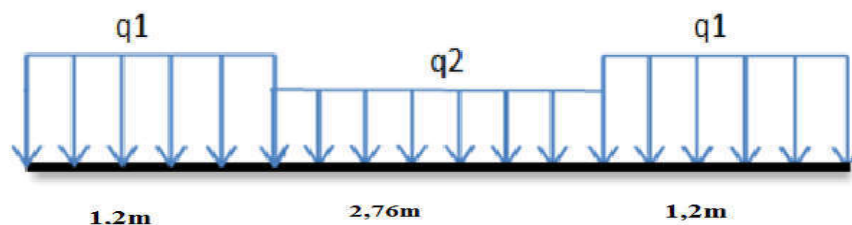


Figure III.7.3.1.: schéma statique du limon.

III.7.4-Evaluation des charges et des surcharges :

Tableau III.7.4: Evaluation des charges et des charges

Gp(1,2/2) (KN/m)	Qp(1,2/2) (KN/m)	ELS (KN/m)	ELU (KN/m)	Iy (cm ⁴)
1,938	1,5	3,438	4,866	732.17

a) Condition de flèche :

$$f \leq \delta_{\max}$$

$$\delta_{\max} = \frac{L}{250} = \frac{516}{250} = 2.064 \text{ m}$$

$$\frac{5qL^4}{384EI_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$\rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 3.438 \times 516^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2.064} = 732.17 \text{ cm}^4 \text{ en prend UPN 180}$$

III.7.5. Caractéristiques de profile (UPN180) :

Tableau III.7.5 : Caractéristiques du profilé UPN180

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	I _z cm ⁴	i _y cm	W _{ply} cm ³	W _{ely} cm ³	r mm
UPN 180	30.7	27.9	180	70	11	8	133	1350	2.02	114	7	179	42.9	11

a) Vérification de la flèche :

$$q_{\text{ser}} = 3,438 + Pp = 3,438 + (1,35 \times 0.219) = 3.733 \text{ KN/m}$$

$$\frac{5qL^4}{384EI_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$f \geq \frac{5 \times 3,733 \times 516^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1350} = 1.21 \text{ cm}^4$$

$$\rightarrow 1.21 \leq 2.064 \text{ condition vérifie}$$

b) Vérification de la résistance :

$$Q_u = 4,866 + Pp = 4,866 + (1,35 \times 0.219) = 5.161 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

Notre profilé est de classe 1

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{5.161 \times 5.16^2}{8} = 17.176 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = W_{pl} \frac{F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{150 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 32.04 \text{ KN.m}$$

$$\triangleright 17.176 \leq 32.04 \quad \text{condition vérifiée}$$

UPN180 pour le limon

III.7.6 Pré dimensionnement des poteaux d'escalier :

III.7.6.1 Calcul des Efforts sollicitant :

$$Q_u = 1,35 (G_p + G_v) + 1.5Q = 1,35 (3,23 + 2,19) + 1.5 \times 2,5 = 11.067 \text{ KN/m}$$

- $N_{sd} = 11.067 \text{ kn}$

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{11.067 \times 6^2}{8} = 49.80 \text{ KN.m}$$

III.7.6.2 Vérification de la résistance :

Caractéristiques de profilé (HEA160) :

Tableau III.7.6.2 : Caractéristiques du profilé HEA160

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	I _z cm ⁴	i _y cm	W _{ply} cm ³	W _{ely} cm ³	r mm
HEA 160	30.4	38.8	152.	160	9	6	104	1673	3.98	615.6	6.57	245.1	220.1	15

On pose un profilé de HEA 160

$$N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec: $\begin{cases} f_y = 275 \text{ N/mm}^2 \\ \gamma_{M0} = 1.1 \end{cases}$

$$M_{plrd} = \frac{245.1 \times 275 \times 10^{-4}}{1.1} = 61.275 \text{ kn.m}$$

$$N_{plrd} = \frac{112.5 \times 10^2 \times 275}{1.1} = 9700000 \text{ daN} = 97000 \text{ kn}$$

Pour section I et H

$$\begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 5\eta \end{cases} \quad \begin{cases} \beta \geq 1 \text{ toujours} \\ \eta = N/N_{pl} \end{cases}$$

Le vent est un petite influence sur le panne donc néglige l'effort Normale N

N est néglige

$$N=0 \quad \longrightarrow \quad \beta=1$$

$$\left(\frac{Msd}{Mplrd}\right)^1 + \left(\frac{Nsd}{Nplrd}\right)^2 \leq 1$$

$$\left(\frac{49.80}{61.275}\right)^1 + \left(\frac{11.067}{97000}\right)^2 < 1$$

➤ 0.812 ≤ 1 **condition vérifie**

Chapitre IV :
Dimensionnement
Des élément
Structuraux

IV.1 Calcul des contreventements :**IV.1.1 Introduction :**

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effets de séismes, chocs etc. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (« Poutres au vent », et en façade (« palées de stabilité »), et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

IV.1.2 Les différents types de contreventements :**IV.1.2.1 Contreventements de toiture : (poutre au vent)**

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture comme la montre la figure ci-dessous. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

Remarque :

Dans L'hangar de grande longueur, comportant des joints de dilatation, il est bon de prévoir au moins une travée de contreventement entre deux joints de dilatation.

IV.1.2.2 Contreventement de façades : (palée de stabilité)

La palée de stabilité est un contreventement de façade destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre aux fondations.

IV.1.2.3 Effort du vent sur les pignons :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

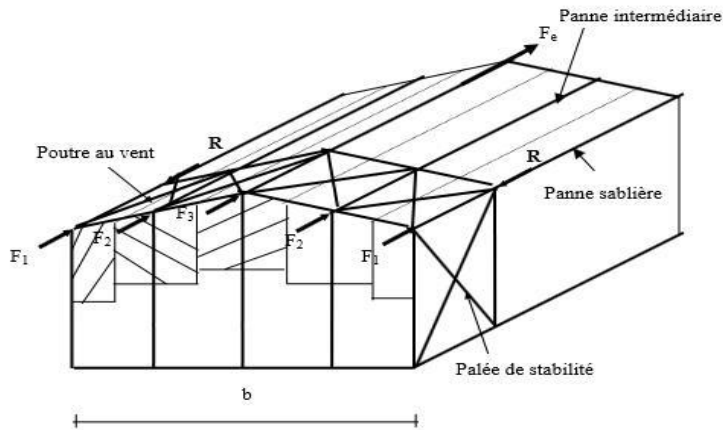


Figure IV.1.2.3 : Effort du vent sur les pignons

IV.1.2.4 Calcul de la poutre au vent en pignon :

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumises aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l’effort d’entraînement.

Remarque :

Les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres du moment qu’ils flambent au moindre effort. 2. Le problème est ramené à un calcul isostatique et pour déterminer ces efforts, on utilise la méthode des sections.

IV.1.2.5 Evaluation des efforts horizontaux :

$$F1 = (V \times \frac{H1}{2} \times \frac{b}{8}) + \frac{Ffr}{8}$$

$$F2 = (V \times \frac{H2}{2} \times \frac{b}{4}) + \frac{Ffr}{4}$$

$$F3 = (V \times \frac{H3}{2} \times \frac{b}{4}) + \frac{Ffr}{4}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} h1 = 9,5\text{m} \\ h2 = 10.75\text{m} \\ h3 = 12\text{m} \\ b = 18\text{m} \\ L_f = 6\text{m} \end{cases}$$

D'après l'étude au vent, la valeur de C_e est donnée dans le tableau suivant (voir CHI):



Figure IV.1.2.5 : valeur de C_{pe}

$$\sum C_r = C_{peD} + C_{peE} = 0,8 + 0,3 = 1,1$$

$$q_{dyn} = 0,585 \text{ kn/m}^2$$

$$C_d = 0.9 \text{ voir CHI}$$

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times \sum C_r = 0.9 \times 0,585 \times 1,1 = 0,579 \text{ kn/m}^2$$

$$V = 0,579 \text{ kn/m}$$

$$C_{fr} = 0,045 \quad \text{RNV99}$$

$$S_{fr} = 1008 \text{ m}^2 \text{ (surface de frottement de toiture)}$$

$$F_{fr} = C_{fr} \times S_{fr} \times q_{dyn}$$

$$F_{fr} = 0,045 \times 1008 \times 0.585$$

$$F_{fr} = 23,595 \text{ kn} \quad \text{pour toiture voir CHI}$$

IV.1.2.6 Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets :

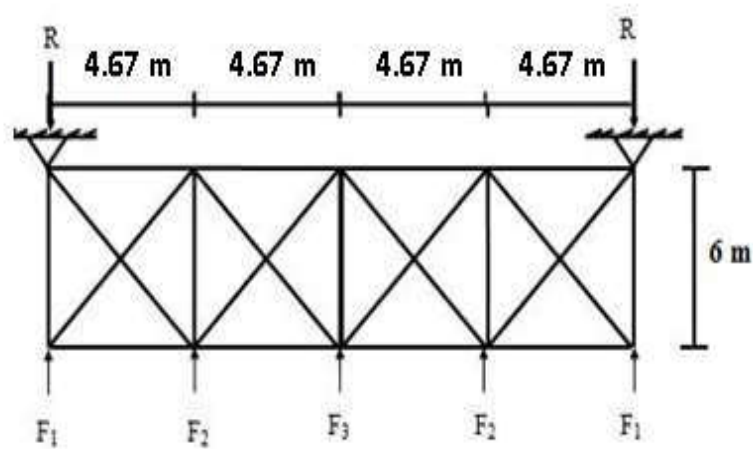


Figure IV.1.2.6 : Effort horizontaux en tête des potelets

$$F1 = \left(0,579 \times \frac{9,5}{2} \times \frac{18}{8}\right) + \frac{23,595}{8} = 9,141 \text{ dan}$$

$$F2 = \left(0,579 \times \frac{10,75}{2} \times \frac{18}{4}\right) + \frac{23,595}{4} = 19,911 \text{ dan}$$

$$F3 = \left(0,579 \times \frac{12}{2} \times \frac{18}{4}\right) + \frac{23,595}{4} = 21,541 \text{ dan}$$

IV.1.2.7 Effort de traction dans les diagonales :

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, cela est dû au fait de leurs grands élancements, elles tendent à flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi D ou paroi E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue. Le contreventement de versant est une poutre à treillis supposée horizontale. Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (Les plus sollicitées) est donné comme suit :

$$\text{longueur diagonale} \left(\frac{L_{ferrme}}{2} \right)$$

$$\text{tg } \beta = \frac{L_f}{H_1} = 1,284796574$$

$$\beta = \arctg 1,284 = 32,27^\circ$$

$$F_d = \frac{(R - F1)}{\text{Cos}(\beta)} = \frac{(39,823 - 9,141)}{\text{Cos}(32,27)} = 49,948 \text{ kn}$$

$$N_{sd} = (1,5 \times F_d) = (1,5 \times 49,948) = 74,922 \text{ kn}$$

$$N_{sd} = 74,92 \text{ kn}$$

IV.1.2.8 Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{F_y} = \frac{74,92 \times 1,1}{27,5} = 2,996 \text{ cm}^2$$

Après modélisation on adopte le profilé suivant on choisit une cornière en **2L60×60×5** et on vérifie sa résistance.

Donc on prend γ_{Γ} de 60x60x5 \longrightarrow $A_{\gamma} = 5,82 \text{ cm}$

on utilise boulon de 12mm et trous de 13mm

$$2(L60 \times 60 \times 5) = 11.64 \text{ cm}^2 \quad (i_z = i_y = 1.82 \text{ cm})$$

IV.1.2.9 Caractéristiques du Profilé (L60*60*5) :

Tableau IV..1.2.9 Caractéristiques du profilé L60*60*5

profil	Poids Kg/m	Section A cm ²	Dimensions			Caractéristiques							
			h mm	b mm	t	I _y cm ⁴	i _z cm	I _z cm ⁴	i _y cm	W _{ely} cm ³	W _{ely} cm ³	r1 mm	r2 mm
L60 *60 *5	4.57	5.82	60	60	5	19.37	1.82	19.37	1.82	4.45	4.45	8	4

$$N_{brd} = \frac{x \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

- N_{brd}: Resistance au flambement
- β_A = 1 pour les section de classe I
- γ_{m1} = 1.1
- x : Coefficient de réduction dépend de λ⁻.
- λ⁻: Elancement réduit.
- longueur (de panne ,sablier, entre 2 poteau) L=6m
- nuance 275
- F_y=275 N/mm²

Plan (y-y) (z-z): i_y = i_z = 1,82cm

$$\lambda_{y^-} = \frac{\lambda_y}{93.9} = \frac{\lambda_z}{93.9}$$

$$\lambda_y = \left(\frac{0.5L}{i_y} \right) = \left(\frac{0.5 \times 6 \times 100}{1.82} \right) = 164.835$$

$$\lambda_{y^-} = 1,755$$

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + \alpha_{lt}(\lambda_{lt}^- - 0,2) + \lambda_{lt}^{-2}] = 2.204$$

α_{lt} = 0,21 Pour les profils laminés

$$X_{lt} = \frac{1}{(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^{-2}})} = 0,282$$

$$\text{➤ } 0,282 \leq 1$$

Condition verifie

IV.1.2.10 Résistance au flambement :

$$N_{b,rd} = \frac{(X \times B A \times A \times F_y)}{\gamma_{m1}} = \frac{(0.282 \times 11.64 \times 2750 \times 10^{-2})}{1.1} = 82,274 \text{ Kn}$$

$$\triangleright N_{sd} = 74.92 \leq N_{b,rd} = 82.74 \quad \text{kn} \quad \text{Condition verifie}$$

Calcul de Anet :

On pose $\Theta_t = 13 \text{ cm}$ diamètre de trous et Θ_b diamètre de boulon $\Theta_b = 12 \text{ cm}$

$e = 6 \text{ cm}$

$$A_2 = \frac{A}{2} = \frac{582}{2} = 291 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = A_2 - \Theta \times e = 291 - 12 \times 5 = 231 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{(3A_1)}{(3A_1 + A_2)} = \frac{(3 \times 231)}{(3 \times 231 + 291)} = 0.704$$

$$A_{net} = 2 \times (A_1 + \alpha \times A_2) = 2 \times (231 + 0.704 \times 291)$$

$$A_{net} = 871.884 \text{ cm}^2$$

$$N_{sd} \leq N_{u,rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{m2}}$$

$$\triangleright 74.92 \text{ kn} < \frac{0.9 \times 871.884 \times 4300 \times 10^{-2}}{1.25} = 269.935 \text{ kn} \quad \text{Condition verifie}$$

Les éléments tendus (les diagonales)

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

IV.1.2.11 Résistance plastique de calcul de section brute

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{M1}} = \frac{5.82 \times 2 \times 27.5}{1.1} = 291 \text{ cm}^2$$

IV.1.2.12 Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations:

$$N_{urd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 871.884 \times 4300 \times 10^{-4}}{1.25} = 269.935 \text{ Kn}$$

IV.1.2.13 Résistance plastique de calcul de section nette :

$$N_{\text{net,rd}} = \frac{(A_{\text{net}} \times F_y)}{\gamma_{M0}} = \frac{871.884 \times 2750 \times 10^{(-4)}}{1.1} = 217.971 \text{ Kn}$$

IV.1.2.14 Les éléments tendus :

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

$$74.92 \text{ kn} \leq \min(291 ; 217.971 ; 269.935)$$

$$\blacktriangleright 74.92 \leq 217.971 \text{ kn}$$

Condition vérifiée

IV.1.3 Contreventement sur Lang pan : (palée de stabilité)

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts de vent sur Lang pan transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

IV.1.3.1 Effort de traction dans la diagonale tendue :

Par la méthode des coupures :

$$F_d \cdot \cos\theta + F1 = R$$

Avec :

$$R = \frac{(2F1 + 2F2 + F3)}{2} = \frac{(2 \times 9,141 + 2 \times 19,911 + 21,541)}{2} = 39,823 \text{ dan}$$

$$\tan\theta = \frac{lf}{h1} = 0.631$$

$$\theta = 32,27^\circ$$

$$F_d = \frac{R - F1}{\cos\theta} = \frac{39,823 - 9,141}{\cos 32,27} = 36,289 \text{ kn}$$

$$N_{sd} = 1,5 \times F_d = 1,5 \times 36,289 = 54,433 \text{ kn}$$

$$N_{sd} = 54,433 \text{ Kn}$$

IV.1.3.2 Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times Fy}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{Fy} = \frac{54,43 \times 1,1}{27,5} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Après modélisation on adopte le profilé suivant on choisit une cornière en **2L50×50×6** et on vérifie sa résistance.

Donc on prend γ_{Γ} de 50x50x6 $\longrightarrow A_{\gamma} = 5.69 \text{ cm}$

on utilise boulon de 12mm et trous de 13mm

$$2(L50 \times 50 \times 6) = 11.38 \text{ cm}^2 \quad (i_z = i_y = 1.5 \text{ cm})$$

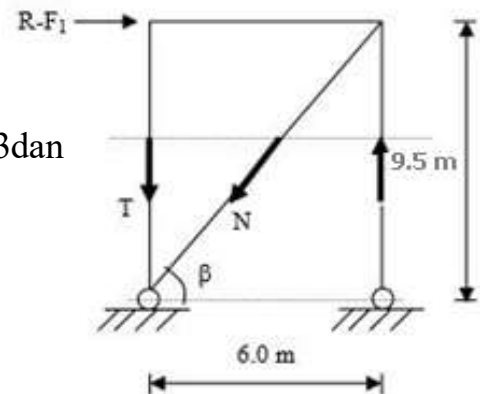


Figure IV.1.3.1 : Effort de traction dans la diagonale

IV.1.3.3 Caractéristiques du Profilé (L50*50*6) :

Tableau IV..1.3.3 Caractéristiques du profilé L50*50*6

profil	Poids P Kg/m	Section A cm ²	Dimensions			Caractéristiques							
			h mm	b mm	t	I _y cm ⁴	i _z cm	I _z cm ⁴	i _y cm	W _{ely} cm ³	W _{ely} cm ³	r1 mm	r2 mm
L50 *50 *6	4.47	5.69	50	50	6	12.84	1.5	12.84	1.5	3.61	3.61	8	4

$$N_{brd} = \frac{x \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

- N_{brd}: Resistance au flambement
- β_A = 1 pour les section de classe I
- γ_{m1} = 1.1
- x : Coefficient de réduction dépend de λ⁻.
- λ⁻: Elancement réduit.
- longueur (de panne ,sablier, entre 2 poteau) L=6m
- nuance 275
- F_y=275 N/mm²

Plan (y-y) (z-z): i_y = i_z = 1,5 cm

$$\lambda_{y^-} = \frac{\lambda_y}{93.9} = \frac{\lambda_z}{93.9}$$

$$\lambda_y = \left(\frac{0.5L}{i_y} \right) = \left(\frac{0.5 \times 6 \times 100}{1.5} \right) = 200$$

$$\lambda_{y^-} = 2,129$$

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

Avec :

$$\phi_{lt} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{lt} (\lambda_{lt}^- - 0,2) + \lambda_{lt}^-^2 \right]$$

$$\alpha_{lt} = 0,21 \text{ Pour les profiles laminés}$$

$$\phi_{lt} = 2.970$$

$$X_{lt} = 0,198$$

$$\triangleright 0,198 \leq 1 \quad \text{Condition verifie}$$

IV.1.3.4 Résistance au flambement :

$$N_{b,rd} = \frac{(X \times B A \times A \times F_y)}{\gamma_{m1}} = \frac{(5.59 \times 0,198 \times 2 \times 100 \times 275 \times 10^{-3})}{1,1}$$

$$N_{b,rd} = 56,424 \text{ Kn}$$

$$N_{sd} \leq N_{b,rd}$$

$$\triangleright 54,43 \leq 56,42 \text{ kn} \quad \text{Condition verifie}$$

Calcul de Anet :

On pose $\Theta_t = 13 \text{ cm}$ diamètre de trous et Θ_b diamètre de boulon $\Theta_b = 12 \text{ cm}$

$$e = 6 \text{ cm}$$

$$A_2 = \frac{A}{2} = \frac{559}{2} = 284.5 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = A_2 - \Theta \times e = 284.5 - 12 \times 6 = 212.5 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{(3A_1)}{(3A_1 + A_2)} = \frac{(3 \times 212.5)}{(3 \times 212.5 + 284.5)} = 0.691$$

$$A_{net} = 2 \times (A_1 + \alpha \times A_2) = 2 \times (212.5 + 0.691 \times 284.5)$$

$$A_{net} = 818.424 \text{ cm}^2$$

$$N_{sd} \leq N_{u,rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{m2}}$$

$$\triangleright 54.43 \text{ kn} < \frac{0.9 \times 818.424 \times 4300 \times 10^{-2}}{1.25} = 253.384 \text{ kn} \quad \text{Condition verifie}$$

Les éléments tendus (les diagonales)

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

IV.1.3.5 Résistance plastique de calcul de section brute

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{M1}} = \frac{5.69 \times 2 \times 27,5}{1,1} = 284,5 \text{ cm}^2$$

IV.1.3.6 Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations:

$$N_{u,rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 818.424 \times 4300 \times 10^{-4}}{1.25} = 253.384 \text{ Kn}$$

IV.1.3.7 Résistance plastique de calcul de section nette :

$$N_{net,rd} = \frac{(A_{net} \times F_y)}{\gamma_{M0}} = \frac{818.424 \times 2750 \times 10^{-4}}{1.1} = 204.606 \text{ Kn}$$

IV.1.3.8 Les éléments tendus :

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

$$\Rightarrow 54.43 \text{ kn} \leq \min (284.5 ; 204.606 ; 253.384)$$

$$\Rightarrow 54.43 \text{ kn} \leq 204.606 \text{ kn}$$

Condition vérifiée

IV.2 Prédimensionnement Des Solives

IV.2.1 Introduction :

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à la flexion simple leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminé par l'équation suivante

$$0.7m \leq L \leq 1.50m$$

Leur écartement varie de 0.70m à 1.50m, suivant la nature du support de plancher, On opte pour une distance de $L=1.2m$

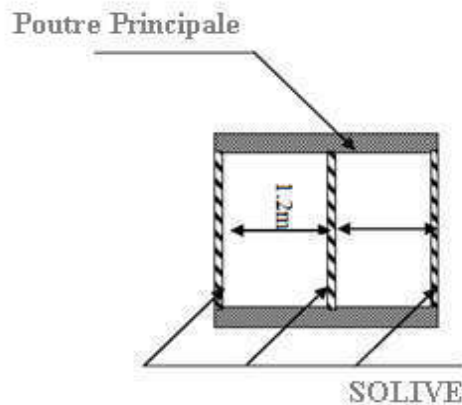


Figure IV.2.1 : Présentation schématique d'une solive

IV.2.2 Pré dimensionnement des solives :

IV.2.2.1 Charges réparties sur solive:

Chargement permanentes :

- es (espacement entre les solive) 1.2m
- La longueur de la poutre $L=6m$
- Chargement permanentes étage courant ($g=509kg/m^2$)
- Surcharges d'exploitations étage courant ($q=250kg/m^2$)
- On prend 6 solives
- $G = g \times es = \left(\frac{509}{100}\right) \times (1.2) = 6.108 \text{ kn/m}^2$

Charge l'exploitation Q:

- $q=250kg /m^2$
- $Q = \left(\frac{250}{100}\right) \times 1.2 = 3 \text{ kn/m}^2$

IV.2.2.2 Combinaison:

Combinaison ELU :

$$1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (6.108) + 1,5 \times (3) = 12.745 \text{ kn/m}$$

Combinaison ELS :

$$G + Q = (6.108) + (3) = 9.108 \text{ kn/m}$$

IV.2.2.3 Critère de flèche:

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} \leq \bar{f}$ Pour une poutre bi articulée

Le module d'élasticité $E=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$$F = \frac{5qL^4}{384EI_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$F = \frac{5qzL^4}{384E\bar{f}} \leq I_y \text{ Avec: } qz = 9,108 \text{ kn/m}$$

➤ Donc : $I_y \geq \frac{5 \times 9.108 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2.4} = 3049.554 \text{ cm}^4$ Donc on prend IPE 240

IV.2.3 Caractéristiques de la poutrelle (IPE 240) :

Tableau IV.2.1 Caractéristiques du profilé IPE 240

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	I _z cm ⁴	i _y cm	W _{ply} cm ³	W _{ely} cm ³	r mm
IPE 240	30.7	39.1	240	120	9.8	6.2	190.4	3392	2.69	283.6	9.97	366.6	324.3	15

IV.2.4 Vérification de la résistance :

$$Q = q_u + 1,35G(\text{IPE 240})$$

$$Q = 12.745 + 1.35 \times \frac{30.7}{100} = 13.160 \text{ kn/m}$$

$$M_{sdy} = \frac{Q \times L^2}{8} = \frac{13.160 \times 6^2}{8} = 59.221 \text{ kn.m}$$

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} f_y = 275 \text{ N/mm}^2 \\ \gamma_{m0} = 1.1 \end{array} \right.$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{366.6 \times 275 \times 10^{-4}}{1.1} = 91.65 \text{ kn.m}$$

➤ $M_{sd} = 59.22 \text{ kn.m} < M_{ply} = 91.65 \text{ kn.m}$ Condition vérifiée

IV.2.5 Vérification de Cisaillement:

$$A_v = A - 2b_f \times t_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = (39.1 \times 10^{-2}) - 2 \times 120 \times 9.8 + (6.2 + 2 \times 15) \times 9.8 = 1912.76 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{(0.58 \times A_v \times F_y)}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{plrd} = \frac{(0.58 \times 1912.76 \times 2750 \times 10^{-4})}{1.1} = 276.0831 \text{ kn}$$

$$50\% V_{plrd} = 138.041 \text{ kn}$$

$$\triangleright V_{sd} = \frac{qu \times L}{2} = 39.48 \leq 0.5 V_{plrd} = 138.041 \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.6 Vérification de la résistance de solive au déversement :

Le moment critique de déversement:

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{brd} = \frac{x1t \times B_w \times W_{ply} \times F_y}{m1}$$

Avec :

- $B_w = 1$ (section de classe I).
- Est le facteur de réduction pour le déversement.
- $F_y = 275 \text{ N/mm}^2$

$$\lambda_{it} = \sqrt{\frac{B_w \times W_{ply} \times F_y}{M_{cr}}}$$

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

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

Avec :

- $C_1 = 1,132$ (Charge uniformément répartie)
- $G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$
- $E = 2.1 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$
- $\nu = 0.3$
- $G = 8.08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$

- I_t : Moment d'inertie de torsion $I_t = 12.88 \text{cm}^4$
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement $I_w = 37571.356 \text{cm}^6$
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 283.6 \text{cm}^4$)

$$I_w = \frac{(I_z \times ((h - t_f)^2))}{4} = 37571.356 \text{cm}^6$$

$$M_{cr} = 5132975.056 \text{N.cm}$$

$$\lambda_{lt}^- = 1.402193888$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 2. > 1.2 \\ t_f \leq 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\alpha(a) = 0.21$$

$$X_{lt} = \frac{1}{\left(t_f + \sqrt{t_f^2 - \lambda_{lt}^-^2} \right)} \leq 1$$

Avec :

$$t_f = 0.5 \times \left[1 + \alpha_{lt} (\lambda_{lt}^- - 0.2) + \lambda_{lt}^-^2 \right]$$

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

$$t_f = 0.751671156$$

$$X_{lt} = 0.87380057$$

$$M_{b,Rd} = 80.083 \text{kn.m}$$

$$M_{sd} = 59.221 \text{kn.m}$$

$$\blacktriangleright M_{sd} = 59.221 \leq M_{b,Rd} = 80.083$$

Condition vérifiée

IV.3 Pré dimensionnement Des Poutres:

En fonction de l'espacement qui existe entre les solives.

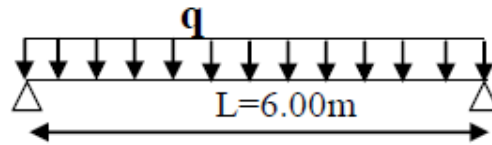


Figure IV.3.1 : Présentation schématique du chargement de poutre

IV.3.1.1 Charges réparties sur poutre:

Chargement permanentes :

- es (espacement entre les solive) 1.2 m
 - La longueur de la poutre L=6 m
 - La longueur de entre les poutre (constant) ep=6 m
 - Chargement permanentes étage courant ($G_p=509 \text{ kg/m}^2$)
 - Surcharges d'exploitations étage courant ($q=250 \text{ kg/m}^2$)
 - $G_s(\text{solive (IPE240)}) G_s=0.307 \text{ kn/m}$
 - poids de solive (G_s/es)= 0.3684 kn/m^2
- $$\Sigma G=5.345 \text{ kn/m}^2$$

$$G = G_{\text{totale}} \times e_p = 5.345 \times 6 = 32.075 \text{ kn/m}$$

Charge l'exploitation Q:

- $q=250 \text{ kg /m}^2$
- $Q=\left(\frac{250}{100}\right) \times 6=15 \text{ kn/m}$

IV.3.1.2 Combinaison:

Combinaison ELU :

$$1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (32.075) + 1,5 \times (15) = 65.801 \text{ kn/m}$$

Combinaison ELS :

$$G + Q = (32.075) + (15) = 47.075 \text{ kn/m}$$

IV.3.1.3 Critère de flèche:

La flèche doit satisfaire la condition suivante $F_{\text{max}} \leq \bar{F}$ Pour une poutre bi articulée

Le module d'élasticité $E=2.1 \times 10^6 \text{ kg /cm}^2$

$$F = \frac{5qL^4}{384EI_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$F = \frac{5qzL^4}{384Ef} \leq I_y \quad \text{Avec: } qz = 47,750 \text{ kn/m}$$

$$\text{donc : } I_y \geq \frac{5 \times 47.750 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2.4} = 15987.86 \text{ cm}^4$$

Donc on prend IPE 400

IV.3.2 Caractéristiques de la poutre (IPE 400) :

Tableau IV.3.2 Caractéristiques du profilé IPE 400

profil	Poids Kg/m	Section cm ²	Dimensions					Caractéristiques						
			h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	i _z cm	I _z cm ⁴	i _y cm	W _{ply} cm ³	W _{ely} cm ³	r mm
IPE 400	66,3	84,5	400	180	13,5	8,6	331	23130	3.95	1318	16.55	1307	1156	21

IV.3.3 Vérification de la résistance :

$$Q = q_u + 1,35G(\text{IPE 400}) = 65.801 + 1.35 \times \frac{66.3}{100} = 66.696 \text{ kn/m}$$

$$M_{sdy} = \frac{Q \times L^2}{8} = \frac{65.801 \times 6^2}{8} = 300.133 \text{ kn.m}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} f_y = 275 \text{ N/mm}^2 \\ \gamma_{m0} = 1.1 \end{cases}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1307 \times 2750 \times 10^{-4}}{1.1} = 326.75 \text{ kn.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} = 300.133 < M_{ply} = 326.75$$

Condition Verifie

IV.3.4 Vérification de Cisaillement:

$$A_v = A - 2b_f \times t_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = (84.5 \times 10^{-2}) - 2 \times 180 \times 13.5 + (8.6 + 2 \times 21) \times 13.5 = 4273.1 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{(0.58 \times A_v \times F_y)}{\gamma_{m0}} = \frac{(0.58 \times 4273.1 \times 2750 \times 10^{-4})}{1.1} = 616.768 \text{ kn}$$

$$50\% V_{plrd} = 308.384 \text{ kn}$$

$$\Rightarrow V_{sd} = \frac{qu \times L}{2} = 200.088 \leq 0.5 V_{plrd} = 308.384$$

Condition Verifie

IV.3.5 Vérification de la résistance de solive au déversement :

Le moment critique de déversement:

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{brd} = \frac{x1t \times B_w \times W_{ply} \times F_y}{\gamma m1}$$

Avec :

- $B_w = 1$ (section de classe I).
- Est le facteur de réduction pour le déversement.
- $F_y = 275 \text{ N/mm}^2$

$$\lambda_{lt}^- = \sqrt{\frac{B_w \times W_{ply} \times F_y}{M_{cr}}}$$

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

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

Avec :

- $C_1 = 1,132$ (Charge uniformément répartie)
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$
- $E = 2.1 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$
- $\nu = 0.3$
- $G = 8.08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion $I_t = 51.08 \text{ cm}^4$
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement $I_w = 492214.5 \text{ cm}^6$
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 1218 \text{ cm}^4$)

$$I_w = \frac{(I_z \times ((h - t_f)^2))}{4} = 492214.5 \text{ cm}^6$$

$$M_{cr} = 26041233 \text{ N.cm}$$

$$\lambda_{lt}^- = 0.386089$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 2.22 > 1.2 \\ t_f \leq 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

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

Avec :

$$\phi_{lt} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{lt}(\lambda_{lt}^- - 0,2) + \lambda_{lt}^{-2}\right]$$

$\alpha_{lt} = 0,21$ Pour les profiles laminés

$$\phi_{lt} = 0.594072$$

$$X_{lt} = 0.95641$$

$$M_{b,Rd} = 312.507 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} = 304.2364 \text{ kn.m}$$

$$\text{➤ } M_{sd} = 300.133 \leq M_{b,Rd} = 312.507$$

Condition Verifie

IV.4 Calcul des Traverses

IV.4.1 Introduction :

La stabilité statique doit être assurée tant au niveau de la structure globale qu'au niveau de chaque élément pris séparément. C'est pourquoi il est exigé de procéder au calcul de la structure sous toutes les combinaisons possibles définies d'une manière réglementaire.

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

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

IV.4.2 Justification des traverses :

IV.4.3 Charges réparties sur la traverse :

Chargement permanentes :

- poids TN40 ($p_c=10 \text{ kn/m}^2$)
- poids de panne, IPE240 ($p_p=30.7 \text{ kn/ml}$)
- poids des accessoires ($p_a=5 \text{ kn/m}^2$)
- moitié de portique de rive $L=3\text{m}$
- espacement entre les pannes $e=1.9\text{m}$
- longueur de panne $L=6\text{m}$
- $G = (P_c + P_a) \times e + P_{pp} = (0.1+0.05) \times (1.9) + 0.307 = 0.592 \text{ kn/m}$

Charge l'exploitation Q:

- $Q=44.44 \text{ kg/m}^2$
- $Q=0.444 \times 1.9 = 0.84436 \text{ kn/m}$

Surcharges climatiques: (neige et vent)

- Neige S: $S=0.2671 \times 1.9 \times 6 = 0.507 \text{ kn/m}$
- Vent w : $W=0.2633 \times 1.9 = 0.500 \text{ kn/m}$

IV.4.4 Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant les plus défavorables sont pris des résultats obtenus après introduction des données et passage du logiciel etaps

$$M_{sd} = 289.609 \text{ kn}$$

$$N_{sd} = 189.62 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 52.4 \text{ kn}$$

$$W_{ply} \geq \frac{(M_{sd} \times m_0)}{F_y}$$

$$\Rightarrow W_{ply} \geq \frac{(289.609 \times 1.1) \times 10^2}{27.5} = 1158.436 \text{ cm}^3$$

Donc on prend IPE400

IV.4.5 Caractéristiques de la traverse (IPE 400) :

Tableau IV.5.1 Caractéristiques du profilé IPE 400

profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques						
IPE	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	I _z cm ⁴	i _y cm	W _{ply} cm ³	W _{ely} cm	r mm
400	66,3	84,5	400	180	13,5	8,6	331	23130	3.95	1318	16.55	1307	1156	21

IV.4.6 Vérification pour le moment fléchissant :

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{plrd} = \frac{1307 \times 275}{1.1} \times 10^{-2} = 326.25 \text{ kn}$$

$$M_{sd} < M_{plrd}$$

➤ 289.609 kn < 326.25 kn **condition vérifiée**

IV.4.7 Classification de la section transversal :

$$d_c = \frac{N_{sd}}{(t_w \times F_y)}$$

$$d_c = \frac{189.62 \times 10^3}{(8.6 \times 27.5)} = 80.177 \text{ mm}$$

$$\alpha = \left(\frac{1}{d}\right) \times \left(\frac{(d+d_c)}{2}\right)$$

$$\alpha = \left(\frac{1}{331}\right) \times \left(\frac{(331+80.177)}{2}\right) = 0.621$$

$$\varepsilon = 1$$

$$\frac{(369 \times)}{(13 \times \alpha - 1)} = \frac{(369 \times 1)}{(13 \times 0.621 - 1)} = 52.159$$

$$\frac{d}{t_w} < \frac{(369 \times)}{(13 \times \alpha - 1)}$$

➤ 38.488 < 52.159 **condition vérifiée on a la classe I**

IV.4.8 Résistance de la section transversal :

1-Vérification de l'effort tranchant :

$$A_v = A - 2b_f \times t_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = (84.5 \times 10^{-2}) - 2 \times 180 \times 13.5 + (8.6 + 2 \times 21) \times 13.5 = 4273.1 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{(0.58 \times A_v \times F_y)}{\gamma m_0}$$

$$V_{plrd} = \frac{(0.58 \times 4273.1 \times 2750 \times 10^{-4})}{1.1} = 1068.275 \text{ kn}$$

$$50\% V_{plrd} = 534.1375 \text{ kn}$$

$$V_{sd} \leq 0.5 V_{plrd}$$

$$\triangleright 52.4 \leq 534.1375 \text{ kn} \quad \text{condition vérifiée}$$

2-Vérification de l'effort axial :

$$N_{plrd} = \frac{(A \times F_y)}{\gamma m_0}$$

$$N_{plrd} = \frac{(84.5 \times 10^{-2} \times 2750)}{1.1} = 2112.5 \text{ kn}$$

$$N_{sd} < 0.25 N_{plrd} \quad \Rightarrow \quad 0.25 N_{plrd} = 528.125 \text{ kn}$$

$$\triangleright 189.62 < 528.125 \text{ kn} \quad \text{condition vérifiée}$$

IV.4.9 Flexion composée :

$$M_{plrd} = \frac{(w_{ply} \times F_y)}{\gamma m_0}$$

$$M_{plrd} = \frac{(1307 \times 10^{-2} \times 27.5)}{1.1} = 326.75 \text{ kn}$$

$$N_{plrd} = 2112.5 \text{ kn}$$

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{plrd}} \right)^1 + \left(\frac{N_{sd}}{N_{plrd}} \right)^2 < 1$$

$$\triangleright \left(\frac{289.609}{326.75} \right)^1 + \left(\frac{189.62}{2112.5} \right)^2 < 1 \quad \Rightarrow \quad 0.8943891 < 1 \quad \text{condition vérifiée}$$

IV.4.10 Résistance au flambement avec flexion :

La longueur de flambement de la traverse pour un flambement dans le plan du portique peut être pris comme suite $L_{cr,y} = 0,5 ; L_0 = 9 \text{ m}$ avec $L_0 = 18 \text{ m}$.

- $L_0 = 18 \text{ m}$
- $L_{cr,y} = 0,5 L_0 = 9 \text{ m}$
- $L_{cr,z} = 1,2 \text{ m}$ pour le flambement par rapport à l'axe z-z espacement entre les panne
- $L_{cr,y} = 9 \text{ m}$ pour le flambement par rapport à l'axe y-y;
- $L_{cr,LT} = 9 \text{ m}$ pour le déversement.

1- Flambement par rapport à l'axe z-z : X_z

$$L_{cr,z} = 1,2 \text{ m}$$

$$\left(\frac{h}{b}\right) = 2,222 > 1,2 ; \text{Axe de flambement } z - z \text{ courbe de flambement } b$$

$$\alpha(b) = 0,34$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \Rightarrow \quad \lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{2750}} = 86,814$$

$$\lambda_z = \left(\frac{L_{cr,z}}{i_z}\right) \quad \Rightarrow \quad \lambda_z = \left(\frac{1,2 \times 10^2}{3,95}\right) = 30,379$$

$$\lambda_z^- = \frac{\lambda_z}{93,9} \quad \Rightarrow \quad \lambda_z^- = \frac{30,379}{93,9} = 0,349$$

$$i_{t^-} = 0,5 \times [1 + \alpha(\lambda_{lt}^- \quad 0,2) + \lambda_{lt}^-^2]$$

$$i_{t^-} = 0,586$$

$$X_{lt} = \frac{1}{\left(i_{t^-} + \sqrt{i_{t^-}^2 - \lambda_{lt}^-^2}\right)} \leq 1$$

$$\Rightarrow X_{lt} = 0,945 \leq 1$$

condition vérifiée

2- Flambement par rapport à l'axe y-y : X_y

$$L_{cr,y} = 9 \text{ m}$$

$$\left(\frac{h}{b}\right) = 2,222 > 1,2 ; \text{Axe de flambement } z - z \text{ courbe de flambement } b$$

$$\alpha(a) = 0,21$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \Rightarrow \quad \lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{2750}} = 86,814$$

$$\lambda_y = \left(\frac{Lcr,y}{iz} \right) \quad \Rightarrow \quad \lambda_y = \left(\frac{9 \times 10^2}{3.95} \right) = 227.848$$

$$\lambda_{y^-} = \frac{\lambda_y}{93.9} \quad \Rightarrow \quad \lambda_{y^-} = \frac{227.848}{93.9} = 2.624$$

$$i_{t^-} = 0,5 \times \left[1 + \alpha(\lambda_{t^-}^2 - 0,2) + \lambda_{t^-}^2 \right]$$

$$i_{t^-} = 4.198$$

$$X_{it} = \frac{1}{\left(i_{t^-} + \sqrt{i_{t^-}^2 - \lambda_{t^-}^2} \right)} \leq 1$$

$$\Rightarrow X_{it} = 0.133 \leq 1$$

condition vérifiée

$$\Rightarrow X_{\min} = \min(X_{ity}, X_{itz}) \quad \Rightarrow X_{ity} = 0.133$$

IV.4.11 Résistance de la traverse au déversement :

$$M_{brd} = \frac{x_{1t} \times B_w \times W_{ply} \times F_y}{m_1}$$

Avec :

- B= 1 (section de classe I).
- Est le facteur de réduction pour le déversement.
- F_y= 275 N/mm²
- γ_{m1} = 1.1
- x_{1t} est le facteur de réduction pour le déversement

$$\lambda_{t^-} = \sqrt{\frac{B \times W_{ply} \times F_y}{M_{cr}}}$$

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

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

Avec :

$$\psi = \frac{M_{sd}}{V_{sd}} = 0.654$$

$$C_1 = 1,88 - 1,4\psi + 0,52\psi^2 = 1.186$$

- C₁= 1.186 (Charge uniformément répartie)
- G = $\frac{E}{2(1 + \nu)}$
- E=2.1×10⁶N/cm²
- ν=0.3
- G= 8.08.10⁶ N/cm²

Avec :

- I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 51.08\text{cm}^4$)
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 492214.51\text{cm}^6$)
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie
- ($I_z = 13.18\text{cm}^4$)
- $I_y=23130\text{cm}^4$

$$I_w = \frac{(I_z \times ((h-tf)2))}{4} = 492214.51\text{cm}^6$$

$$M_{cr} = 152.754\text{kn.m}$$

$$\lambda_{lt}^- = 1.442$$

$$X_{lt} = \frac{1}{\left(i_t + \sqrt{i_t^2 - \lambda_{lt}^{-2}} \right)} \leq 1$$

Avec :

$$i_t = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{lt} (\lambda_{lt}^- - 0,2) + \lambda_{lt}^{-2} \right]$$

$\alpha_{lt} = 0,21$ Pour les profiles laminés

$$\Theta_{lt} = 1.671$$

$$X_{lt} = 0.397$$

$$\triangleright 0.124 \leq 1 \quad \text{condition vérifié}$$

$$M_{b,Rd} = 1149.391\text{kn.m}$$

$$M_{sd} = (W \times L) \times \frac{(L^2)}{8}$$

$$M_{sd} = 52.585 \text{ kn.m}$$

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

$$\triangleright 52.585 \leq 1149.391 \quad \text{condition vérifié}$$

IV.5 Pré dimensionnement Des Sablière :

IV.5.1.1 Charges réparties sur poutre sablière :

Chargement permanentes :

- La longueur de entre la poutre sablier et solive (constant) es =1.2m
- La longueur de la poutre L=6m
- La longueur de entre les poutre (constant) ep=6m
- Chargement permanentes (Gp=38.973kg/m²)
- Poids propre de la couverture TN40 (0.1 kn/m²)
- Poids propre Profils IPE (Gpp/es) (0.199/1.9 = 0.1047 kn/ml)
- Poids des accessoires (0.05 kn/m²)
- Surcharges d'exploitations (q=150kg/m²)

$$G_{\text{totale}} = (0.1 + 0.05) \times 1.9 + 0.1047 = 0.3897 \text{ kn/m}^2$$

$$G = G_{\text{totale}} \times ep = 0.3897 \times \frac{1.9}{2} = 0.3702 \text{ kn/m}$$

Charge l'exploitation Q:

- q=150kg /m²
- $Q = \left(\frac{150}{100}\right) \times \frac{1.9}{2} = 1.425 \text{ kn/m}$

IV.5.1.2 Combinaison:

Combinaison ELU :

$$1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (0.3702) + 1,5 \times (1.425) = 2.637 \text{ kn/m}$$

Combinaison ELS :

$$G + Q = (0.3702) + (1.425) = 1.795 \text{ kn/m}$$

IV.5.1.3 Critère de flèche:

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{\text{max}} \leq \bar{f}$ Pour une poutre bi articulée

Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$$F = \frac{5qL^4}{384EI_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$F = \frac{5qzL^4}{384E\bar{f}} \leq I_y \quad \text{Avec: } qz = 1,795 \text{ kn/m}$$

$$\text{➤ Donc : } I_y \geq \frac{5 \times 1.795 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2.4} = 601.0882 \text{ cm}^4$$

Donc on prend HEA120

IV.5.2 Caractéristiques de la poutre sablière:

Tableau IV.5.2 Caractéristiques du profilé HEA120

profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques						
120	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	I _z cm ⁴	i _y cm	W _{ply} cm ³	W _{ely} cm ³	r mm
	19,9	25,3	114	120	8	5	606,2	230,9	4,89	119,5	106,3	12	19,9	25,3

IV.5.3 Vérification de la résistance :

$$Q = q_u + 1,35G(\text{HEA120})$$

$$Q = 2.637 + 1.35 \times \frac{19.9}{100} = 2.905 \text{kn/m}$$

$$M_{sdy} = \frac{Q \times L^2}{8}$$

$$M_{sdy} = \frac{2.905 \times 6^2}{8} = 13.076 \text{kn.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} f_y = 275 \text{N/mm}^2 \\ \gamma_{m0} = 1.1 \end{array} \right.$

$$M_{ply} = \frac{119,5 \times 2750 \times 10^{-4}}{1.1} = 29.875 \text{kn.m}$$

$$\rightarrow M_{sd} = 13.076 < M_{ply} = 29.875$$

Condition Verifie

IV.5.4 Vérification de Cisaillement:

$$A_v = A - 2b_f \times t_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = (25.3 \times 10^{-2}) - 2 \times 120 \times 8 + (5 + 2 \times 12) \times 8 = 842 \text{mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{(0.58 \times A_v \times F_y)}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{plrd} = \frac{(0.58 \times 842 \times 2750 \times 10^{-4})}{1.1} = 121.532 \text{kn}$$

$$50\%V_{plrd} = 60.7664 \text{kn}$$

$$\rightarrow V_{sd} = \frac{qu \times L}{2} = 8.717 \leq 0.5V_{plrd} = 60.766$$

Condition Verifie

IV.5.5 Vérification de la résistance de solive au déversement :

Le moment critique de déversement:

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{brd} = \frac{x1t \times Bw \times Wply \times Fy}{\gamma m1}$$

Avec :

- $B_w = 1$ (section de classe I).
- Est le facteur de réduction pour le déversement.
- $F_y = 275 \text{ N/mm}^2$

$$\lambda_{lt}^- = \sqrt{\frac{Bw \times Wply \times Fy}{M_{cr}}}$$

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

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

Avec :

- $C_1 = 1,132$ (Charge uniformément répartie)
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$
- $E = 2.1 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$
- $\nu = 0.3$
- $G = 8.08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion $I_t = 5.99 \text{ cm}^4$
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement $I_w = 6485.981 \text{ cm}^6$
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 230.9 \text{ cm}^4$)
- $I_w = \frac{(I_z \times ((h - t_f)^2))}{4} = 6485.981 \text{ cm}^6$

$$M_{cr} = 2982688 \text{ N.cm}$$

$$\lambda_{lt}^- = 1.306703$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 0.95 < 1.2 \\ t_f \leq 100 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\alpha(a)=0.21$$

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

Avec :

$$\phi_{lt} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{lt}(\lambda_{lt}^- - 0,2) + \lambda_{lt}^-^2\right]$$

$$\alpha_{lt} = 0,21 \text{ Pour les profiles laminés}$$

$$\phi_{lt} = 1.46994$$

$$X_{lt} = 0.466597$$

$$M_{b,Rd} = 13.939 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} = 13.076 \text{ kn.m}$$

$$\text{➤ } M_{sd} = 13.076 \leq M_{b,Rd} = 13.939$$

Condition Verifie

IV.6.1.1 les poteaux d’RDC :

Après introduction des charges sur la structure, l’étaps nous a proposé comme profilé **HEA 360** pour les poteaux d’RDC, ses caractéristiques sont les suivantes :

IV.6.1.2 Caractéristiques de poteau (HEA 360) :

Tableau IV.6.1.2 Caractéristiques du profilé HEA360

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques						
HEA	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	I _z cm ⁴	i _y cm	W _{ply} cm ³	W _{ely} cm ³	r mm
360	112	142,8	350	300	17,5	10	261	33090	7.43	7887	15.22	2088	1891	27

IV.6.1.3 Efforts sollicitant :

- M_{sd} = 410.578 kn.m
- N_{sd} = 847.5 kn
- V_{sd} = 253.11 kn

IV.6.1.4 Vérification de la résistance :

$$N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec:
$$\begin{cases} f_y = 275 \text{ N/mm}^2 \\ \gamma_{m0} = 1.1 \end{cases}$$

$$M_{plrd} = \frac{2088 \times 2750 \times 10^{-4}}{1.1} = 522 \text{ kn.m}$$

$$N_{plrd} = \frac{112.5 \times 10^2 \times 2750}{1.1} = 35700000 \text{ daN} = 357000 \text{ kn}$$

Pour section I et H

$$\begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 5\eta \end{cases} \quad \begin{cases} \beta \geq 1 \text{ toujours} \\ \eta = N/N_{pl} \end{cases}$$

Le vent est un petite influence sur la panne donc néglige l’effort Normale N

N est néglige $\implies \begin{cases} N = 0 \\ \beta = 1 \end{cases}$

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

$$\left(\frac{410.578}{522}\right)^1 + \left(\frac{847.5}{357000}\right)^2 \leq 1$$

➤ 0.786 ≤ 1 **condition vérifiée**

IV.6.1.5 Classe de la section transversale du poteau :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{369\varepsilon}{(13\alpha-1)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \left\{ \frac{d}{t_w} \right\} = 26.1 \\ Dc = \frac{Nsd}{t_w \times f_y} \implies Dc = \frac{847.5 \times 1000}{10 \times 275} = 308.181 \text{ mm} \\ \alpha = \frac{1}{d} \times \frac{(d+Dc)}{2} \implies \alpha = \frac{1}{261} \times \frac{(261+308.181)}{2} = 1.09 \\ \varepsilon = 1 \\ \frac{369\varepsilon}{(13\alpha-1)} = 28.007 \end{array} \right.$$

➤ 26.1 < 28.007 **condition vérifiée**

- Donc la section transversale du poteau est de classe I

IV.6.1.6 Résistance au flambement :

$$N_{b,rd} = \frac{x \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

- $N_{b,rd}$: Résistance au flambement
- $\beta_A = 1$ pour les section de classe I
- $\gamma_{m1} = 1.1$
- x : Coefficient de réduction dépend de λ^- .
- λ^- : Elancement réduit.
- nuance 275 $f_y=2750$
- $L_{fy}=9.5\text{m}$

$$\lambda_y = \frac{(Lfy)}{i_y}$$

$$\lambda_y^- = \frac{\lambda_y}{93.9} = 0.664$$

$$\lambda_z^- = \frac{\lambda_z}{93.9} = 1.361$$

$$\lambda_{\max} = \max(\lambda_z^-; \lambda_y^-) \quad \text{on prend} \quad X(\lambda_{\max}) = 0.381$$

$$\alpha(a) = 0.21$$

$$\alpha(b) = 0.34$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 1.16 < 1.2 \\ t_f \leq 100 \text{ mm} \end{array} \right.$$

B=1 classe I

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

Avec :

$$\phi_{lt} = 0.5 \times \left[1 + \alpha_{\min}(\lambda_{lt}^- - 0.2) + \lambda_{lt}^-^2 \right] = 1.549$$

$$X_{lt} = 0.437$$

$$N_{b,rd} = \frac{x \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}} = 1362.699 \text{ kn}$$

$$\text{➤ } N_{sd} = 847.5 \leq N_{b,rd} = 1362.699 \quad \text{condition vérifiée}$$

IV.6.1.7 Vérification de Cisaillement:

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

Avec :

$$\begin{cases} \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \\ d = 208 \text{ mm} \\ t_w = 8.5 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\left\{ \frac{d}{t_w} \right\} = 26.1$$

$$69 \varepsilon = 63.784$$

$$\text{➤ } \left\{ \frac{d}{t_w} \right\} \leq 69\varepsilon \quad 26.1 \leq 63.784 \quad \text{condition vérifiée}$$

IV.6.1.8 Vérification de Résistance de la section transversale:

$$A_v = A - 2b_f \times t_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = (142.8 \times 10^{-2}) - 2 \times 300 \times 17.5 + (10 + 2 \times 27) \times 17.5 = 4900 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{(0.58 \times A_v \times F_y)}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{plrd} = \frac{(0.58 \times 4900 \times 2750 \times 10^{-4})}{1.1} = 707.254 \text{ kn}$$

$$50\% V_{plrd} = 353.627 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times L}{2} \leq 0.5 V_{plrd}$$

$$\text{➤ } 253.11 \leq 353.627 \text{ kn} \quad \text{condition vérifiée}$$

IV.6.1.9 Vérification de la résistance de poteau au déversement :

Le moment critique de déversement:

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{brd} = \frac{x1t \times B_w \times W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

- $B_w = 1$ (section de classe I).
- Est le facteur de réduction pour le déversement.
- $F_y = 275 \text{ N/mm}^2$
- $\lambda_{lt}^- = \sqrt{\frac{B_w \times W_{ply} \times F_y}{M_{cr}}}$

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

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

Avec :

- $C_1 = 1,132$ (Charge uniformément répartie)
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$
- $E = 2.1 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$
- $\nu = 0.3$
- $G = 8.08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion $I_t = 148.8 \text{ cm}^4$
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement $I_w = 2312985.984 \text{ cm}^6$
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 7887 \text{ cm}^4$)

$$I_w = \frac{I_z \times ((h - t_f)^2)}{4} = 2312985.984 \text{ cm}^6$$

$$M_{cr} = 62927046.49 \text{ N.cm}$$

$$\lambda_{lt}^- = 0.664$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 1.16 < 1.2 \\ t_f \leq 100 \text{ mm} \end{array} \right.$$

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

Avec :

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + \alpha_{lt} (\lambda_{lt}^- - 0,2) + \lambda_{lt}^{-2}] = 0.799$$

$\alpha_{lt} = 0,21$ Pour les profils laminés

$$X_{lt} = \frac{1}{\left(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^{-2}} \right)} = 0.803$$

$$M_{b,Rd} = 419.295 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} = 410.578 \text{ kn.m}$$

$$\text{➤ } M_{sd} = 410.578 \leq M_{b,Rd} = 419.295$$

condition vérifiée

IV.6.2.1 Les Poteaux D'étages :

Après introduction des charges sur la structure, l'étaps nous a proposé comme profilé HEA 300 pour les poteaux d'étages, ses caractéristiques sont les suivantes :

IV.6.2.2 Caractéristiques de poteau (HEA 300) :

Tableau IV.6.2.2 Caractéristiques du profilé HEA300

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques						
			H	b	t _f	t _w	d	I _y	i _z	I _z	i _y	W _{ply}	W _{ely}	r
HEA	P Kg/m	A cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm	cm ⁴	cm	cm ³	cm ³	mm
300	88,3	112,5	290	300	14	8,5	208	18260	7.49	6310	12.74	1383	1260	27

IV.6.2.3 Efforts sollicitant :

- M_{sd} = 321 kn.m
- N_{sd} = 435.27 kn
- V_{sd} = 1 kn

IV.6.2.4 Vérification de la résistance :

$$N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec:
$$\begin{cases} f_y = 275 \text{ N/mm}^2 \\ \gamma_{m0} = 1.1 \end{cases}$$

$$M_{plrd} = \frac{1383 \times 2750 \times 10^{-4}}{1.1} = 345.75 \text{ kn.m}$$

$$N_{plrd} = \frac{112.5 \times 10^2 \times 2750}{1.1} = 28125000 \text{ daN} = 281250 \text{ kn}$$

Pour section I et H

$$\begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 5\eta \end{cases} \quad \begin{cases} \beta \geq 1 \text{ toujours} \\ \eta = N/N_{pl} \end{cases}$$

Le vent est un petite influence sur la panne donc néglige l'effort Normale N

N est néglige $\implies \begin{cases} N = 0 \\ \beta = 1 \end{cases}$

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

$$\left(\frac{321}{345.75}\right)^1 + \left(\frac{435.27}{281250}\right)^2 \leq 1$$

➤ 0.928 ≤ 1 **condition vérifiée**

IV.6.2.5 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
- $\beta_A = 1$ pour les section de classe I
- $\gamma_{m1} = 1.1$
- x : Coefficient de réduction dépend de λ^- .
- λ^- : Elancement réduit.
- nuance 275 $f_y=2750$
- $L_{fy}=2.7m$

$$\lambda_y = \frac{(L f_y)}{i_y}$$

$$\lambda_y^- = \frac{\lambda_y}{93.9} = 0.225$$

$$\lambda_z^- = \frac{\lambda_z}{93.9} = 0.383$$

$$\lambda_{\max} = \max(\lambda_z^-; \lambda_y^-) \quad \text{on prend} \quad X(\lambda_{\max}) = 0.9261$$

$$\alpha(a) = 0.21$$

$$\alpha(b) = 0.34$$

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = 0.96 < 1.2 \\ t_f < 100 \text{ mm} \end{cases}$$

B=1 classe I

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

Avec :

$$\phi_{lt} = 0.5 \times \left[1 + \alpha_{\min}(\lambda_{lt}^- - 0.2) + \lambda_{lt}^-^2 \right] = 0.592$$

$$X_{lt} = 0.956$$

$$N_{brd} = \frac{x \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}} = 2604.656 \text{ kn}$$

$$\text{➤ } N_{sd} = 435.27 \leq N_{brd} = 2604.656 \quad \text{condition vérifiée}$$

IV.6.2.6 Vérification de Cisaillement:

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \\ d=208\text{mm} \\ t_w=8.5\text{mm} \end{cases}$$

$$\left\{ \frac{d}{t_w} \right\} = 24.470$$

$$69 \varepsilon = 63.784$$

$$\triangleright \left\{ \frac{d}{t_w} \right\} \leq 69\varepsilon \quad 24.470 \leq 63.784$$

condition vérifiée

IV.6.3.1 les poteaux d’RDC interne:

Après introduction des charges sur la structure, l’étaps nous a proposé comme profilé HEA 300 pour les poteaux d’RDC, ses caractéristiques sont les suivantes :

IV.6.3.2 Caractéristiques de poteau (HEA 300) :

Tableau IV.6.3.2 Caractéristiques du profilé HEA300

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques						
			h	b	t _f	t _w	d	I _y	i _z	I _z	i _y	W _{ply}	W _{ely}	r
HEA	P Kg/m	A cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm	cm ⁴	cm	cm ³	cm ³	mm
300	88,3	112,5	290	300	14	8,5	208	18260	7.49	6310	12.74	1383	1260	27

IV.6.3.3 Efforts sollicitant :

- M_{sd} = 233.545 kn.m
- N_{sd} = 461.2 kn
- V_{sd} = 10 kn

IV.6.3.4 Vérification de la résistance :

$$N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec: $\begin{cases} f_y = 275 \text{ N/mm}^2 \\ \gamma_{m0} = 1.1 \end{cases}$

$$M_{plrd} = \frac{1383 \times 2750 \times 10^{-4}}{1.1} = 345.75 \text{ kn.m}$$

$$N_{plrd} = \frac{112.5 \times 10^2 \times 2750}{1.1} = 28125000 \text{ daN} = 281250 \text{ kn}$$

Pour section I et H

$$\begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 5\eta \end{cases} \quad \begin{cases} \beta \geq 1 \text{ toujours} \\ \eta = N/N_{pl} \end{cases}$$

Le vent est un petite influence sur le panne donc néglige l’effort Normale N

N est néglige $\implies \begin{cases} N = 0 \\ \beta = 1 \end{cases}$

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

$$\left(\frac{233.545}{345.75}\right)^1 + \left(\frac{461.2}{281250}\right)^2 \leq 1$$

➤ 0.675 ≤ 1 **condition vérifie**

IV.6.3.5 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
- $\beta_A = 1$ pour les section de classe I
- $\gamma_{m1} = 1.1$
- x : Coefficient de réduction dépend de λ^- .
- λ^- : Elancement réduit.
- nuance 275 $f_y=2750$
- $L_{fy}=6.8m$

$$\lambda_y = \frac{(L_{fy})}{i_y}$$

$$\lambda_y^- = \frac{\lambda_y}{93.9} = 0.568$$

$$\lambda_z^- = \frac{\lambda_z}{93.9} = 0.966$$

$$\lambda_{max} = \max(\lambda_z^-; \lambda_y^-) \quad \text{on prend} \quad X(\lambda_{max}) = 0.3817$$

$$\alpha(a) = 0.21$$

$$\alpha(b) = 0.34$$

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = 0.96 < 1.2 \\ t_f \leq 100 \text{ mm} \end{cases}$$

$B=1$ classe I

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

Avec :

$$\phi_{lt} = 0.5 \times \left[1 + \alpha_{min} (\lambda_{lt}^- - 0.2) + \lambda_{lt}^{-2} \right] = 1.047$$

$$X_{lt} = \frac{1}{\left(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^{-2}} \right)} = 0.688$$

$$N_{brd} = \frac{x \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}} = 1073.531 \text{ kn}$$

$$\text{➤ } N_{sd} = 461.2 \leq N_{brd} = 1073.531 \quad \text{condition vérifiée}$$

IV.6.3.6 Vérification de Cisaillement:

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \\ d=208\text{mm} \\ t_w=8.5\text{mm} \end{cases}$$

$$\left\{ \frac{d}{t_w} \right\} = 24.470$$

$$69 \varepsilon = 63.784$$

$$\Rightarrow \left\{ \frac{d}{t_w} \right\} \leq 69\varepsilon \quad 24.470 \leq 63.784$$

condition vérifiée

Chapitre V :

Plancher

Collaborant

V.1.Introduction:

Les structures de planchers sont constituées d'ossatures plus lourdes, recevant des platelages de forte inertie, nécessaires pour reprendre des fortes charges (surcharges d'exploitations, de bureaux,...) pouvant atteindre plusieurs tonnes au mètre carré.

Les ossatures de planchers sont constituées de poutres croisées et les solives (support de platelage) portant sur des poutres maîtresses qui sont portées sur des poteaux. Bien entendue, il y a divers types de planchers, parmi eux le plancher dit mixte (acier/béton) qui est le plus répandu dans les constructions métalliques.

V.1.1 Plancher mixte :

Pour obtenir l'effet mixte souhaité. C'est-à-dire une collaboration parfaite entre l'acier et le béton, il faut que la liaison entre la poutre et la dalle soit réalisée de façon à transmettre les efforts rasants et limiter les glissements qui se développent à l'interface. Sans liaison, les poutres métalliques doivent supporter à elles seules tous les efforts. Par contre, si une connexion est mise en place. On crée ainsi une poutre mixte dont la résistance et la rigidité sont sensiblement accrues.

Dans les bâtiments, la connexion des poutres mixtes est assurée par des goujons soudés sur l'aile supérieure des poutres métalliques du plancher. Les goujons sont des pièces cylindriques en acier comportant une tête. Il existe également des connecteurs en forme d'équerres, fixés par des clous. Ce type de connexion est particulièrement bien adapté au cas des dalles avec tôle profilée, car ils peuvent être facilement fixés à travers la tôle. Le soudage des goujons présente en effet souvent des difficultés liées à l'alimentation en courant électrique, à la présence d'humidité et à la présence d'un revêtement contre la corrosion de la poutre (peinture) et de la tôle (zingage).

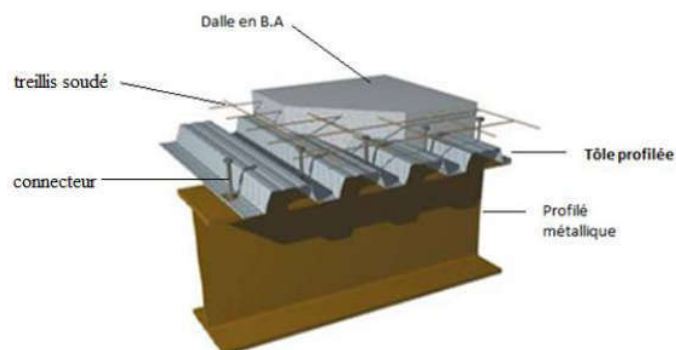


Figure V.1.1 : Eléments constructifs du plancher mixte

V.1.2 Vérification de la condition de résistance :

Puisque nous avons une dalle de compression en béton sur les solives donc le risque de déversement est négligé.

Alors, on doit vérifier que : $M_{sd} < M_{Ply,Rd}$

a) Largeur efficace de la dalle :

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante :

- $b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$ Avec : $b_{ei} = \min(L_0/8 ; b_i)$
- $L_0 = 6$ m. (la portée de la poutre)
- $b_1 = b_2 = 0,6$ m.

$$b_{e1} = b_{e2} = \min(0,85 ; 0,6) = 0,6 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } b_{eff} = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m.}$$

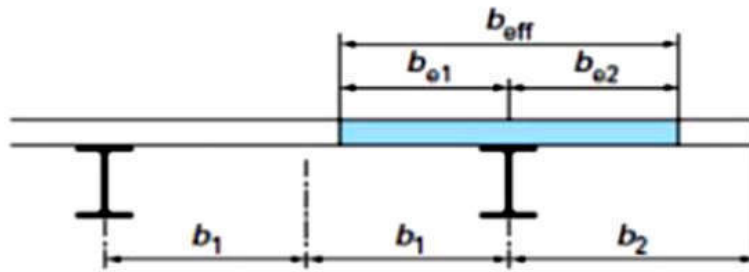


Figure V.1.2 : Largeur efficace de la dalle.

b) Position de l'axe neutre :

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \left(0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)$$

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_m}$$

Désignons respectivement par F_c et F_a les résistances plastique des profilés en traction et de la dalle en compression.

Avec : $f_{ck} = 25$ MPa

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

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\gamma_m = 1,1$$

A_a : Section du profilé IPE 240: $A_a = 3910 \text{ mm}^2$

n : le coefficient d'équivalence acier/ béton = 15

V.1.3 Caractéristiques de la poutrelle (IPE 240) :

Tableau V.1.3 Caractéristiques du profilé IPE 240

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 _t cm ⁴	I _z cm ⁴	i _y cm	W _{ply} cm ³	W _{ely} cm ³	r mm
IPE 240	30.7	39.1	240	120	9.8	6.2	190.4	3392	12.88	283.6	9.97	366.6	324.3	15

Calcul de h_c :

$$B = b \times t = 120 \times 12$$

$$B = 1440 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A+B}{n} = \frac{39.1+1440}{15}$$

$$S = 135.1 \text{ cm}^2$$

$$D = \left(\frac{b_{eff} \times t}{15} \right) \left(t + \frac{H}{2 \times S} \right) = \left(\frac{1.2 \times 100 \times 12}{15} \right) \left(12 + \frac{24}{2 \times 135.1} \right)$$

$$D = 12.790 \text{ cm}$$

$$V_s = \left(\frac{H}{2} \right) + t - D = \left(\frac{24}{2} \right) + 12 - 12.790$$

$$V_s = 11.209 \text{ cm}$$

$$V_i = \left(\frac{H}{2} \right) + D = \left(\frac{24}{2} \right) + 12.790$$

$$V_i = 24.79 \text{ cm}$$

$$F = \left(t + \frac{h}{2} \right) - D = \left(12 + \frac{24}{2} \right) - 12.79$$

$$F = 5.209 \text{ cm}$$

$$I = I_y + A \times d^2 + \left(\frac{b_{eff} \times t^3}{12 \times n} \right) + \left(\frac{b_{eff} \times t}{n} \right) \times f^2$$

$$I = 3392 + 39.1 \times 12.79^2 + \left(\frac{1.2 \times 100 \times 12^3}{12 \times 15} \right) + \left(\frac{1.2 \times 100 \times 12}{15} \right) \times 5.209^2$$

$$I = 13545.97 \text{ cm}^4$$

- H_c = V_s = 11.209 cm
- H_p = t - h_c = 0.79 cm
- hauteur de dalle 10 cm

$$\text{Donc : } F_c = 1,2 \times 11,209 \times \left(0,85 \times \frac{25}{1,5} \right) = 1905.611 \text{ kn}$$

$$F_a = \frac{3910 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 977.5 \text{ kn}$$

- F_a < F_c Donc l'axe neutre se situe dans la dalle.

La position de l'axe neutre est calculée à partir de la formule suivante :

$$X = \frac{Fa}{\left(0.85 \times beff \times \frac{FcK}{\gamma_c}\right)} \leq h_c$$

$$X = \frac{977.5}{\left(0.85 \times 1,2 \times \frac{250}{1,5}\right)} = 5.75 \text{ cm} \leq h_c = 11,209 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

V.1.4 Vérification de la tôle profilée :

La tôle profilée sert de plateforme de travail lors du montage, de coffrage perdu pour le béton et d'armature inférieur pour la dalle après durcissement du béton.

Pour cette structure on a choisi de réaliser notre plancher mixte en utilisant la tôle Hi-Bond 55.

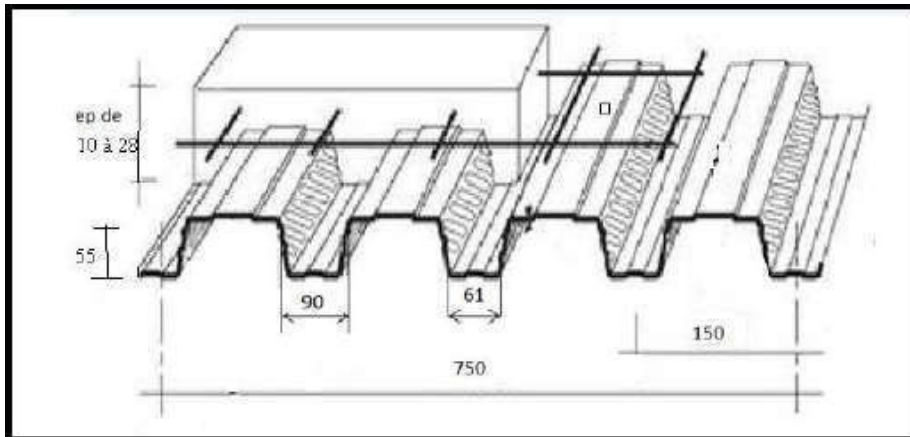


Figure V.1.4 : Les dimensions de la tôle Hi-bond 55.

Tableau V.1.4: Caractéristiques du bac d'acier Hi-bond 55.

Hauteur des nervures (mm)	Nombre des nervures par bac (mm)	Espacement des nervures (mm)	Largeur outils du bac (mm)	Epaisseur de tôle (mm)	Poids (daN/m ²)	hauteur de dalle (mm)
55	5	150	750	1	12,83	100

V.1.5 Vérification à l'état limite ultime :

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$.

Charges permanentes :

Dalle en béton : $G2 = 25 \times 1,2 \times 10 = 3 \text{ KN/ml}$

Tôle (Hi-bond 55) : $G3 = 0,153 \text{ KN/ml}$

Total : $G = 3,46 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation:

$$Q = 1,5 \times 1,2 = 1,8 \text{ KN/ml}$$

Charge non pondérée :

$$q_s = G + Q = 5.26 \text{ KN/ml}$$

Charge pondérée :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 7,372 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{7,372 \times 6^2}{8}$$

$$M_{sd} = 33.175 \text{ kn.m}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c \frac{x}{2} \right)$$

$$M_{pl,rd} = 977.5 \left(\frac{0.24}{2} + 0,79 \times 10^{-2} + 11.209 \times 10^{-2} \frac{5.75}{2} \right) = 206.496 \text{ kn.m}$$

Avec : ha: hauteur du profilé IPE240.

h_p: hauteur de la tôle.

h_c: épaisseur de la dalle en béton.

$$\triangleright M_{pl,Rd} = 206.496 \text{ kn.m} > M_{sd} = 33.175 \text{ kn.m} \quad \text{condition vérifiée.}$$

V.1.6 Vérification de Cisaillement:

$$A_v = A - 2b_f \times t_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = (39.1 \times 10^{-2}) - 2 \times 120 \times 9,8 + (6,2 + 2 \times 15) \times 9,8 = 1782,44 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{(0.58 \times A_v \times F_y)}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{plrd} = \frac{(0.58 \times 1782,44 \times 2750 \times 10^{-4})}{1.1} = 257.273 \text{ kn}$$

$$50\% V_{plrd} = 128.636 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} \leq 0.5 V_{plrd}$$

$$\triangleright 22.116 \leq 128.636 \text{ kn} \quad \text{condition vérifiée}$$

V.1.7 Critère de flèche:

La flèche doit satisfaire la condition suivante $F_{max} \leq \bar{F}$

Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$$F_{max} = \frac{5 q \times L^4}{384 E I} \leq \bar{F} = \frac{L}{250} \quad \text{Avec } q = 5.26 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } \frac{5 \times 5.26 \times (600)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 13545.97} = 0.31209 \text{ cm} \leq 2.4 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

V.2 Etude des connecteurs

IV.2.1 Définition

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de compression et l'acier. En d'autre terme ils sont destinés pour résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

Vérification des connecteurs avec les caractéristiques suivants :

$$d = 19 \text{ mm} ; h = 100 \text{ mm} ; b_0 = 220 \text{ mm} ; h_p = 55 \text{ mm}$$

$$F_y = 275 \text{ MPa}$$

$$F_u = 430 \text{ MPa}$$

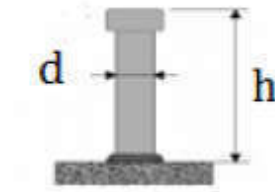


Figure V.2.1 : Dimensions d'un connecteur.

V.2.2 Résistance du connecteur isolé

Résistance du goujon en cisaillement :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8f_u \left(\frac{\pi \times d^2}{4} \right)}{\gamma_v} \\ \frac{0,29 \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

- γ_v : Le coefficient partiel de sécurité est généralement pris égal à 1,25.
- d : diamètre du fut du goujon.
- f_u : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 400 MPa.
- E_{cm} : Valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPa.
- f_{ck} : Résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa.
- $\alpha = 1$ car $h/d > 4$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times 430 \left(\frac{3,14 \times 19^2}{4} \right)}{1,25} = 6166,45 \text{ daN} \\ \frac{0,29 \times 1 \times 19^2 \sqrt{25 \times 30500}}{1,25} = 7313,32 \text{ daN} \end{array} \right. \Rightarrow P_{rd} = 6166,45 \text{ daN}$$

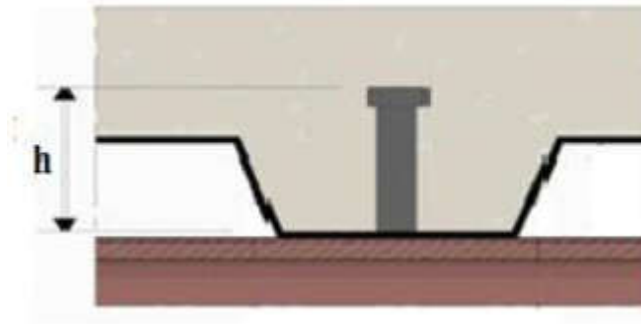


Figure V.2.2: Goujons à tête soudés en présence d'une dalle mixte à bac collaborant.

V.2.3 Effort de cisaillement longitudinal

$$f_{cf} = Aa \times \frac{fy}{\gamma_{m1}} = 977,5 \text{ kn}$$

Avec :

Aa : Section du profilé.

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

Nombre des connecteurs

Nombre des connecteurs

$$N_f = 1$$

$$K_t = \left(\frac{0,7}{\sqrt{N_f}} \right) \left(\frac{h}{h_p} \quad 1 \right) \left(\frac{b_0}{h_p} \right)$$

$$K_t = \left(\frac{0,7}{\sqrt{1}} \right) \left(\frac{100}{55} \quad 1 \right) \left(\frac{220}{55} \right) = 2,29$$

$$N < N_f = \frac{f_{cf}}{Prd \times K_t} \quad \Rightarrow \quad \frac{977,5}{61,66 \times 2,29} = 6,92 \quad \rightarrow N = 6,92 \quad \text{On utilise alors 7 goujons.}$$

Soit un intervalle de :

$$S = \left(\frac{l}{2N} \right) = \frac{6000}{2 \times 7} = 428,57 \text{ mm} = 42,85 \text{ cm}$$



Figure V.2.3: Disposition des connecteurs.

V.2.4 Conclusion

L'étude du plancher établi dans ce chapitre consiste à connecter des solive métalliques (IPE 240) à une dalle à béton d'une épaisseur de 12cm qui va alors travailler en compression , cette connexion se fait principalement à l'aide de 7 goujons de diamètre 19mm espacé de 42.85cm, des pièces empêchant le glissement d'un matériau sur l'autre et permettant la bonne transmission des charges comme un seul corps rigide pour résister aux différentes sollicitations et atteindre la liaison mixte.

Chapitre VI :

Etude Sismique

VI.1.Introduction :

L'étude sismique est une étape qu'on ne peut négliger dont le but est d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et de déterminer ou de dimensionner les éléments de résistance à fin de garantir la sécurité des occupants et d'assurer la pérennité de l'ensemble de l'ouvrage.

La symétrie de notre structure par rapport aux deux plans nous a permis d'appliquer la méthode statique équivalente conformément aux règles parasismiques RPA99 (corrigé 2003).

Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003- (D.T.R-B.C-2.48), 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.

VI.2.Principe de calcul :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. On considère que les forces sismiques horizontales équivalentes sont appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux des plans horizontaux de la structure.

VI.3.SPECTRE DE REPOSE DE CALCUL :

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

Avec :

➤ A : Coefficient d'accélération de zone, donnée suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Zone IIB (AIN de fla)

Classification des ouvrages 2A = 0,15

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

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

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif :

Acier dense ξ = 5% ⇒ η = 1

R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du Système de contreventement : mixte portique / palée triangulées en X. ..R = 4

T₁, T₂ Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

Site meuble S₃: T₁ = 0,15 s

T₂ = 0,50

Q: Facteur de qualité donnée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^3 p_q = 1,1$

Tableau VI.3 : Facteur de qualité.

Critère q	P _q
Condition maximales sur les files des contreventement	0.05
Redondance en plan	0
Régularité en Plan	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
Contrôle de la qualité des l'exécution	0.1
Σp _q	1.1

VI.4. ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amorti. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

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 fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

VI.4.1. Modélisation de la structure :

Le logiciel L'étaps, conçu pour le calcul et la conception des structures d'ingénieries, spécialement dans le domaine du bâtiment et ouvrages de génie civil, permet dans un premier temps de modéliser la structure réelle. Cette étape sera suivie d'un certain nombre de modifications permettant d'appréhender au maximum le comportement de la structure d'origine.

Tableau VI.4 : Eléments structuraux constituant la structure

Elément de la structure	Profilé
Traverse	IPE400
Poteaux d'étage	HEA300
Poteaux d'RDC	HEA360
Poteaux d'RDC interne	HEA300
Potelets	IPE160
Pannes	IPE240
Contreventement palier	2×L50×50×6
Lisse	IPE140
Contreventement poutre au vent	2×L60×60×5
Solive	IPE240
Poutre	IPE400
Sablière	HEA120

VI.4.2. Analyse modale :

l'analyse dynamique modale spectrale, les spectres de réponses pris en considération dans l'étude des différents modèles sont présentés ci-dessous :

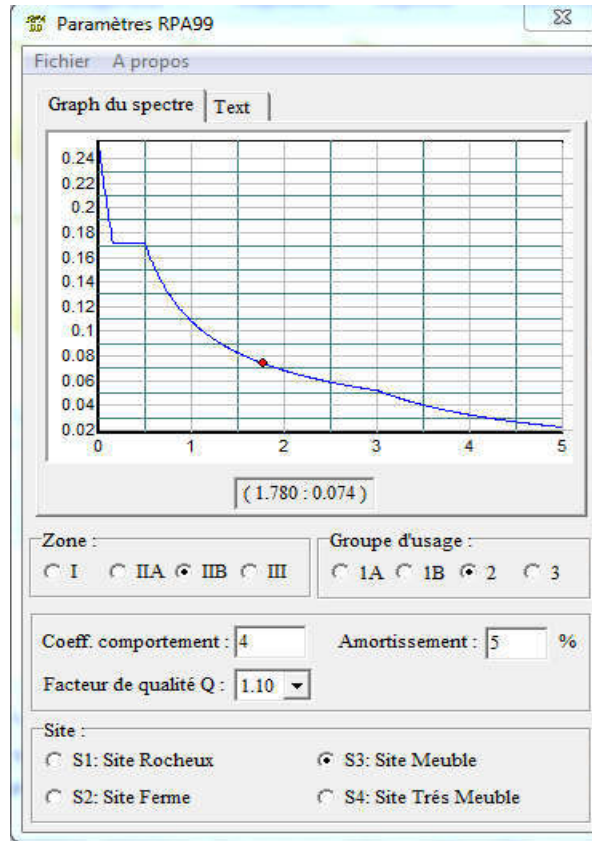


Figure VI.1 : Spectre de réponse

VI.5 Vérification de la structure :

VI.5 Premier modèle :

A. Vérification de comportement :

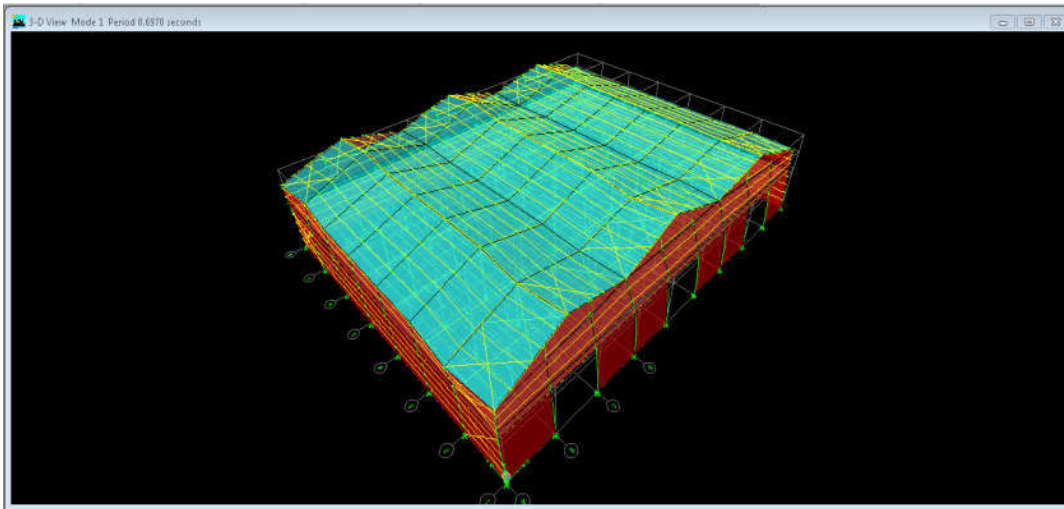


Figure VI.5.A.2 : le Mode 1

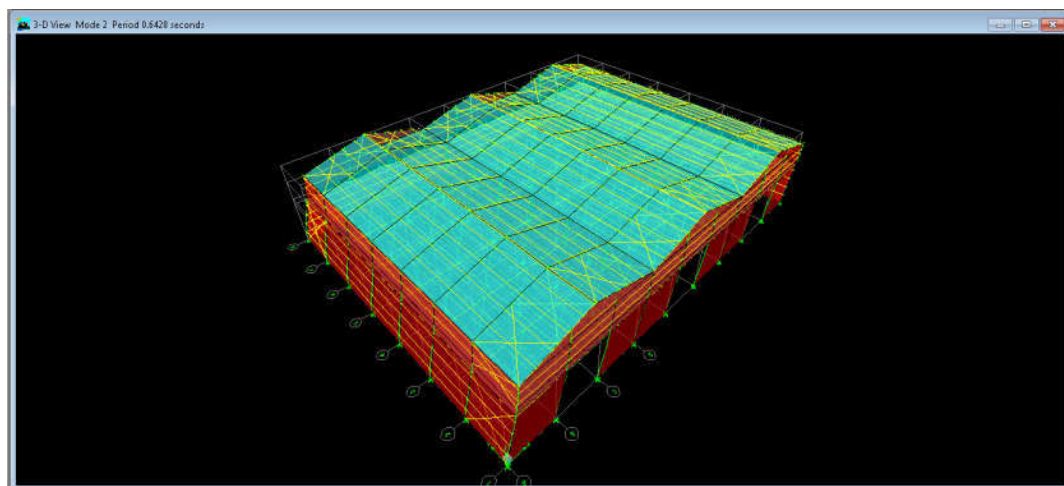


Figure VI.5.A.2 : le Mode 2

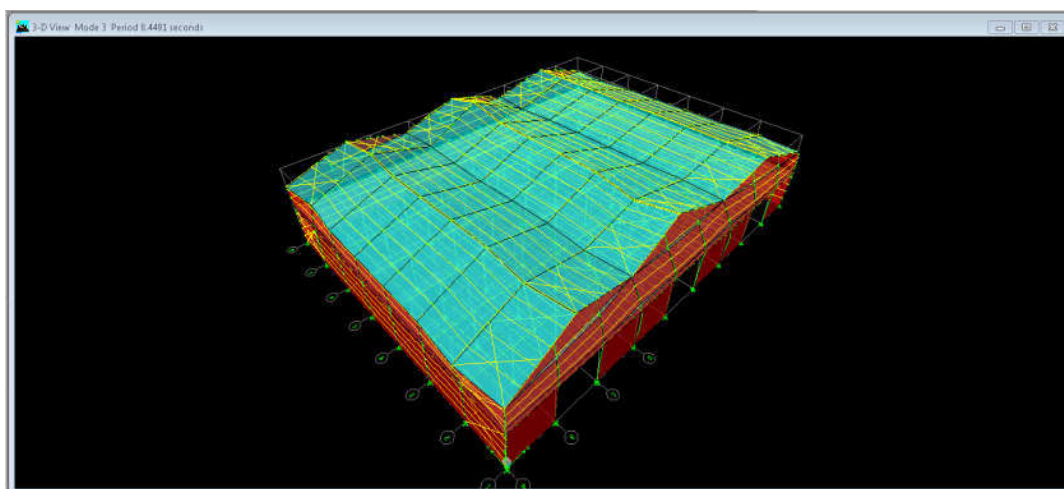


Figure VI.5.A.3 : le Mode 3

B. Vérification de participation massique:

Pour les structures représentées par des modèles plans de deux directions, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d’excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Les résultats du pourcentage de participation massique du mode sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Pourcentage de participation massique.

Mode	Période (s)	Cumul de participation massique (%)	
		Sens (x)	Sens (y)
1	0,697028	0,0018	73,5565
2	0,642828	98,8056	73,5587
3	0,449138	98,806	99,8115

VI.5.1.Vérification de la période fondamentale de la structure :

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

La période fondamentale obtenue par le logiciel ETAPS V9.7.0 : $T = 0,697$ s.

La période empirique est donnée par la formule suivante : $T = C_t \times h_n^{3/4}$

Avec :

- C_t : Coefficient donné en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. $C_t = 0,085$
- h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure $h_n = 12m$.

D'où :

$$T = 0,085 \times 12^{3/4} = 0,548s$$

$$T+30\%T = 0,712s$$

Donc :

$$\text{> } 0,697 \text{ s} < T+30\%T=0,712s \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

- A : Coefficient d'accélération de la zone : suivant la zone sismique et le groupe d'usage de

bâtiment (A = 0,25).

- D : Coefficient d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & T > 3,0s \end{cases}$$

- T₂ : période caractéristique, associée a la catégorie du site.
- η : facteur de correction d'amortissement donne par la formule :

Ou ξ (%) est Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif.

$$\text{(Acier dense)} \rightarrow \xi = 5\% \rightarrow \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

$$D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad T_2 \leq 0,548 \leq 3,0s$$

$$D = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,5}{0,548}\right)^{2/3}$$

$$D = 2,35$$

- R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement 4.

Q = facteur de qualité donné par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_j^3 p_q = 1,1.$$

VI.5.2. Calcul du poids total de la structure

La valeur de W calculé par le logiciel ETAPS $\sum_{i=1}^n W_i = 13841,16KN$

Donc :

$$V = \frac{0,25 \times 2,35 \times 1,1}{4} \times 13841,16 = 2236,212kn$$

VI.5.3. Vérification de la force sismique à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. $V_t < 80\% V$ Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

Tableau VI.5.3 : Comparaison de V_{dyn} avec 80% V .

	V_{dyn} (KN)	V (KN)	80% V (KN)	$V_t > 80\% V$
V_x	2381,092	2236,212	1788,97	Vérifiée
V_y	2852,032	2236,212	1788,97	Vérifiée

VI.5.4 : Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit :

- $\delta_k = R \delta_{ek}$.
- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).
- R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relative au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à (article 5.10), c'est-à-dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. C'est-à-dire que ce déplacement est limité à la valeur $H \text{ étage} / 100$.

Le calcul des déplacements correspond à la combinaison des charges suivantes :

Tableau VI.5.4.1: Les déplacements résultants au sens X

	δ_k	δ_{ek} (m)	R	ΔK	H étage/100	Observation
RDC	0.1004	0.0251	4	0.0672	0.060	Vérifiée
Toiture	0.1676	0.0419	4	0.1004	0.095	Vérifiée

Tableau VI.5.4.2: Les déplacements résultants au sens Y

Niveau	δ_k	δ_{ek} (m)	R	ΔK	H étage/100	Observation
RDC	0.0768	0.0192	4	0.0768	0.060	Vérifiée
Toiture	0.1148	0.0287	4	0.038	0.095	Vérifiée

VI.6 :Conclusion

la vérification de la période fondamentale de la structure par rapport à la période empirique donnée par le RPA est satisfaite vu le fait que la structure est flexible. Aussi le résultat des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales V_t dépasse les 80% de la résultante des forces sismiques. Les déplacements latéraux ne dépassent pas 1% de la hauteur de l'étage.

Chapitre VII :
Etude De
L'assemblage

VII.1 Introduction

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction.

Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc un point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels. En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est mis en cause.

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les abouts des éléments structurels attachés.
- Les pièces accessoires de liaison.
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence.

Tableaux VII.1.1.1 classe de qualite

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
F_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	360	480	460	900
F_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableaux VII.1.1.2 Diamètre et section résistante

Diamètre du boulon d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Section de la tige lisse A (mm ²)	50.2	78.5	113	154	201	254	314	380	45	572.6	706.9
Section résistance A_s (mm ²)	36.6	58	84.3	115	157	192	245	303	353	459	561

VII.1.2 Assemblage poutre poteau :

- L'épaisseur de la platine $t=20\text{mm}$
- Des boulons ordinaires 8.8.
- Diamètre des boulons : 20mm.
- Dimension de la platine.

$$\begin{cases} h_p = 420 \text{ mm.} \\ b_p = 180 \text{ mm.} \\ e_p = 20 \text{ mm.} \end{cases}$$

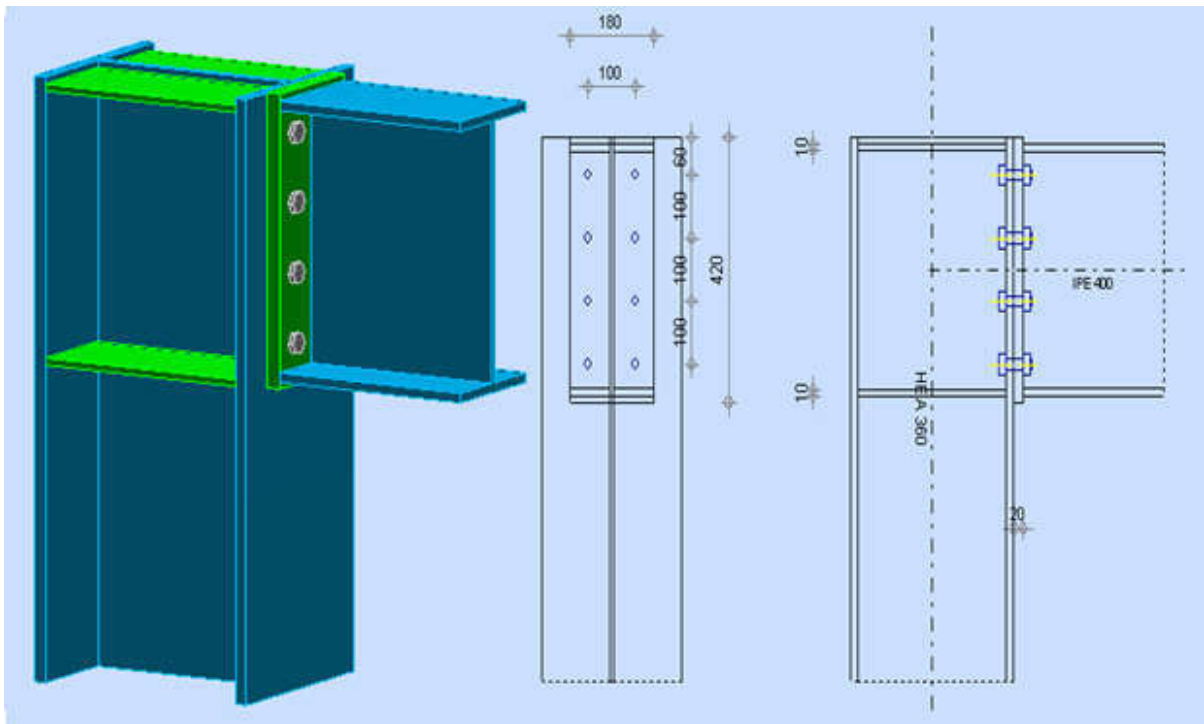


Figure VII.1.2 : Assemblage poutre-Poteau.

VII.1.3 Effort sollicitant

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculées par logiciel etaps sont :

- $M_{sd}=222.195 \text{ kn}$
- $V_{sd}=123.68 \text{ kn}$
- $N_{sd}=444.45\text{kn}$

VII.1.4 Soudure de la platine

Cordon de soudure :

S275

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

$$a_{\max}=0,7 \times t_w=0,7 \times 8,6=6,02\text{mm}$$

$$a_{\min} < a < a_{\max}$$

➤ donc on prend $a = 6\text{mm}$.

F_y	275
F_u	430
B_w	0.85
γ_{m2}	1.3

Epaisseur de la platine :

L'épaisseur de la platine déterminé par la formule suivante :

$$t_a = \frac{(b_{poutre} - t_{wpoutre})}{2} = 85.7 \text{ mm}$$

$$c_a = t_a - \alpha l \sqrt{2} = 68.729 \text{ mm}$$

$$t_s = \frac{(b_{poutre} - t_{fpoutre})}{2} = 83.25 \text{ mm}$$

$$c_s = t_s - \alpha l \sqrt{2} = 68.729 \text{ mm}$$

$$t > \frac{F}{375 \times \left(\left(\frac{t_a}{c_a} \right) \times \left(\frac{t_s}{c_s} \right) \right)}$$

$$t > 18.1 \text{ mm}$$

➤ **donc on prend** $t = 20 \text{ mm}$.

Choix de la cornière :

$$A_v = 0.5$$

$$n > \frac{\gamma_{mb} \times V_{sd}}{(F_{ub} \times A_s \times A_v)} = 1.57755$$

➤ **donc on prend** $n = 2$ (nombre des boulons de ranges) HR

$$8 = (4 \times 2) \text{ boulons de } (d+20)$$

VII.1.5 Dispositions constructives

☐ **Choix du diamètre du boulon**

On a l'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend deux files de 8 boulons ordinaire de diamètre $\varnothing = 20 \text{ mm}$, classede boulon 8.8.

$$\left. \begin{array}{l} F_{ub} = 275 \text{ Mpa} \\ F_u = 430 \text{ Mpa} \end{array} \right\}$$

Détermination du nombre de boulons nécessaire :

$$\text{Classe de qualité 8.8} \Rightarrow F_{(v,Rd)} = 0,5 \times f_{ub} \times \left(\frac{A_s}{\gamma_{Mb}} \right)$$

$$V_{sd} = 123.68 \text{ kn}$$

$$F_{v_{sd}} = \frac{V_{sd}}{n} = 15.46 \text{ kn}$$

➤ $F_{v_{sd}} < F_{v_{rd}}$ condition vérifiée

$$F_{(v,Rd)} = 0,5 \times f_{ub} \times \left(\frac{A_s}{\gamma_{Mb}} \right) = 78.4 \text{ kn}$$

➤ $A_s > \frac{\gamma_{mb} \times V_{sd}}{(F_{ub} \times n \times 0.5)} = 140.545 \text{ mm}^2$ **Donc on prend** diametre 20 $A_s(20) = 245 \text{ mm}^2$

L'espace des boulons est réglementé par l'EC4 :

$$d_0 = d + 2 = 20 + 2$$

$$d_0 = 22 \text{ mm}$$

Distance entre axe des boulons :

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \rightarrow 48,4 \leq p_1 \leq 120,4 \text{ Alors on prend } p_1 = 100 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \rightarrow 66 \leq p_2 \leq 120,4 \text{ Alors on prend } p_2 = 100 \text{ mm.}$$

Pince longitudinale e_1

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 26,4 \leq p_1 \leq 103,2 \text{ Alors on prend } e_1 = 50 \text{ mm.}$$

Pince transversale e_2

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 33 \leq p_2 \leq 103,2 \text{ Alors on prend } e_2 = 40 \text{ mm.}$$

VII.1.6 Vérification de la pression diamétrale

D'après EC4 tab 6.5.3 page 251

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1\right) = 0.639$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}} = 94.6$$

$$F_{vsd} = 15.46 \text{ kn}$$

$$\triangleright F_{vsd} = 15.46 < F_{brd} = 94.6$$

condition vérifiée

VII.1.7 Cisaillement par moment V_{msd}

$$M_{sd} = e_2 \times \frac{V_{sd}}{2} = 2473.6 \text{ kn.mm}$$

$$V_{msd} = \frac{M_{sd}}{p_1} = 24.736 \text{ kn}$$

$$V_{t,sd} = \sqrt{(F_{vsd}^2 + V_{msd}^2)} = 29.1699 \text{ kn}$$

$$F_{vrd} = 78.4 \text{ kn}$$

$$\triangleright F_{vrd} = 78.4 > V_{t,sd} = 29.16$$

condition vérifiée

VII.1.8 La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

- coefficient partiel de sécurité $\gamma_{ms} = 1.25$
- la résistance du boulon $F_p = 137 \text{ kn}$
- Nombre d'interfaces de frottement $n = 2$
- Coefficient de frottement des pièces dépend de la classe de la surface $\mu = 0.2$
- Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage $K_s = 1$

$$F_{srds} = \frac{(K_s \times F_p \times n \times \mu)}{\gamma_{ms}} = 43.84 \text{ kn}$$

$$F_{vsd} = 15.46 \text{ kn}$$

$$\triangleright F_{vsd} = 15.46 < F_{srds} = 43.84$$

condition vérifiée

VII.1.9 Résistance des boulons à la traction

- $K_2 = 0,63$ pour des boulons à tête fraisée
- $K_2 = 0,9$ dans le cas générale

$$F_{trd} = \frac{(K_2 \times F_{ub} \times A_s)}{\gamma_{mb}} = 141.12 \text{ kn}$$

$$F_{vsd} = 15.46 \text{ kn}$$

$$\text{➤ } F_{vsd} < F_{trd} \quad \text{condition vérifiée}$$

VII.1.10 Résistance de boulon au cisaillement par plan de cisaillement

- $m=2$: Nombre de sections de cisaillement
- $n=4$: nombre de boulons cisailés

$$F_{v,Rd} = \left(\frac{0,6 \times f_{ub} \times m \times n \times A_s}{\gamma_{Mb}} \right) = 752.64 \text{ kn}$$

$$N_{sd} = \frac{N_{sd}}{4} = 111.113 \text{ kn}$$

$$\text{➤ } N_{sd} = 111.113 < F_{vrd} = 752.64 \quad \text{condition vérifiée}$$

VII.2 Assemblage poutre solive :

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive IPE240 avec l'âme de la poutre IPE400, avec une file verticale de deux boulons.

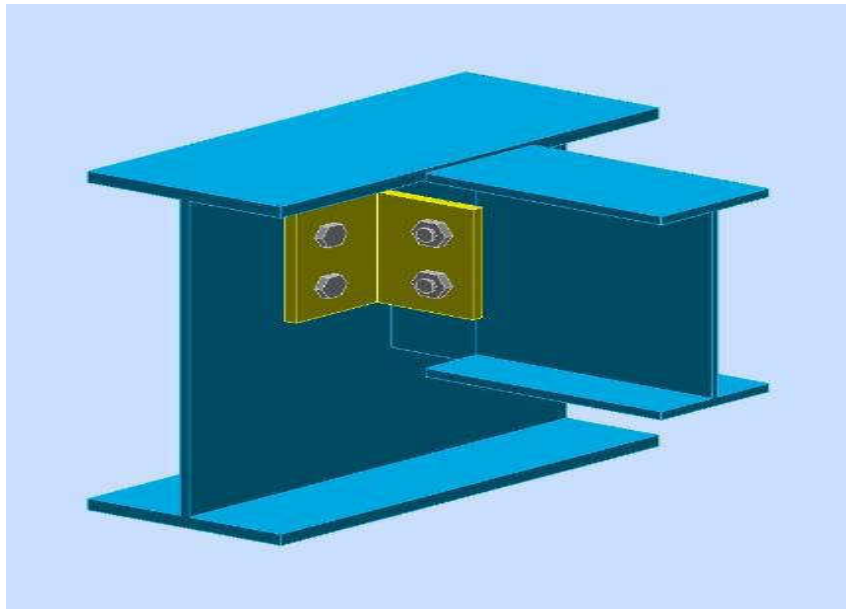


Figure VII.2 : Assemblage poutre-solive.

- $L = 6\text{m}$
- $\gamma_{m0} = 1.1$

VII.2.1 Epaisseur de la cornière

Choix de la cornière

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}} \geq V_{sd}$$

$$A_v \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m0}}{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)} = 2.735 \text{ cm}^2$$

On prend L100×100×10, avec $A = 3.08 \text{ cm}^2$

$$A_v = 0.5$$

$$n > \frac{\gamma_{mb} \times V_{sd}}{(F_{ub} \times A_s \times A_v)} = 2.145$$

- **donc on prend** $n = 4$ (nombre des boulons de ranges) HR

VII.2.2 Dispositions constructives

□ Choix du diamètre du boulon

n : nombre de boulons ..On choisit 4 boulons M14 de classe 4.8 Euro4 ; art3.3.2.1 (3))

D'après Euro4 (art.6.5.3 page 251) $\left\{ \begin{array}{l} F_{ub} = 275 \text{ Mpa} \\ F_u = 430 \text{ Mpa} \end{array} \right.$

Détermination du nombre de boulons nécessaire :

$$\text{Classe de qualité 4.8} \Rightarrow F_{(v,Rd)} = 0,5 \times f_{ub} \times \left(\frac{A_s}{\gamma_{Mb}} \right)$$

$$V_{sd} = 39.480 \text{ kn}$$

$$F_{v_{sd}} = \frac{V_{sd}}{n} = 9.870 \text{ kn}$$

$$F_{(v,Rd)} = 0,5 \times f_{ub} \times \left(\frac{A_s}{\gamma_{Mb}} \right) = 18.4 \text{ kn}$$

$$\triangleright F_{v_{sd}} = 9.87 < F_{v_{rd}} = 18.4$$

condition vérifiée

L'espacement des boulons est réglementé par l'EC4 :

$$d_0 = d + 2 = 14 + 2$$

$$d_0 = 16 \text{ mm}$$

Distance entre axe des boulons :

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \rightarrow 35,2 \leq p_1 \leq 86,8 \text{ Alors on prend } p_1 = 70 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \rightarrow 48 \leq p_2 \leq 86,8 \text{ Alors on prend } p_2 = 60 \text{ mm.}$$

Pince longitudinale e_1

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 19,2 \leq p_1 \leq 74,4 \text{ Alors on prend } e_1 = 65 \text{ mm.}$$

Pince transversale e_2

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 24 \leq p_2 \leq 74,4 \text{ Alors on prend } e_2 = 30 \text{ mm.}$$

VII.2.3 Vérification de la pression diamétrale

D'après EC4 tab6.5.3 page251

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_o} ; \frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1\right) = 0.639$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{vsd} = 9.870 \text{ kn}$$

$$F_{b,Rd} = 47.74 \text{ kn}$$

$$\text{➤ } F_{vsd} = 9.87 < F_{b,Rd} = 47.74$$

condition vérifiée

VII.2.4 Cisaillement par moment Vmsd

$$M_{sd} = e_2 \times \frac{V_{sd}}{2} = 592.211 \text{ kn.mm}$$

$$V_{msd} = \frac{M_{sd}}{p_1} = 9.87019 \text{ kn}$$

$$V_{t,sd} = \sqrt{(F_{vsd}^2 + V_{msd}^2)} = 13.958 \text{ kn}$$

$$F_{vrd} = 18.4 \text{ kn}$$

$$\text{➤ } F_{vrd} = 18.4 > V_{t,sd} = 13.958$$

condition vérifiée

VII.2.5 La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

- coefficient partiel de sécurité $\gamma_{ms} = 1.25$
- la résistance du boulon $F_p = 137 \text{ kn}$
- Nombre d'interfaces de frottement $n=2$
- Coefficient de frottement des pièces dépend de la classe de la surface $\mu=0.2$
- Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage $K_s=1$

$$F_{srd} = \frac{(K_s \times F_p \times n \times \mu)}{\gamma_{ms}} = 43.84 \text{ kn}$$

$$F_{vsd} = 9.870 \text{ kn}$$

$$\bullet F_{vsd} = 9.87 < F_{srd} = 43.84$$

condition vérifiée

VII.2.6 Résistance des boulons à la traction

- $K_2 = 0,63$ pour des boulons à tête fraisée
- $K_2 = 0,9$ dans le cas générale

$$F_{trd} = \frac{(K_2 \times F_{ub} \times A_s)}{\gamma_{mb}} = 33.12 \text{ kn}$$

$$F_{vsd} = 9.870 \text{ kn}$$

$$\bullet F_{vsd} = 9.87 < F_{trd} = 33.12$$

condition vérifiée

VII.3 Assemblage poteau traverse :

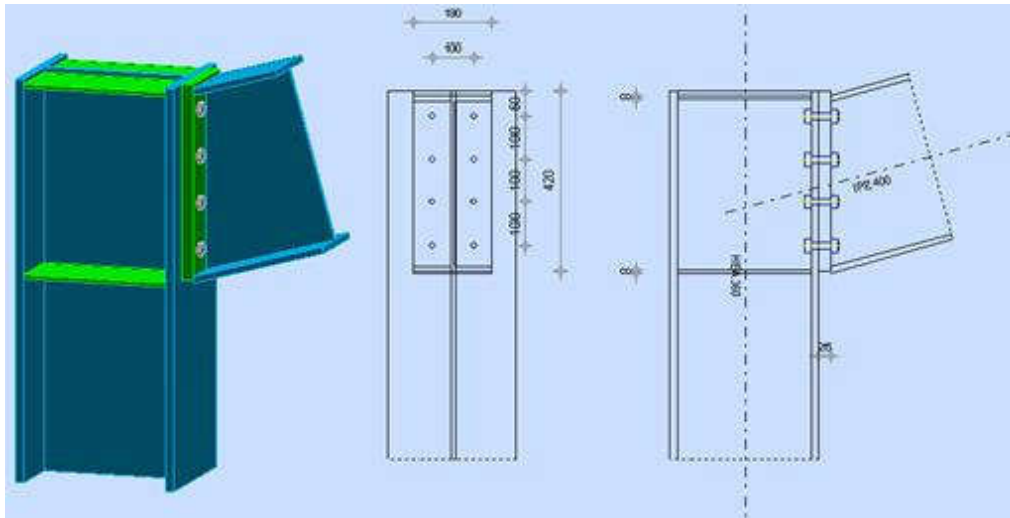


Figure VII.3 : Assemblage poteau-traverse

VII.3.1 Effort sollicitant

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculées par logiciel etaps sont :

$$M_{sd} = 289.609 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 84.43 \text{ kn}$$

$$N_{sd} = 189.62 \text{ kn}$$

VII.3.2 Soudure de la platine

Cordon de soudure :

$$t = \max(t_{\text{platine}} ; t_{\text{poutre}})$$

$$t = 25 \text{ mm}$$

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

$$a_{\max} = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 13,5 = 9,45 \text{ mm}$$

$$\bullet \quad a_{\min} = 5 < a < a_{\max} = 9.45 \quad \text{Donc en prend } a = 9 \text{ mm}$$

VII.3.3 Soudure de la semelle tendue

$$N_d \leq \min(R_s ; R_w)$$

Avec :

$$N_d = \left(\frac{M_{sd}}{H_{poutre}} \right) + N_{sd} = 190.344 \text{ kn}$$

$$L = 2 \times (B - B' - 2 \times r - t_w) = 618.8 \text{ mm}$$

$$R_w = \frac{(0.5 \times F_u \times a \times L)}{\gamma_{m0}} = 1088.53 \text{ kn}$$

$$R_s = \frac{(0.7 \times F_y \times (a\sqrt{2}) \times L)}{\gamma_{m0}} = 1378.31 \text{ kn}$$

$$\text{➤ } N_d = 190.344 < \min(R_w ; R_s) = 1088.53$$

condition vérifiée

Soudure de l'âme:

$$H_i = H - 2 \times t_f = 373 \text{ mm}$$

$$L = 2 \times H_i = 746 \text{ mm}$$

$$R_s = \frac{(0.7 \times F_y \times (a\sqrt{2}) \times L)}{\gamma_{m0}} = 1661.63 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 84.43 \text{ kn}$$

$$\triangleright V_{sd} = 84.43 < R_s = 1661.63$$

condition vérifiée

VII.3.4 Dispositions constructives

Choix du diamètre du boulon

n : nombre de boulons .On choisit 8 boulons M22 de classe 10.9 Euro4 ; art3.3.2.1 (3))

D'après Euro4 (art.6.5.3 page 251). $\begin{cases} F_{ub} = 275 \text{ Mpa} \\ F_u = 430 \text{ Mpa} \end{cases}$

L'espacement des boulons est réglementé par l'EC4 :

$$d_0 = d + 2 = 22 + 2$$

$$d_0 = 24 \text{ mm}$$

Distance entre axe des boulons :

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \rightarrow 52,8 \leq p_1 \leq 120.4 \text{ Alors on prend } p_1 = 100 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \rightarrow 72 \leq p_2 \leq 120.4 \text{ Alors on prend } p_2 = 100 \text{ mm.}$$

Pince longitudinale e₁

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 28,8 \leq e_1 \leq 103.2 \text{ Alors on prend } e_1 = 50 \text{ mm.}$$

Pince transversale e₂

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 36 \leq e_2 \leq 103.2 \text{ Alors on prend } e_2 = 40 \text{ mm.}$$

VII.3.5 Calcul des boulons sollicités en traction :

$$T_R = 0.8 \times F_{ub} \times A_s = 242.4 \text{ kn}$$

$$M_R = 2 \times T_R \times \sum(D_1.D_2.D_3.D_4)$$

$$M_R = 2 \times T_R \times (0.05 + 0.15 + 0.25 + 0.35) = 387.84 \text{ kn}$$

$$\triangleright M_{sd} = 289.609 < M_R = 387.84$$

condition vérifiée

VII.3.6 Résistance des boulons à la traction

- K₂ = 0,63 pour des boulons a tête fraisée
- K₂ = 0,9 dans le cas générale

$$F_{trd} = \frac{(K_2 \times F_{ub} \times A_s)}{\gamma_{mb}} = 218.16 \text{ kn}$$

$$N_{sd} = 189.62 \text{ kn}$$

$$\triangleright F_{trd} = 218.16 > N_{sd} = 189.62$$

condition vérifiée

VII.3.6 Résistance de boulon au cisaillement

$$V_R = 0.4 \times F_{ub} \times A_s = 121.2 \text{ kn}$$

$$\frac{V_R}{\gamma_{m0}} = 110.182 \text{ kn}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{n} = 10.55 \text{ kn}$$

VII.3.7 Vérification de la pression diamétrale

$$L_R = 2.4 \times F_u \times d \times t = 619.2 \text{ kn}$$

$$\frac{L_R}{\gamma_{m0}} = 562.909 \text{ kn}$$

$$V_d = 10.55 \text{ kn}$$

$$\triangleright \frac{L_R}{\gamma_{m0}} = 562.909 > V_d = 10.55$$

condition vérifiée

VII.4. LIAISON TRAVERSE TRAVERSE :

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes percages qui sont effectués sur la platine soudée en bout de l'autre travers, permettent de solidariser les deux éléments assemblés. Le raidisseur qui figure sous les traverses permet d'obtenir un bras de levier assez important, pour pouvoir développer une meilleure résistance, vis-à-vis du moment de flexion, qui est très fréquemment la sollicitation Prédominante.

Pour l'assemblage traverse – traverse la résistance au moment de flexion dépend de la résistance de la zone tendue de la poutre.

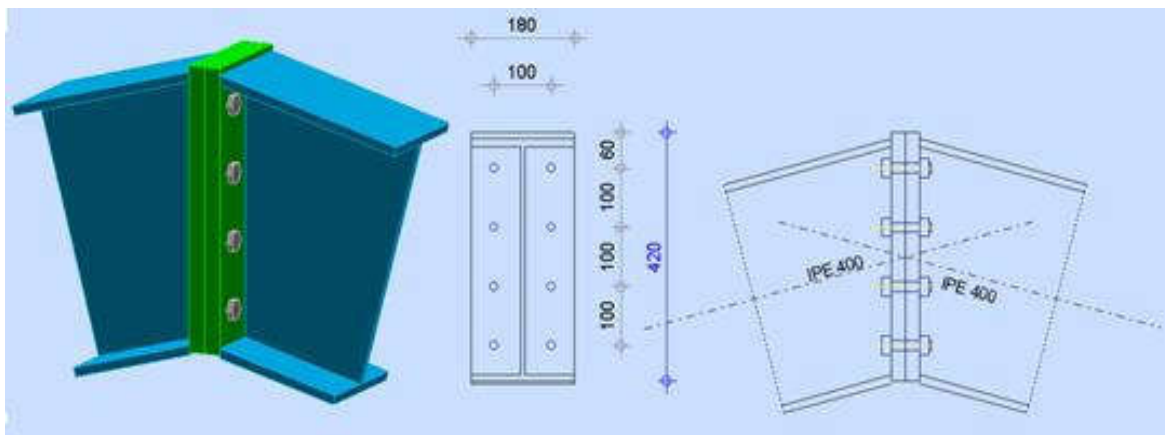


Figure VII.4 : Assemblage traverse -traverse

VII.4.1 Effort sollicitant

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculées par logiciel etaps sont :

- $M_{sd} = 134.523 \text{ kn}$
- $V_{sd} = 86.58 \text{ kn}$
- $N_{sd} = 73.63 \text{ kn}$

VII.4.2 Soudure de la platine

Cordon de soudure :

$$t = \max(t_{\text{platine}} ; t_{\text{poutre}})$$

$$t = 25 \text{ mm}$$

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

$$a_{\max} = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 13,5 = 9,45 \text{ mm}$$

$$a_{\min} < a < a_{\max}$$

➤ **donc on prend $a = 9 \text{ mm}$.**

VII.4.3 Soudure de la semelle tendue

$$N_d \leq \min(R_s; R_w)$$

Avec :

$$N_d = \left(\frac{M_{sd}}{H_{poutre}} \right) + N_{sd} = 73.9663 \text{ kn}$$

$$L = 2 \times (B - B' - 2 \times r - t_w) = 618.8 \text{ mm}$$

$$R_w = \frac{(0.5 \times F_u \times a \times L)}{\gamma_{m0}} = 1088.53 \text{ kn}$$

$$R_s = \frac{(0.7 \times F_y \times (a\sqrt{2}) \times L)}{\gamma_{m0}} = 1378.31 \text{ kn}$$

➤ $N_d = 73.966 < \min(R_w; R_s) = 1088.53$ **condition vérifiée**

Soudure de l'âme:

$$H_i = H - 2 \times t_f = 373 \text{ mm}$$

$$L = 2 \times H_i = 746 \text{ mm}$$

$$R_s = \frac{(0.7 \times F_y \times (a\sqrt{2}) \times L)}{\gamma_{m0}} = 1661.63 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 86.58 \text{ kn}$$

➤ $V_{sd} 86.58 < R_s = 1661.63$ **condition vérifiée**

VII.4.4 Dispositions constructives

Choix du diamètre du boulon

n : nombre de boulons .On choisit 8 boulons M22 de classe 10.9 Euro4 ; art3.3.2.1 (3))

D'après Euro4 (art.6.5.3 page 251). $\left\{ \begin{array}{l} F_{ub} = 275 \text{ Mpa} \\ F_u = 430 \text{ Mpa} \end{array} \right.$

L'espacement des boulons est réglementé par l'EC4 :

$$d_0 = d + 2 = 22 + 2$$

$$d_0 = 24 \text{ mm}$$

Distance entre axe des boulons :

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \rightarrow 52,8 \leq p_1 \leq 120.4 \text{ Alors on prend } p_1 = 100 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \rightarrow 72 \leq p_2 \leq 120.4 \text{ Alors on prend } p_2 = 100 \text{ mm.}$$

Pince longitudinale e₁

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 28,8 \leq p_1 \leq 103.2 \text{ Alors on prend } e_1 = 50 \text{ mm.}$$

Pince transversale e₂

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 36 \leq p_2 \leq 103.2 \text{ Alors on prend } e_2 = 40 \text{ mm.}$$

VII.4.5 Calcul des boulons sollicités en traction :

$$T_R = 0.8 \times F_{ub} \times A_s = 242.4 \text{ kn}$$

$$M_R = 2 \times T_R \times \sum(D_1.D_2.D_3.D_4)$$

$$M_R = 2 \times T_R \times (0.05 + 0.15 + 0.25 + 0.35) = 387.84 \text{ kn}$$

$$\triangleright M_{sd} = 134.523 < M_R = 387.84 \text{ kn}$$

condition vérifiée

VII.4.6 Résistance des boulons à la traction

- $K_2 = 0,63$ pour des boulons à tête fraisée
- $K_2 = 0,9$ dans le cas générale

$$F_{trd} = \frac{(K_2 \times F_{ub} \times A_s)}{\gamma_{mb}} = 218.16 \text{ kn}$$

$$N_{sd} = 73.63 \text{ kn}$$

$$\triangleright F_{trd} = 218.16 > N_{sd} = 73.63$$

condition vérifiée

VII.4.7 Résistance de boulon au cisaillement

$$V_R = 0.4 \times F_{ub} \times A_s = 121.2 \text{ kn}$$

$$\frac{V_R}{\gamma_{m0}} = 110.182 \text{ kn}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{n} = 10.82 \text{ kn}$$

VII.4.8 Vérification de la pression diamétrale

$$L_R = 2.4 \times F_u \times d \times t = 619.2 \text{ kn}$$

$$\frac{L_R}{\gamma_{m0}} = 562.909 \text{ kn}$$

$$V_d = 10.82 \text{ kn}$$

$$\triangleright \frac{L_R}{\gamma_{m0}} = 562.909 > V_d = 10.82$$

condition vérifiée

VII.5 Assemblage poteau poutre sablière :

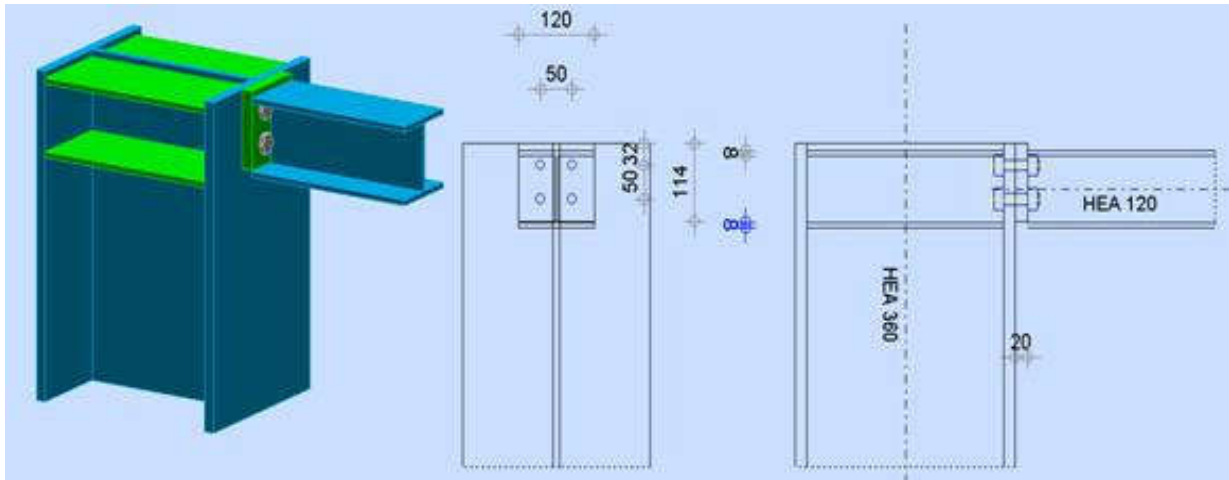


Figure VII.5 : Assemblage poteau poutre sablière

VII.5.1 Effort sollicitant

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculées par logiciel etaps sont :

- $M_{sd} = 1.683 \text{ kn}$
- $V_{sd} = 1.18 \text{ kn}$
- $N_{sd} = 57.14 \text{ kn}$

VII.5.2 Soudure de la platine

Cordon de soudure :

$$t = \max(t_{\text{platine}} ; t_{\text{poutre}})$$

$$t = 20 \text{ mm}$$

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

$$a_{\max} = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 8 = 5,6 \text{ mm}$$

$$a_{\min} < a < a_{\max}$$

➤ **donc on prend $a = 5,5 \text{ mm}$.**

VII.5.3 Soudure de la semelle tendue

$$N_d \leq \min(R_s ; R_w)$$

Avec :

$$N_d = \left(\frac{M_{sd}}{H_{poutre}} \right) + N_{sd} = 57.154 \text{ kn}$$

$$L = 2 \times (B - B' - 2 \times r - t_w) = 422 \text{ mm}$$

$$R_w = \frac{(0,5 \times F_u \times a \times L)}{\gamma_{m0}} = 453.65 \text{ kn}$$

$$R_s = \frac{(0,7 \times F_y \times (a\sqrt{2}) \times L)}{\gamma_{m0}} = 574.418 \text{ kn}$$

$$\text{➤ } N_d = 57.154 < \min(R_w ; R_s) = 453.65 \text{ kn}$$

condition vérifiée

Soudure de l'âme:

$$H_f = H - 2 \times t_f = 98 \text{ mm}$$

$$L = 2 \times H_f = 196 \text{ mm}$$

$$R_s = \frac{(0.7 \times F_y \times (\sqrt{2}) \times L)}{\gamma_{m0}} = 266.791 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 1.18 \text{ kn}$$

$$\triangleright V_{sd} 1.18 < R_s = 266.791 \text{ condition vérifiée}$$

VII.5.4 Dispositions constructives**Choix du diamètre du boulon**

n : nombre de boulons .On choisit 4 boulons M16 de classe 8.8 Euro4 ; art3.3.2.1 (3))

$$D'après Euro4 (art.6.5.3 page 251) \quad \begin{cases} F_{ub} = 275 \text{ Mpa} \\ F_u = 430 \text{ Mpa} \end{cases}$$

L'espacement des boulons est réglementé par l'EC4 :

$$d_0 = d + 1 = 16 + 1$$

$$d_0 = 17 \text{ mm}$$

Distance entre axe des boulons :

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \rightarrow 37,4 \leq p_1 \leq 70 \text{ Alors on prend } p_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \rightarrow 51 \leq p_2 \leq 70 \text{ Alors on prend } p_2 = 50 \text{ mm.}$$

Pince longitudinale e₁

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 20,4 \leq e_1 \leq 60 \text{ Alors on prend } e_1 = 32 \text{ mm.}$$

Pince transversale e₂

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 25,5 \leq e_2 \leq 60 \text{ Alors on prend } e_2 = 35 \text{ mm.}$$

VII.5.5 Calcul des boulons sollicités en traction :

$$T_R = 0.8 \times F_{ub} \times A_s = 100.48 \text{ kn}$$

$$M_R = 2 \times T_R \times \sum(D_1 \cdot D_2)$$

$$M_R = 2 \times T_R \times (0.032 + 0.082) = 22.90 \text{ kn}$$

$$\triangleright M_{sd} = 1.68 < M_R = 22.60 \text{ condition vérifiée}$$

VII.5.6 Résistance des boulons à la traction

- $K_2 = 0,63$ pour des boulons à tête fraisée
- $K_2 = 0,9$ dans le cas générale

$$F_{trd} = \frac{(K_2 \times F_{ub} \times A_s)}{\gamma_{mb}} = 90.43 \text{ kn}$$

$$N_{sd} = 57.14 \text{ kn}$$

$$\triangleright F_{trd} = 90.43 > N_{sd} = 57.14 \text{ condition vérifiée}$$

VII.5.7 Résistance de boulon au cisaillement

$$V_R = 0.4 \times F_{ub} \times A_s = 50.24 \text{ kn}$$

$$\frac{V_R}{\gamma_{m0}} = 45.67 \text{ kn}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{n} = 0.295 \text{ kn}$$

VII.5.8 Vérification de la pression diamétrale

$$L_R = 2.4 \times F_u \times d \times t = 350.88 \text{ kn}$$

$$\frac{L_R}{\gamma_{m0}} = 318.982 \text{ kn}$$

$$V_d = 0.295 \text{ kn}$$

$$\triangleright \frac{L_R}{\gamma_{m0}} = 318.982 > V_d = 0.295$$

condition vérifiée

VII.6 Assemblage poteau stabilité :

Principales données de l'assemblage :

- 2 Cornière sur gousset soudé à la semelle du poteau
- Poteau HEA360
- Barre de stabilité double Cornière (L50×50×6)
- Plat de gousset 200×200×10
- Boulons M16 de Classe 8.8
- $N_{sd} = 54.43 \text{ kn}$

VII.6.1 Soudures Gousset sur la semelle du poteau

$$t = \max(t_{\text{cornière}} ; t_{\text{gousset}}) = 10$$

L'espacement des boulons est réglementé par l'EC4 :

$$d_0 = d + 2 = 16 + 2$$

d	d ₀
M _{12, 14}	d+1
M _{16 à 24}	d+2
>M ₂₇	d+3

$$d_0 = 18 \text{ mm}$$

Distance entre axe des boulons :

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \rightarrow 39,6 \leq p_1 \leq 140 \text{ Alors on prend } p_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \rightarrow 54 \leq p_2 \leq 140 \text{ Alors on prend } p_2 = 90 \text{ mm.}$$

Pince longitudinale e₁

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 21,6 \leq e_1 \leq 120 \text{ Alors on prend } e_1 = 40 \text{ mm.}$$

Pince transversale e₂

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 27 \leq e_2 \leq 120 \text{ Alors on prend } e_2 = 40 \text{ mm.}$$

VII.6.2 Détermination du nombre de boulons nécessaire :

- $\alpha = 0.6$ Pour les classes de boulons : 4.6, 5.6 et 8.8 ou $\alpha = 0.5$

$$\text{Classe de qualité 4.8} \Rightarrow F_{(v,Rd)} = 0,5 \times f_{ub} \times \left(\frac{As}{\gamma Mb} \right) = 50.24 \text{ kn}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{F_{vrd}} = 1.08 \text{ kn}$$

- On prend 2 boulons avec une file

$$F_{vrd} \times n = 100.48 \text{ kn}$$

$$\triangleright F_{vrd} \times n = 100.48 > N_{sd} = 54.43$$

condition vérifiée

VII.6.3 Vérification de la pression diamétrale

D'après EC4 tab6.5.3 page251

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_o} ; \frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1\right) = 0.639$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$F_1 = \frac{N_{sd}}{n} = 27.215 \text{ kn}$$

$$F_{b,Rd} = 88 \text{ kn}$$

$$\text{➤ } F_1 = 27.215 < F_{b,Rd} = 88$$

condition vérifiée

$$\frac{F_{v,Rd}}{3} = 16.746 \text{ kn}$$

$$\text{➤ } F_{b,Rd} = 88 > \frac{F_{v,Rd}}{3} = 16.746$$

condition vérifiée

VII.7 Assemblage contreventement (poutre de vent) :

Principales données de l'assemblage :

- 2 Cornière sur gousset soudé à la semelle du poteau
- Poteau HEA360
- Barre de stabilité double Cornière (L60×60×5)
- Plat de gousset 200×200×10
- Boulons M16 de Classe 8.8
- $N_{sd} = 74.92 \text{ kn}$

VII.7.1 Soudures Gousset sur la semelle du poteau

$$t = \max(t_{\text{cornière}} ; t_{\text{gousset}}) = 10$$

L'espacement des boulons est réglementé par l'EC4 :

$$d_0 = d + 2 = 16 + 2$$

d	d ₀
M _{12, 14}	d+1
M _{16 à 24}	d+2
>M ₂₇	d+3

$$d_0 = 18 \text{ mm}$$

Distance entre axe des boulons :

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \rightarrow 39,6 \leq p_1 \leq 140 \text{ Alors on prend } p_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \rightarrow 54 \leq p_2 \leq 140 \text{ Alors on prend } p_2 = 90 \text{ mm.}$$

Pince longitudinale e₁

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 21,6 \leq e_1 \leq 120 \text{ Alors on prend } e_1 = 40 \text{ mm.}$$

Pince transversale e₂

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 27 \leq e_2 \leq 120 \text{ Alors on prend } e_2 = 40 \text{ mm.}$$

VII.7.2 Détermination du nombre de boulons nécessaire :

- $\alpha = 0.6$ Pour les classes de boulons : 4.6, 5.6 et 8.8 ou $\alpha = 0.5$

$$\text{Classe de qualité 4.8} \Rightarrow F_{(v,Rd)} = 0,5 \times f_{ub} \times \left(\frac{A_s}{\gamma M_b} \right) = 50.24 \text{ kn}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{F_{vrd}} = 1.491 \text{ kn}$$

On prend 3 boulons avec une file n=3

$$F_{vrd} \times n = 150.72 \text{ kn}$$

$$\triangleright F_{vrd} \times n = 150.72 > N_{sd} = 74.92$$

condition vérifiée

VII.7.3 Vérification de la pression diamétrale

D'après EC4 tab6.5.3 page251

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_o} ; \frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1\right) = 0.639$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$F_1 = \frac{N_{sd}}{n} = 24.973 \text{ kn}$$

$$F_{b,Rd} = 88 \text{ kn}$$

$$\triangleright F_1 = 24.973 < F_{b,Rd} = 88$$

condition vérifiée

$$\frac{F_{v,Rd}}{3} = 16.746 \text{ kn}$$

$$\triangleright F_{b,Rd} = 88 > \frac{F_{v,Rd}}{3} = 16.746$$

condition vérifiée

VII.8 Assemblage en pieds de poteaux de Rive RDC (HEA360):

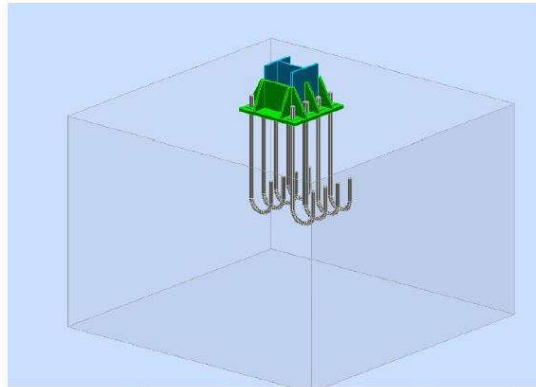


Figure VII.8.1: 3D d'assemblage pied de poteaux.

Cette partie traite les liaisons en pieds de poteaux qui sont encastrés ces liaisons impliquent donc la transmission d'un effort vertical de compression ou de soulèvement suivant les combinaisons de cas de charges considérées, un moment fléchissant est un effort horizontal.

- La plaque d'assise en acier de nuance $F_u=275 \text{ N/mm}^2$
- Fondation en béton de classe $F_{ck}= 25 \text{ N/mm}^2$
- Coefficients partiels de sécurité Acier

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{m0} = 1,1 \\ \gamma_{m2} = 1,25 \end{array} \right.$$
- Coefficients partiels de sécurité Béton

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_c = 1,5 \\ \alpha = 1 \end{array} \right.$$

VII.8.1 Effort sollicitant

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculées par logiciel etaps sont :

- $M_{sd}= 410.578 \text{ kn}$
- $V_{sd}=253.11 \text{ kn}$
- $N_{sd}= 847.5 \text{ kn}$

VII.8.2 Dimensionnement de la plaque d'assise :

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base de poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section de profilé constituant le poteau.

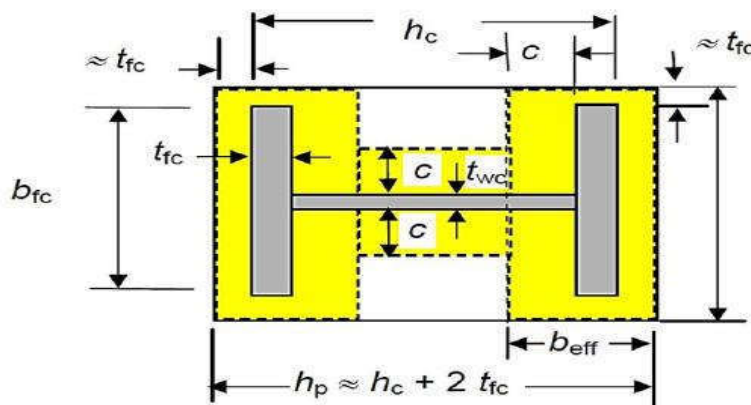


Figure VII.8.2 : Dimensions de la plaque d'assise.

Cordon de soudure :

Semelle HEA360 $a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 17,5 = 12,25 \text{ mm}$

➤ **donc on prend $a_s = 15 \text{ mm}$.**

Ame HEA360 $a_a = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 10 = 7 \text{ mm}$

➤ **donc on prend $a_a = 10 \text{ mm}$.**

VII.8.3 Résistance du béton à la compression :

- Résistance du béton à la compression $F_{c0} = \alpha \times \frac{F_{ck}}{\gamma_c}$ et $\alpha = 1$

$F_{c0} = 16.67 \text{ mpa}$

- Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement $\beta_j = 2 / 3$
- Les dimensions de la fondation étant inconnues, prendre $\alpha = 1,5$

$$F_{jd} = 1.5 \times \beta_j \times F_{c0}$$

$F_{jd} = 16.66 \text{ mpa}$

Estimation de la plaque d'assise

Une estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \left(\frac{1}{H \times B} \right) \times \left(\frac{N_{sd}}{F_{t,c}} \right)^2 \quad \Longrightarrow \quad A_{c0} = 24625.928 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0} = \left(\frac{N_{sd}}{F_{t,c}} \right) \quad \Longrightarrow \quad A_{c0} = 50850 \text{ mm}^2$$

On prend $A_{c0} = 50850 \text{ mm}^2$ qui est le plus grand.

Choix du type de la plaque d'assise

$$A_p < 0.95 \times H \times B$$

$$\text{➤ } 50850 < 99750 \text{ mm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

- Donc une plaque à projection courte est satisfaisante.

Les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise à projection courte sont choisies comme suit :

$$b_b = 460 \text{ mm} > b + 2t = 300 + 2 \times 17,5 = 335 \text{ mm}$$

➤ **donc on prend $b_b = 350 \text{ mm}$.**

$$h_b = 460 \text{ mm} > h + 2t = 350 + 2 \times 17,5 = 385 \text{ mm}$$

➤ **donc on prend $h_b = 400 \text{ mm}$.**

Ce qui nous donne $A_{c0} = 350 \times 400 = 140000 \text{ mm}^2 > 50850 \text{ mm}^2$

VII.8.4 Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise

Pour une plaque d'assise à projection courte, la valeur de la largeur d'appui additionnelle, c, est donnée par la formule suivante :

$$C = \frac{(-B - \sqrt{(B^2 - 4 \times A \times D)})}{(2 \times A)}$$

où : A = +2

$$B = -(b - t_w + h) = -(300 - 10 + 350) = -640 \text{ mm}$$

$$D = \frac{0,5 N_j E_d}{f_j d} (2 b_f \times t_f + 4 t_f^2 + 0,5 h \times t_w - t_f \times t_w)$$

$$D = 12125 \text{ mm}^2$$

$$C = 20,22 \text{ mm}$$

On vérifie qu'il n'y a pas de recouvrement des zones en T

$$C < \frac{h_w}{2}$$

$$h_w = \frac{(h - 2 t_f)}{2} = 166,25 \text{ mm}$$

$$\text{➤ } 20,22 \text{ mm} < 166,25 \text{ mm}$$

condition vérifiée

VII.8.5 la platine

- $b_p = 350 \text{ mm}$
- $h_p = 400 \text{ mm}$

$$c_1 = \frac{(h_b - h)}{2} = 25 \text{ mm}$$

$$c_2 = \frac{(b_b - b)}{2} = 25 \text{ mm}$$

épaisseur de la platine

$$T_p > \frac{c}{\sqrt{\left(\frac{F_y}{(3 F_j \times \gamma m_0)}\right)}} \implies T_p > 9.04 \text{ mm}$$

➤ donc on prend $T_p = 20 \text{ mm}$.

$$B_c = c_1 = c_2$$

$$A_{\text{eff}} = 2 \times (b_f + 2 \times B_c)(c + b_c + t_f) + (h - 2 \times c - 2 \times t_f)(2 \times c \times t_w)$$

$$A_{\text{eff}} = 152931.984 \text{ mm}^2$$

VII.8.6 Calcul de la résistance à l'effort axial Nsd :

$$N_{sd} < N_{rd} \times F_{jd}$$

$$N_{rd} \times F_{jd} = 152931.984 \times 16.66 = 2548866.4 \text{ N}$$

$$\text{➤ } N_{sd} = 847.5 \text{ kn} < N_{rd} \times F_{jd} = 2548.866 \text{ kn}$$

condition vérifiée

$$M_{rd} = \frac{(Tp^2 \times Fy)}{(6\gamma m0)}$$

$$M_{rd} = 16.66 \text{ kn.mm}$$

VII.8.7 Calcul du moment de flexion Msd :

$$M_{sd} = \left(\frac{c^2}{2}\right) \times \frac{Nsd}{Aeff}$$

$$M_{sd} = 1.13 \text{ kn/mm}$$

➤ $M_{sd} = 1.13 < M_{rd} = 16.66$ condition vérifiée

VII.8.8 Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise :

$$F_{vrd} = C_f \times N_{sd} = 0.2 \times 847.5 = 169.5 \text{ kn}$$

$$V_{sd} < F_{vrd}$$

➤ $253.11 \text{ kn} < 169.5 \text{ kn}$ condition non vérifiée

Remarque :

La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée. Les tiges d'ancrage vont donc reprendre l'effort de cisaillement qu'il faut vérifier en conséquence. Nous allons le faire dans le chapitre (Etudes des ancrages et des fondations).

VII.8.9 Dimensionnement des tiges d'ancrages ::

On a : M30

$$d_0 = d + 3 = 30 + 3$$

$$d_0 = 33 \text{ mm}$$

d	d ₀
M _{12, 14}	d+1
M _{16 à 24}	d+2
>M ₂₇	d+3

Distance entre axe des boulons :

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \rightarrow 72,6 \leq p_1 \leq 280 \text{ Alors on prend } p_1 = 240 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \rightarrow 99 \leq p_2 \leq 280 \text{ Alors on prend } p_2 = 240 \text{ mm.}$$

Pince longitudinale e₁

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 39,6 \leq e_1 \leq 240 \text{ Alors on prend } e_1 = 80 \text{ mm.}$$

Pince transversale e₂

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 49,5 \leq e_2 \leq 240 \text{ Alors on prend } e_2 = 55 \text{ mm.}$$

$$(r = 3\emptyset; L_1 = 20\emptyset; L_2 = 2\emptyset; d_1 = 3\emptyset)$$

$$G_c = 350 \text{ kg/m}^3$$

$$B_{eff} = \frac{(hp - h)}{2} + tf + c = 62.723 \text{ mm}$$

$$L_{eff} = Bb = 350 \text{ mm}$$

$$N_{crd} = L_{eff} \times B_{eff} \times F_{jd} = 365886,456 \text{ dan}$$

VII.8.10 Vérification des boulons d'ancrage :**a) Résistance des boulons d'ancrages :**

La résistance des boulons d'ancrage est donnée comme suite :

$$F_{t,Rd,anchor} = \min [F_{t,Rd} ; F_{t,bond,Rd}]$$

b) Résistance des boulons à la traction :

$$F_{trd} = \frac{(0,9 \times F_{ub} \times A_s)}{\gamma_m} = 323.136 \text{ kn}$$

c) Résistance de calcul par adhérence entre le béton et le boulon d'ancrage :

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{1}{2,25} \times \pi \times d \times L_1 \times F_{bd} \quad \text{pour } \varnothing < 32 \text{ mm}$$

Avec :

- F_{bd} : Contrainte d'adhérence.
- L_1 : La longueur de la tige 600 mm.

$$F_{bd} = 0,36 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = 0,36 \times \frac{\sqrt{25}}{1,5} = 1,2 \text{ MPa}$$

$$F_{t,bond,Rd} = 30.159 \text{ kn}$$

$$\text{Alors : } F_{t,Rd,anchor} = \min [F_{t,Rd} ; F_{t,bond,Rd}] = 30.159 \text{ kn}$$

$$F_{t,ed} = N_{sd}$$

$$\Rightarrow A_s > \frac{F_{t,ed} \times \gamma_m}{3,6 \times F_{ub}} = 367.838 \text{ mm}^2 \quad , \text{Donc en prend } A_s (\varnothing 30) = 561 \text{ mm}^2.$$

VII.8.11 Condition d'équilibre du BAEL :

$$F_{tj} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$T_{su} = 2,6 \text{ Mpa}$$

$$F_a = \pi \times T_{su} \times \varnothing \times L_1 = 7125.131 \text{ N}$$

$$\Rightarrow \frac{N_{sd}}{4} = 211875 > F_a = 7125$$

condition vérifiée

VII.9 Assemblage en pieds de poteaux Intermédiaire RDC (HEA300):

VII.9.1 Effort sollicitant

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculées par logiciel etaps sont :

- $M_{sd} = 233.545 \text{ kn}$
- $V_{sd} = 10 \text{ kn}$
- $N_{sd} = 461.2 \text{ kn}$

VII.9.2 Dimensionnement de la plaque d'assise :

Cordon de soudure :

Semelle HEA360 $a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 14 = 9,8 \text{ mm}$

➤ donc on prend $a_s = 13 \text{ mm}$.

Ame HEA360 $a_a = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 8,5 = 5,95 \text{ mm}$

➤ donc on prend $a_a = 9 \text{ mm}$.

VII.9.3 Résistance du béton à la compression :

- Résistance du béton à la compression $F_{c0} = \alpha \times \frac{F_{ck}}{\gamma_c}$ et $\alpha = 1$

$F_{c0} = 16.67 \text{ mpa}$

- Résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement $\beta_j = 2 / 3$
- Les dimensions de la fondation étant inconnues, prendre $\alpha = 1,5$
 $F_{jd} = 1.5 \times \beta_j \times F_{c0}$

$F_{jd} = 16.66 \text{ mpa}$

Estimation de la plaque d'assise

Une estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \left(\frac{1}{H \times B} \right) \times \left(\frac{N_{sd}}{F_{c0}} \right)^2 \quad \Longrightarrow \quad A_{c0} = 8801.604 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0} = \left(\frac{N_{sd}}{F_{c0}} \right) \quad \Longrightarrow \quad A_{c0} = 27672 \text{ mm}^2$$

On prend $A_{c0} = 27672 \text{ mm}^2$ qui est le plus grand.

Choix du type de la plaque d'assise

$A_p < 0.95 \times H \times B$

➤ $27672 < 82650 \text{ mm}^2$ condition vérifiée

- Donc une plaque a projection courte est satisfaisante.

Les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise à projection courte sont choisies comme suit :

$$b_b = 460 \text{ mm} > b + 2t = 300 + 2 \times 14 = 328 \text{ mm}$$

➤ donc on prend $b_b = 350 \text{ mm}$.

$$h_b = 460 \text{ mm} > h + 2t = 290 + 2 \times 14 = 318 \text{ mm}$$

➤ donc on prend $h_b = 340 \text{ mm}$.

$$\text{Ce qui nous donne } A_{c0} = 350 \times 340 = 119000 \text{ mm}^2 > 27672 \text{ mm}^2$$

VII.9.4 Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise

Pour une plaque d'assise à projection courte, la valeur de la largeur d'appui additionnelle, c, est donnée par la formule suivante :

$$C = \frac{(-B - \sqrt{(B^2 - 4 \times A \times D)})}{(2 \times A)}$$

où : $A = +2$

$$B = -(b - tw + h) = -(300 - 10 + 350) = -581.5 \text{ mm}$$

$$D = \frac{0,5 N_j, Ed}{f j d} (2bf \times tf + 4tf^2 + 0,5 h \times tw - tf \times tw) = 3538.5 \text{ mm}^2$$

$$C = \frac{(-B - \sqrt{(B^2 - 4 \times A \times D)})}{(2 \times A)} = 6,218 \text{ mm}$$

On vérifie qu'il n'y a pas de recouvrement des zones en T

$$C < \frac{hw}{2}$$

$$h_w = \frac{(h - 2tf)}{2} = 138 \text{ mm}$$

$$\text{➤ } C = 6,218 \text{ mm} < h_w = 138 \text{ mm}$$

condition vérifiée

VII.9.5 la platine

- $b_p = 350 \text{ mm}$
- $h_p = 340 \text{ mm}$

$$c_1 = \frac{(hb - h)}{2} = 25 \text{ mm}$$

$$c_2 = \frac{(bb - b)}{2} = 25 \text{ mm}$$

épaisseur de la platine

$$T_p > \frac{c}{\sqrt{\left(\frac{F_y}{(3F_j \times \gamma m_0)}\right)}} \quad \Longrightarrow \quad T_p > 2.780 \text{ mm}$$

➤ donc on prend $T_p = 20 \text{ mm}$.

$$B_c = c_1 = c_2$$

$$A_{\text{eff}} = 2 \times (b_f + 2 \times B_c)(c + b_c + t_f) + (h - 2 \times c - 2 \times t_f)(2 \times c \times t_w)$$

$$A_{\text{eff}} = 56765.0286 \text{ mm}^2$$

VII.9.6 Calcul de la résistance à l'effort axial Nsd :

$$N_{\text{sd}} < N_{\text{rd}} \times F_{\text{jd}}$$

$$N_{\text{rd}} \times F_{\text{jd}} = 56765.0286 \times 16.66 = 946083.809 \text{ N}$$

$$\text{➤ } N_{\text{sd}} = 461.2 \text{ kn} < N_{\text{rd}} \times F_{\text{jd}} = 946.083 \text{ kn} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$M_{\text{rd}} = \frac{(T p^2 \times F_y)}{(6 \gamma m_0)}$$

$$M_{\text{rd}} = 16.66 \text{ kn.mm}$$

VII.9.7 Calcul du moment de flexion Msd :

$$M_{\text{sd}} = \left(\frac{c^2}{2} \right) \times \frac{N_{\text{sd}}}{A_{\text{eff}}}$$

$$M_{\text{sd}} = 0.157 \text{ kn/mm}$$

$$\text{➤ } M_{\text{sd}} = 0.157 < M_{\text{rd}} 16.66 \quad \text{condition vérifiée}$$

VII.9.8 Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise :

$$F_{\text{vrd}} = C_f \times N_{\text{sd}} = 0.2 \times 461.2 = 92.24 \text{ kn}$$

$$V_{\text{sd}} < F_{\text{vrd}}$$

$$\text{➤ } V_{\text{sd}} = 10 \text{ kn} < F_{\text{vrd}} 92.24 \text{ kn} \quad \text{condition vérifiée}$$

Chapitre VIII :
Etude De
Fondation

VIII.1.Introduction

Toute structure a besoin d'une bonne base pour ne pas s'effondrer. Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; et constituent donc une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

On peut retrouver trois principaux types de fondation qui sont :

- Fondation superficielle.
- Fondation profonde.
- Fondation spéciale.

VIII.2.Documents utilisés

Les documents utilisés pour le calcul et le dimensionnement de cette structure sont :

- Calcul des ouvrages en béton armé (Règles C.B.A.93 R.P.A 2003).
- Cours de béton armé BEAL 91.

VIII.3.Caractéristiques des matériaux

- $\sigma_{sol} = 1.6 \text{ bar}$
- $\varnothing = 30\text{mm}$
- Nuance S₂₇₅ $\left\{ \begin{array}{l} F_y = 275 \text{ Mpa} \\ F_u = 430 \text{ Mpa} \end{array} \right.$
- Acier FeE₄₀₀ $\left\{ \begin{array}{l} F_e = 400 \text{ Mpa} \\ F_{ck} = 25 \text{ Mpa} \\ \gamma_s = 1.15 \\ F_j = 2.1 \text{ Mpa} (f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1) \end{array} \right.$
- η est un coefficient qui dépend du type d'acier : $\eta = 1.6$, $\psi = 1.5$

VIII.4.Les charges à considérer

La majoration des charges n'intervient pas dans le calcul des dimensions de la fondation qui sont déterminées à l'état limite de service. Le dimensionnement vis-à-vis de leur comportement mécanique (ferraillage) s'effectue à l'état limite de service.

VIII.5.Type de fondation

Le choix du type de fondation dépend des paramètres suivants :

- Type d'ouvrage construit.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VIII.6. Effort sollicitant

$$M_{sd}=410 \text{ kn}$$

$$V_{sd}=253.11 \text{ kn}$$

$$N_{sd}=847.5 \text{ kn}$$

VIII.7. Dimensionnement des semelles :



Figure VIII.7 : Géométrie de la semelle

Calcul :

$$A > \sqrt{\frac{N_{sd}}{\sigma}} \quad \Rightarrow \quad A > 2.301 \text{ m}$$

➤ **donc on prend** $A=B= 2,5 \text{ m}$.

$$a = b = 0,5 \text{ m}$$

$$\frac{(A-B)}{4} < d < A-a$$

d : distance entre la fibre supérieur et le centre de gravité des armatures.

$$0,25 < d < 1$$

➤ **donc on prend** $d= 0,5$

$$h = d + 5 = 0,5 + 5 = 5,5$$

Calcul de la hauteur de la platine :

$$e > \max (6\phi + 6)$$

$$e > 24 \text{ cm}$$

➤ **donc on prend** $e = 25 \text{ cm}$

VIII.8. Calcul du ferrailage

- $N_{\text{elu}} = 551.17 \text{ kn}$
- $N_{\text{ser}} = 392.92 \text{ kn}$

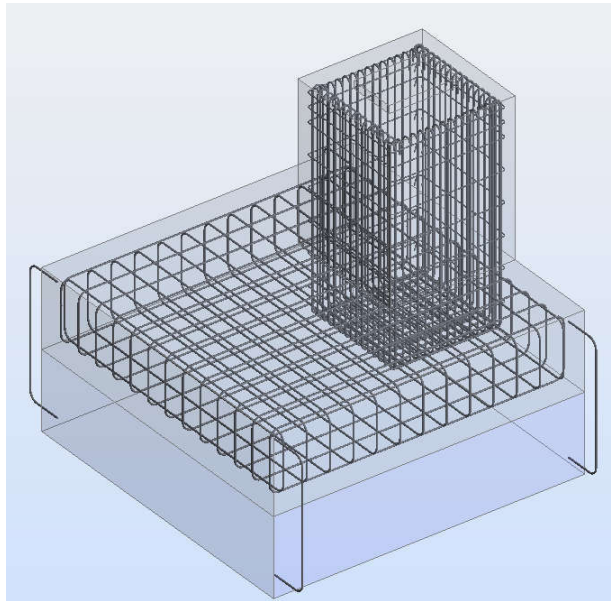


Figure VIII.8: Vue en 3D de ferrailage de la semelle

a l'ELU :

$$\sigma_{\text{st}} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15}$$

$$\sigma_{\text{st}} = 347.826 \text{ mpa}$$

$$A_u = \frac{(N_u \times (A - a))}{(8 \times d \times \sigma_{\text{st}})} = 7.202 \text{ cm}^2$$

a l'ELS :

$$\left(\frac{2}{3}\right) \times Fe = 266.66 \text{ mpa}$$

$$\text{Max} \left(\left(\frac{2}{3}\right) \times Fe; 110 \times \sqrt{(\eta \times F_j)} \right) = 201.633 \text{ mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = \text{Min} \left(\left(\frac{2}{3}\right) \times Fe ; \text{Max} \left(\left(\frac{2}{3}\right) \times Fe; 110 \times \sqrt{(\eta \times F_j)} \right) \right) = 201.633 \text{ mpa}$$

$$A_s = \frac{(N_s \times (A - a))}{(8 \times d \times \bar{\sigma}_{\text{sol}})} = 8.857 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{st}} = \text{max} (A_u; A_s) = 8.857 \text{ cm}^2$$

➤ **donc on prend** 6T14 = 9.24 cm²

Espacement : (min =15cm ; max =25cm). $15 < e < 25 \text{ cm}$

- donc on prend $e = 18 \text{ cm}$
 - Enrobage : $C = 4 \text{ cm}$

VIII.9. Calcul de nombre des barres :

$$N_a = \left(\frac{(A - 2 \times C)}{e} \right) + 1 = 14.444$$

- donc on prend 14 barre de T14
- Type d'ancrage :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times (\psi^2 \times F_j) = 2.835 \text{ mpa}$$

$$L_s = \frac{(\phi \times F_e)}{(4 \times \bar{\tau}_s)} = 105,82 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{4} = 62.5$$

- $L_s = 105,82 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 62.5 \text{ cm}$ condition vérifiée

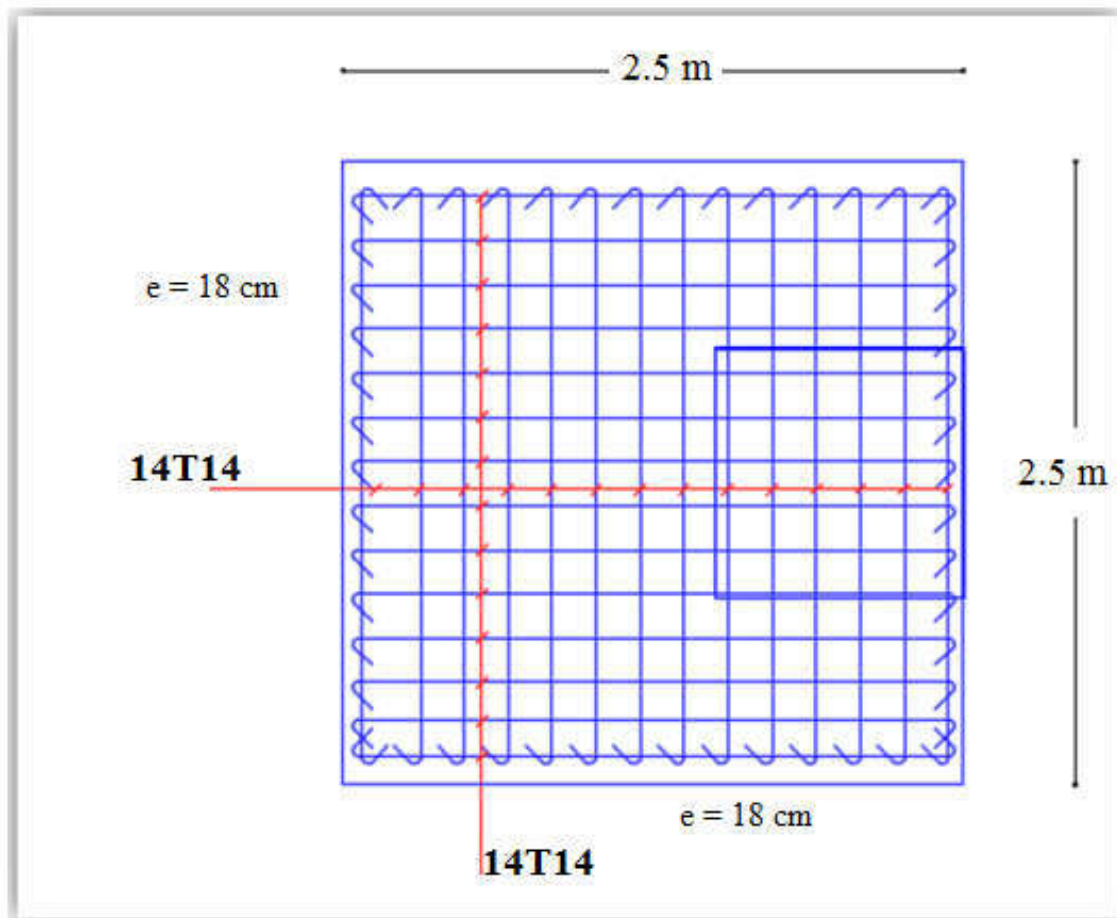


Figure VIII.9: Vue en plan des armatures principale et de puis.

VIII.10. Calcul des longrines

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à une effort de traction.

VIII.10.1. Dimensionnement des longrines

Selon le (RPA99V2003), pour un sol de catégorie S3 (sol meuble) les dimension minimal de la section transversale des longrine de $25 \times 30 \text{ cm}^2$ Donc on prend des longrines de section $25 \times 30 \text{ cm}^2$. Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = N / \alpha \geq 20 \text{ KN}$$

Avec : α est un coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée $\alpha = 15$

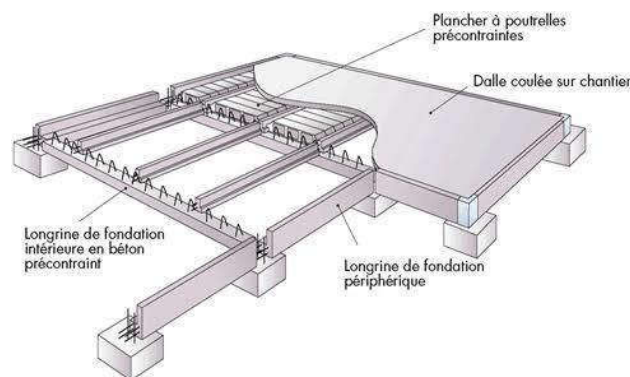


Figure VIII.10.1: schéma de longrines.

VIII.10.2. Calcul du ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max \left[\frac{N}{\alpha}; 20 \text{ KN} \right].$$

- L'ELU :

$$F = \max \left[\frac{551,17}{15}; 20 \text{ KN} \right] = 36,744 \text{ kn}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{367,44}{347,83} = 1,056 \text{ cm}^2.$$

- L'ELS :

$$F = \max \left[\frac{392,92}{15}; 20 \text{ KN} \right] = 26,194 \text{ kn}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{261,94}{201,6} = 1,299 \text{ cm}^2.$$

Le RPA99 exige une section minimale : $A_{min} = 0,6\% B = 0,6\%(25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$.

- On prend $A_{st} = 6\text{T}12 = 6,79 \text{ cm}^2$.

VIII.10.3. Vérification de condition de non fragilité :

On doit vérifier que :

$$A_{st} \leq 0,23 B \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 10,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{> } 6,79 \text{ cm}^2 < 10,78 \text{ cm}^2$$

condition vérifiée

VIII.10.4. Calcul d'armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10} \right) \rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{300}{35}; 12; \frac{250}{10} \right) = 8,571 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$ (Cadre + étrier).

$$S_t \leq (20 \text{ cm}; 15\phi_t) \rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm}; 12) \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm.}$$

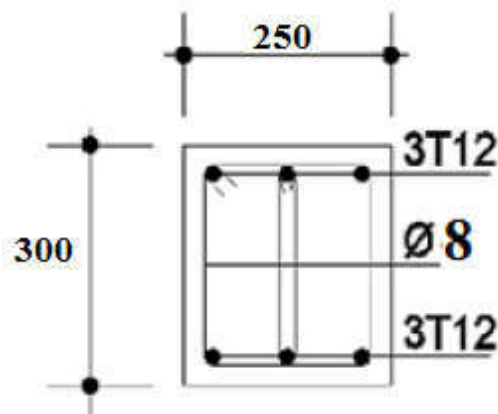


Figure VIII.10.4: Ferrailage des longrines.

Conclusion Générale

Conclusion générale :

Ce modeste travail nous a donné une occasion pour appliquer et approfondir toutes nos connaissances acquises durant le cursus de notre formation de master en génie civil.

La conception d'une structure métallique repose sur le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tel que les surcharges d'exploitation, la neige, le vent et le séisme.

Ce travail consiste à étudier et dimensionner un hangar de stockage, conçue sous forme régulière. Après avoir défini les charges agissantes sur la structure, les poteaux, poutres sablières, fermes, contreventements, pannes, potelets et lisses de bardage comme éléments de la structure ont été dimensionnés.

Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion ou partie sensible de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs et vérification d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction sont requises.

La structure a été modélisée par le logiciel « Etaps » afin d'élaborer le calcul sismique. Le calcul de la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne dépasse pas les 80% de la résultante des forces sismiques, comme exigé par le règlement.

Cette expérience nous a permis aussi de faire mieux comprendre le domaine de la construction en charpente métallique qui nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine, et développée les idées grâce à la lecture des différentes références bibliographiques et surtout à l'aide de l'équipe des professeurs de département de génie civil (Faculté de technologie de université de khemis Miliana).

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, il nous a acquis des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans ma future vie professionnelle

Références bibliographiques

Références bibliographiques

1. DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
2. DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».
3. DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques Algériennes « RPA99/version 2003 ».
4. DTR.BC.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV99 ».
5. BAEL91 : Calcul des structures en béton.
6. Eurocode3 .

Mémoires PFE

1. TRIGUI H.Y. 2013, Etude d'un bâtiment à ossature métallique (R+3), Université ABOU BEKR BELKAID, (Algérie)
2. MIDOUN M. H, MOSTEFAOUI W. 2013, Etude d'un bâtiment métallique (R+14) + sous-sol à ORAN. Université ABOU BEKR BELKAID, (Algérie)
3. Melle.Belaidouni Sarah, INFLUENCE DU TYPE DE CONTREVENTEMENT SUR LA REPONSE D'UNE STRUCTURE METALLIQUE , Université Aboubakr Belkaid Tlemcen

Logiciels de calcul

1. ETABS 9.7
2. AUTOCAD