

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

Université de Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil
Spécialité : Construction Métallique et mixte.

Thème :

**CONCEPTION DE L'OSSATURE METALLIQUE D'UN ATELIER DE MAINTENANCE
AUTOMOBILE AU NIVEAU DE LA ZONE D'ACTION HASSI-AMEUR, WILAYA D'ORAN**

Présenté le 29 juin 2019 par :

Mr. OURAGHI Ahmed

Mr. BEKHTAOUI Soufiane

Devant le Jury composé de :

Mr. CHERIF Z.E.A.

Président

Mr. IGLOULI

Examineur

Mr. KAZI-TANI Nabil

Encadreur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicaces

A la mémoire de mon père « OURAGHI Abdelhadi »

*A tous ceux qui m'ont nourri de leur
amour et de leur tendresse.*

Ahmed

Dédicaces

Je voudrais dédier ce travail tout spécialement à mes chers parents qui m'ont élevé et soutenu tout au long de ma vie.

Je dédie ce projet à mes chers frères et mes chères sœurs et je passe un grand bisou à ses enfants

Je tiens énormément à remercier mes chères amis et copains

Sans oublier mes chers amis et camarades de la promotion « 2018-2019 » de master 2 CMM pour leurs encouragements et leurs aides.

Enfin, je voudrais dédier cette thèse à tout personne ayant participé de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

Soufiane

REMERCIEMENT

Nous adressons nos plus sincères sentiments de reconnaissance et de remerciement envers le bon Dieu, le clément et le miséricordieux, lequel nous a accordé la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur Mr KAZI-TANI.N, pour le temps qu'ils nous ont accordé de leur confiance et de leur aide scientifique, ainsi leurs précieux conseils.

Nous remercions également tous nos enseignants durant tout notre cursus et spécialement les professeurs de la construction métallique.

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

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

Merci a tous

OURAGHI.A & BEKHTAOUI.S

Résumé

Ce projet consiste à étudier la structure d'une usine à usage industriel en charpente métallique qui contient deux blocs (R+3 et un hall) selon le règlement algérien. Le bâtiment a été conçu sous forme régulière, pour l'utiliser comme un atelier de maintenances à HASSI-AMEUR (ORAN). Ce projet est élaboré par plusieurs étapes ; premièrement l'évaluation des charges et surcharges , l'étude climatique (vent, neige) selon le « RNV99/2013 », ensuite le pré-dimensionnement des différents éléments, puis l'étude sismique de structure selon le « RPA99/2003 » en utilisant le logiciel **ROBOT**, après le dimensionnement des éléments principaux, l'étude de plancher mixte, puis l'étude des assemblages selon le « CCM97 », et enfin l'étude de l'infrastructure.

Abstract

This project studies the structure of an industrial building with structural steel according to Algerian regulation. This building was designed in order to be used as a regular form, for used as a maintenance fixture in HASSI-AMEUR (ORAN), it is elaborated through several stages; First, the evaluation of the loads and overloads, climate study (wind and snow) by « RNV99/2013 », secondly the pre-dimensioning of different elements, then the dynamic study according to « RPA99/2003 » using software **ROBOT** to choosing the bracing system those ensure the stability of the structure., Next the dimensioning of the principal elements , Then the study of mixed floor, study of the assembly of the building's secondary and principal elements by « CCM97 ». Finally, Study the building's foundations .

ملخص

هذا المشروع يعمد إلى دراسة مبنى معدني من جزأين (مبنى من طابق أرضي +3 و ورشة كبيرة) ذو طابع صناعي وفق التنظيم الجزائري. وقد صمّم هذا المبنى بشكل منتظم ليستغلّ كورشة لصناعة و صيانة السيارات بمدينة حاسي عامر (وهران)، حيث تمّت دراسة هذا المشروع مرورا بعدة مراحل أولا دراسة تأثيرات الثلوج والرياح وكذلك الاحتكاك وفق المنشور « RNV99/2013 » ، ثم دراسة أولية لمقاييس عناصر المبنى الثانوية وفق المنشور (CCM99) ، تليها دراسة لتأثير الزلزال على المبنى وفق المنشور « RPA99/2003 » لاختبار نظام التوازن من اجل استقرار المبنى باستخدام البرنامج **ROBOT**، ثم دراسة نهائية لمقاييس العناصر الأساسية و يليه دراسة السقف (معدن + خرسانة) ثم دراسة لتجميع مختلف عناصر المبنى الأساسية منها و الثانوية وفق المنشور « CCM97 » ، وأخيرا دراسة أسس المبنى.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre I : Généralités	
I.1 INTRODUCTION	3
I.2 PRÉSENTATION DU PROJET	3
I.3 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE	4
I.4. RÈGLEMENTS UTILISES	5
I.5 LOGICIELS UTILISÉS	5
I.6 MATÉRIAUX UTILISÉS	5
I.7 LES ASSEMBLAGES	6
Chapitre II : Évaluation des charges	
II.1 INTRODUCTION	8
II.2 CHARGES PERMANENTES	8
II.2.1 Charges permanentes du bâtiment	8
II.2.2 Charges permanentes du hall	9
II.3 CHARGES D'EXPLOITATION	9
II.3.1 Charges d'exploitation du bâtiment	9
II.3.2 Charges d'exploitation de la halle	9
II.4 CHARGES CLIMATIQUES	9
II.4.1 Effet de La neige	10
II.4.2 Effet du vent	11
II.4.2.1 Données relatives au site	11
II.4.2.2 Effet du vent sur le bâtiment	11
II.4.2.2.1 Vent sur la face de 36m	11
II.4.2.2.2 Vent sur la face de 14,545m	19

II.4.2.3 Effet du vent sur la halle	32
-------------------------------------	----

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments

III .1 INTRODUCTION	41
III.2 ETUDE DES ÉLÉMENTS DE BATIMENT R+3	42
III.2.1 Les solives	42
III.2.1.1 Solive de toiture	43
III.2.1.2 Solive de l'étage courant	45
III.2.2 Les poutres principales	48
III.2.2.1 Poutres du terrasse	48
III.2.2.2 Poutres d'étages courant	51
III.3 ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES DE HALLE	54
III.3.1 Caractéristiques de la tôle de couverture	54
III.3.2 Calcul des pannes de couverture	54
III.3.3 Calcul des liernes	63
III.3.4 Calcul des lisses de bardage	65
III.3.5 Calcul des potelets	69
III.3.6 Calcul des chéneaux	75

Chapitre IV : Étude sismique

IV.1 INTRODUCTION	78
IV.2 PRINCIPE DE LA METHODE	78
IV.3 SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL	78
IV.4 CRITERES DE CLASSIFICATION PAR LE RPA99 VERSION 2003	79
IV.5 ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE	79
IV.6 EFFET SISMIQUE SUR LE BATIMENT R+3	80
IV.6.1 Vérification de la structure	80
IV.6.1.1 Vérification de la période fondamentale de la structure	80

IV.6.1.2 Vérification de la force sismique à la base	82
IV.6.1.3 Vérification des déplacements	83
IV.7 EFFET SISMIQUE SUR LE HALLE	84
IV.7.1 Vérification de la structure	84
IV.7.1.1 Vérification de la période fondamentale de la structure	84
IV.7.1.2 Vérification de la force sismique à la base	86
IV.7.1.3 Vérification des déplacements	87

Chapitre V : Dimensionnement des éléments

V.1 INTRODUCTION	89
V.2. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX DU BATIMENT	89
V.2.1 Dimensionnement des poutres	89
V.2.1.1 Justification du Poutre principale de toiture (IPE 330)	89
V.2.1.2 Justification du Poutre principale d'étage courant (IPE 400)	91
V.2.1.3 Justification du Poutre secondaire de toiture (IPE 240)	92
V.2.1.4 Justification du Poutre secondaire d'étage courant (IPE 300)	93
V.2.2 Justification du poteau (HEA 400)	95
V.2.3 Justification des contreventements (2 UPN160)	97
V.3. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX DE HALLE	100
V.3.1 Justification de la traverse (IPE500)	100
V.3.2 Justification du poteau (IPE550)	104
V.3.3 Justification des contreventements(2UPN 140)	106

Chapitre VI : Etude planché mixte

VI.1. INTRODUCTION	110
VI.2. CALCUL PLANCHER MIXTE	110
VI.2.1. Phase de construction	110
VI.2.2. Phase finale	112
VI.2.2.1 plancher terrasse	113
VI.2.2.2 plancher étage courant	119

Chapitre VII : Etude des assemblages

VII.1 INTRODUCTION	128
VII.2. ETUDE DES ASSEMBLAGES DU BATIMENT R+3	128
VII.2.1 Liaison poteau-poutre (HEA400-IPE400)	128
VII.2.2 Assemblage poutre principale-solive	136
VII.2.3 Assemblage des diagonales de palée de stabilité (2UPN160)	139
VII.3. ETUDE DES ASSEMBLAGES DU HALLE	142
VII.3.1 Liaison poteau-traverse (IPE500-IPE550)	142
VII.3.2 Liaison traverse-traverse (IPE500-IPE500)	150
VII.3.3 Assemblage des diagonales de palée de stabilité (2UPN140)	156

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII.1INTRODUCTION	161
VIII.2. ETUDE DE FONDATION DU BATIMENT R+3	161
VIII.2.1 Pieds de poteaux	161
VIII.2.3 Étude de l'infrastructure	168
VIII.3. ETUDE DE FONDATION DU HALLE	174
VIII.3.1 Pieds de poteaux	174
VIII.3.2 Étude de l'infrastructure	181
CONCLUSION	186

LISTE DES TABLEAUX

Tab.II.1 Charges permanentes d'un étage courant	8
Tab.II.2 Charge permanente pour le plancher terrasse	8
Tab.II.3 Charges du vent sur les parois verticales	18
Tab.II.4 Charges du vent sur la toiture	19
Tab.II.5 Charges du vent sur les parois verticales	31
Tab.II.6 Charges du vent sur les parois verticales	31
Tab.II.7 Charges du vent sur la toiture	31
Tab.II.8 Charges du vent sur les parois verticales	38
Tab.II.9 Charges du vent sur la toiture	38
Tab.II.10 Charges du vent sur les parois vertical	39
Tab.II.11 Charges du vent sur la toiture	39
Tab.III.1 Limites recommandées pour les flèches verticales	42
Tab.III.2 Caractéristiques du profilé IPE200	43
Tab.III.3 Caractéristiques du profilé IPE270	46
Tab.III.4 Caractéristiques du profilé IPE 330	49
Tab.III.5 Caractéristiques du profilé IPE 450	52
Tab.III.6 Caractéristiques du profilé IPE140	58
Tab.III.7 Caractéristiques du profilé UPN140	68
Tab.III.8 Caractéristiques du profilé IPE300	70
Tab.IV.1 Résultante des forces sismiques à la base	83
Tab.IV.2 Déplacements relatifs dans le sens (x-x)	84
Tab.IV.3 Déplacements relatifs dans le sens (y-y)	84
Tab.IV.4 Résultante des forces sismiques à la base	87
Tab.IV.5 Déplacements relatifs dans le sens (x-x)	87

Tab.IV.6 Déplacements relatifs dans le sens (y-y)	87
Tab.V.1 Caractéristiques du profilé IPE 330	89
Tab.V.2 Caractéristiques du profilé IPE 400	91
Tab.V.3 Caractéristiques du profilé IPE 240	92
Tab.V.4 Caractéristiques du profilé IPE 300	93
Tab.V.5 Caractéristiques du profilé HEA 400	95
Tab.V.6 Caractéristiques du profilé UPN160	97
Tab.V.7 Caractéristiques du profilé IPE 500	100
Tab.V.8 Caractéristiques du profilé IPE550	104
Tab.V.9 Caractéristiques du profilé UPN140	106

LISTE DES FIGURES

Fig.I.1 Vue (3D) du hall	4
Fig.I.2 Vue (3D) du bâtiment	4
Fig.II.1 Charge d'exploitation sur la panne	9
Fig.II.2 Schématisation du vent sur le bâtiment	11
Fig.II.3 Cpe vent sur pignon	17
Fig.II.4 Cpe vent sur pignon	18
Fig.II.5 Schématisation du vent sur le bâtiment	19
Fig.II.6 Cpe vent sur long-pan	30
Fig.II.7 Cpe vent sur long-pan	30
Fig.II.8 Cpe pour parois verticales (Vent sur pignon)	35
Fig.II.9 Cpe pour toiture de (Vent sur pignon)	35
Fig.II.10 Cpe pour les parois verticales (Vent sur long-pan)	36
Fig.II.11 Cpe pour toiture de (Vent sur long-pan)	37
Fig.III. 1 : Solive uniformément chargé par q	43
Fig.III. 2 Schéma statique de la couverture	55
Fig.III.3 Coupe transversale des liernes	63
Fig.III.4 Coupe longitudinal de la lisse de bardage	65
Fig.III.5 Coupe transversal de la lisse de bardage	65
Fig.III.6 chéneau d'eau	75
Fig.III.7 Coupe transversale	75
Fig.III.8 Moignon cylindrique	76
Fig. IV. 1 : Spectre de réponse suivant X	81
Fig.IV.2 : Spectre de réponse suivant Y	81
Fig.IV.3 : Spectre de réponse suivant X	85
Fig.IV.4 : Spectre de réponse suivant Y	86
Fig.V.1 : Contreventement en X	98
Fig.VI.1 . Plancher mixte acier-béton	110
Fig.IV.2 . Dimensions de la tôle nervurée	111
Fig.VI.3 . Flèches de la tôle profilée	112

Fig.VI.4. Largeur efficace de la dalle	113
Fig.VI.5. Goujons à tête soudée avec le profilé	116
Fig.VI.6. Les dimensions d'un connecteur	117
Fig.VI.7. Dimension de la tôle profilée et connecteur	118
Fig.VI.8. Espacement entre connecteurs	119
Fig.VI.9. Les dimensions d'un connecteur	123
Fig.VI.10. Dimension de la tôle profilée et connecteur	124
Fig.VI.11. Espacement entre connecteurs	125
Fig.VII.1 3D d'assemblage poteau - poutre (HEA400-IPE400)	128
Fig.VII.2 Détail d'assemblage poteau - poutre (HEA400-IPE400)	129
Fig.VII.3 Désignation des entraxes et des pinces	130
Fig.VII.4 3D d'assemblage poutre-solive (IPE400-IPE270)	136
Fig.VII.5 Détail d'assemblage poutre-solive (IPE400-IPE270)	136
Fig.VII.6 3D d'assemblage des diagonales doubles cornières avec gousset	139
Fig.VII.7 Détail d'assemblage des diagonales doubles cornières avec gousset	139
Fig.VII.8 3D d'assemblage poteau - traverse (IPE500-IPE550)	143
Fig.VII.9 Détail d'assemblage poteau - traverse (IPE550-IPE500)	143
Fig.VII.10 Désignation des entraxes et des pinces	144
Fig.VII.11 3D d'assemblage poteau - traverse (IPE500-IPE500)	150
Fig.VII.12 Détail d'assemblage poteau - traverse (IPE500-IPE500)	151
Fig.VII.13 Désignation des entraxes et des pinces	152
Fig.VII.14 3D d'assemblage des diagonales doubles cornières avec gousset	156
Fig.VII.15 Détail d'assemblage des diagonales doubles cornières avec gousset	156
Fig.VIII.1 3D d'assemblage pied de poteau	161
Fig.VIII.2 Illustration de la partie comprimée du pied de poteau	163
Fig.VIII.3 Les dimensions de la semelle sous poteau	169
Fig.VIII.4 : Ferrailage de la longrine	173
Fig.VIII.5 3D d'assemblage pied de poteau	174
Fig.VIII.6 Illustration de la partie comprimée du pied de poteau	176

Fig.VIII.7 Illustration moment effort normal	180
Fig.VIII.8 Les dimensions de la semelle sous poteau	181

LISTE DES NOTATIONS

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_p	: Coefficient de pression ;
C_e	: Coefficient d'exposition ;
C_d	: Coefficient dynamique ;
E	: Module d'élasticité longitudinale de l'acier ;
G	: Module d'élasticité transversale de l'acier ;
G	: Charge permanente ;
I	: Moment d'inertie ;
K	: Coefficient d'encastrement ou de Rigidité poteaux/Poutre ;
K_0	: Coefficient de flambement ;
K_T	: Facteur de terrain ;
L	: Longueur ;
M_{sd}	: Moment fléchissant ;
M_{Rd}	: Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise ;
M_{pl}	: Moment plastique ;
M_{Cr}	: Moment critique ;
M_{sd}	: Valeur de calcul du moment fléchissant ;
$M_{b,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance au déversement ;
$N_{pl,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute ;
$N_{b,Rd}$: Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement ;
N_{sd}	: Effort normal ;
$N_{t, sd}$: Effort normal de traction ;
$N_{c, sd}$: Effort normal de compression ;
N_{pl}	: Effort normal plastique ;
$N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression uniforme ;
Q	: Charge d'exploitation ;
R	: Coefficient de comportement de la structure ;
S	: Surface ;
S	: La charge de la neige ;
S_k	: La charge de la neige sur le sol ;
V_{sd}	: Valeur de calcul de l'effort tranchant ;
$V_{pl,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement ;

V_k	: Effort tranchant d'étage au niveau « k » ;
$V_{réf}$: Vitesse de référence du vent ;
W_{el}	: Module de résistance élastique ;
W_{pl}	: Module de résistance plastique ;
W	: Poids de la structure
d	: Diamètre d'une section circulaire ;
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 ;
r	: Rayon d'une section circulaire ;
t	: Épaisseur d'une pièce ;
t_f	: Épaisseur d'une semelle de poutre ;
t_w	: Épaisseur de l'âme de poutre ;
z	: Hauteur au-dessus du sol ;
z_0	: Paramètre de rugosité ;
z_{eq}	: Hauteur équivalente ;
z_{min}	: Hauteur minimale ;
χ	: Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié ;
β	: Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ;
β_w	: Facteur de corrélation ;
β_M	: Facteur de moment uniforme équivalent ;
γ_M	: Coefficient de sécurité ;
	: Élancement ;
$\overline{\lambda}_{LT}$: Élancement de déversement ;
α	: Facteur d'imperfection ;
\emptyset	: Rotation ;
\emptyset_{LT}	: Rotation de déversement ;
τ	: Contrainte limite de cisaillement en élasticité ;
ε	: Coefficient de réduction élastique de l'acier ;
σ_a	: Contrainte de l'acier ;
σ_b	: Contrainte du béton ;
ξ	: Pourcentage d'amortissement critique ;
η	: Facteur de correction d'amortissement ;
δ_{ek}	: Déplacement dû aux forces sismiques F_i ;
Δ_k	: Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » ;
μ	: coefficient de forme de la charge de neige ;

INTRODUCTION GENERALE

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

Il s'agit d'une usine des voitures composées de deux structures en charpente métallique un bâtiment administratif et un hall industriel composé de deux blocs séparés par un joint, à HASSI-AMEUR wilaya de « ORAN ».

Les ossatures métalliques se distinguent par certains avantages tel que : la grande portée (36m dans notre cas), la légèreté, le montage rapide, c'est la raison pour laquelle ce hall a été conçu en charpente métallique. Cependant, ce matériau présente aussi quelques inconvénients qui sont principalement la corrosion et sa faible résistance au feu.

Notre travail contient plusieurs chapitres. Après l'introduction générale :

- ✓ Le premier chapitre présente l'ouvrage.
- ✓ Le deuxième chapitre, 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 version 2013 ».
- ✓ Le troisième chapitre concerne le pré-dimensionnement des éléments structuraux secondaires selon le « CCM97 ».
- ✓ Le quatrième chapitre, l'étude sismique du bâtiment selon le « RPA99/2003 ».
- ✓ Le cinquième chapitre présente le dimensionnement des éléments principaux.
- ✓ Le sixième chapitre, l'étude de plancher mixte.
- ✓ Le septième chapitre concerne l'étude des assemblages.
- ✓ Le huitième chapitre présente l'étude de l'infrastructure.

Notre mémoire se termine par une conclusion générale du travail.

I.1 INTRODUCTION :

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

Les avantages et inconvénients de l'acier sont présentés ci-dessus.

I.1.1 Avantages :

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

I.1.2 Inconvénients :

L'acier présente deux inconvénients majeurs :

- ✓ Sa corrosion et sa faible résistance au feu du fait qu'il perd sa résistance et s'écroule rapidement sous une température relativement élevée.

I.2 PRÉSENTATION DU PROJET :

Ce projet de fin d'étude qui nous a été confié par l'établissement algérienne, consiste en l'étude d'un atelier de maintenance des voitures Volkswagen.

Le projet est implanté dans la commune de HASSI-AMEUR, wilaya d'ORAN « **Zone IIa** de moyenne sismicité selon la classification de l'RPA 99/Version 2003 »

Le terrain de bâtiment est plat et constitué de deux blocs, hangar de double versant et un bâtiment administrative de R+3.

I.3 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :

L'atelier à une forme en plan rectangulaire de dimension : 36m × 78m, elle est composée de 2 parties séparées entre elle avec un joint de dilatation.

Les données géométriques de l'ouvrage sont :

- La hauteur totale de l'atelier : $H_T = 10.85\text{m}$.
- La largeur de la structure : $L_1 = 36\text{ m}$.
- La longueur de la structure : $L_2 = 78\text{ m}$.
- La pente de versant : 9%

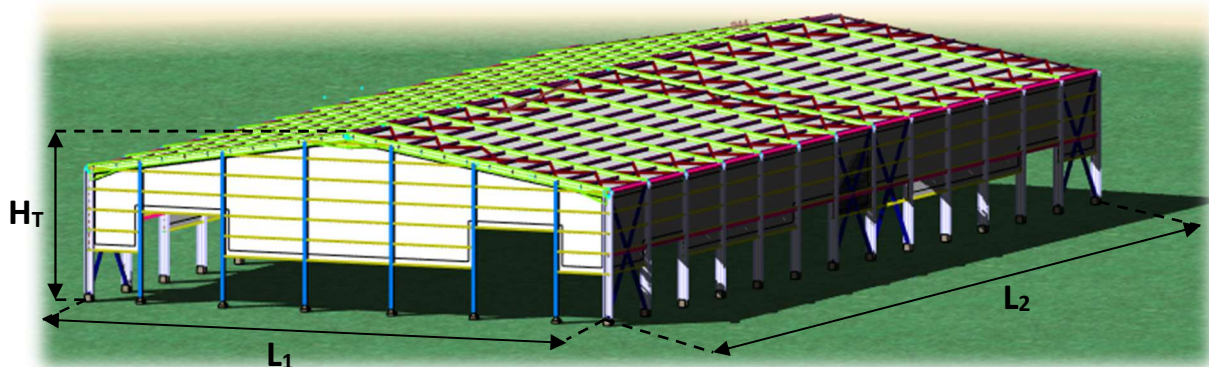


Fig.I.1 Vue (3D) du hall.

Le bâtiment administratif à une forme en plan rectangulaire de dimension : 36m × 14.5m, et de hauteur de 15.4m, un RDC de 5.07m et 3 niveaux de 3.40m.

Les données géométriques de l'ouvrage sont :

- La hauteur totale d'atelier : $H_T = 15.405\text{m}$.
- La largeur de la structure : $L_1 = 36\text{ m}$.
- La longueur de la structure : $L_2 = 14.545\text{ m}$.
- La hauteur de RDC : $H_R = 5.07\text{m}$.
- La hauteur des étages : $H_E = 3.40\text{m}$.

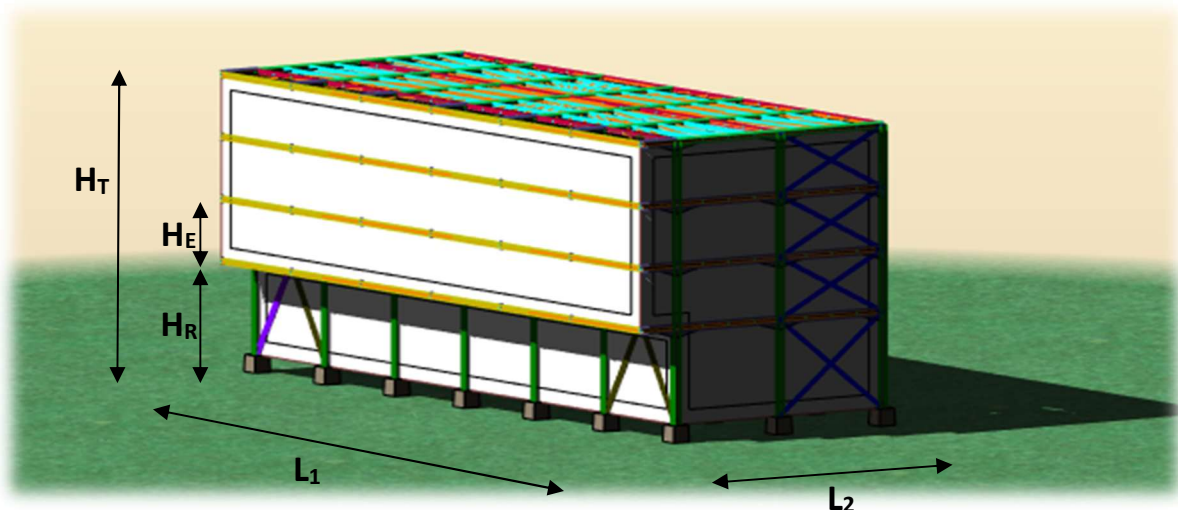


Fig.I.2 Vue (3D) du bâtiment.

I.4. RÈGLEMENTS UTILISÉS :

- CCM97 : Règles de calcul des constructions en acier.
- DTR BC2.2 : Document technique règlement charges permanentes et d'exploitation.
- RPA99/2003 : Règles parasismiques algériennes version 2003.
- CBA93 : Calcul béton armé.
- RNV99 version 2013: Règles définissant les effets de la neige et du vent.

I.5 LOGICIELS UTILISÉS :

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016

I.6 MATÉRIAUX UTILISÉS :

I.6.1. L'acier de construction :

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

- Nuance d'acier : S235.
- La limite élastique : $f_y = 235 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$.
- La masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité transversale : $G = 80800 \text{ MPa}$.

I.6.2. Le béton Armé :

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

Ces caractéristiques sont :

- 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 : $E = 14000 \text{ N/ mm}^2$.

I.7 LES ASSEMBLAGES :

Les principaux modes d'assemblages sont :

I.7.1 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. Pour notre cas on a utilisé les boulons de haute résistance (HR) classe 10.9 pour les assemblages rigides des portiques auto stable Les boulons HR comprennent une tige fileté, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

I.7.2 Le soudage :

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

II.1 INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation et des effets climatiques. Ces dernières ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

II.2 CHARGES PERMANENTES :**II.2.1 Charges permanentes du bâtiment :****Étage courant :**

Types	Charges permanentes (daN /m ²)
Brique ép =10cm	90
Revêtement intérieur	40
Revêtement en carrelage (2 cm)	40
Mortier de pose (2 cm)	40
Isolation thermique (4 cm)	16
Poids de la dalle ép (12cm)	300
Hi-bond 55	13
Faux plafond	10
Total :	549 daN/m²

Tab II.1 : Charges permanentes d'un étage courant.**Plancher terrasse (Inaccessible) :**

Types	Charges permanentes (daN /m ²)
Gravillon de protection	25
Isolation thermique (4 cm)	16
Étanchéité	17
Poids de la dalle ép (8cm)	200
Hi-bond 55	13
Faux plafond	10
Total :	281 daN/m²

Tab II.2 : Charge permanente pour le plancher terrasse.

II.2.2 Charges permanentes du hall :

Les efforts permanents sollicitant la structure sont le poids propre des éléments structuraux, donnés par les documents techniques (DTR BC2.2 ou par les fournisseurs).

- Toiture en : Panneaux sandwich TL75 0,179KN/m²
- Bardage en : Panneaux sandwich LL40 0,14 KN/m²

II.3 CHARGES D'EXPLOITATION :

Les charges d'exploitation sont déterminées suivant le document technique réglementaire charge permanentes et charges d'exploitation (D.T.R-B.C-2.2).

II.3.1 Charges d'exploitation du bâtiment :

Toiture	100 daN/m ²	(toiture inaccessible).
Plancher étage courant	250 daN/m ²	(Usage bureautique).

II.3.2 Charges d'exploitation du hall :

Pour le toit, sans accès autre que le nettoyage et l'entretien nécessaires:

- Charges ponctuelles de 1 kN au 1/3 et 2/3 de la portée :

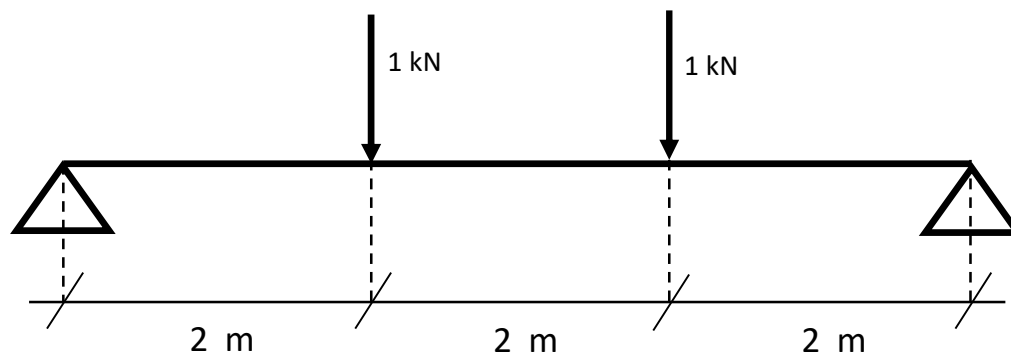


Fig.II.1 Charge d'exploitation sur la panne

II.4 CHARGES CLIMATIQUES :

Cette partie a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNV99 version 2013).

II.4.2 Effet du vent :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

II.4.2.1 Données relatives au site :

Le site du projet se trouve dans la région de Hassi Ameer, wilaya d'ORAN.

- Site plat
 - $C_t=1$
- Zone de vent II
 - $q_{réf}=43,5 \text{ daN/m}^2$
- Catégorie de terrain II
 - $K_T = 0,19$ (facteur de terrain)
 - $Z_0 = 0.05 \text{ m}$ (paramètre de rugosité)
 - $Z_{min}=2\text{m}$ (hauteur minimale)
 - $\varepsilon = 0.25$

Annexe A.2

II.4.2.2 Effet du vent sur le bâtiment :

II.4.2.2.1 Vent sur la face de 36m :

$$b = 36\text{m} > h = 15.405\text{m}$$

On a une charge de vent uniforme sur toute la surface de façade.

$$Z_{eq}=15,405\text{m}$$

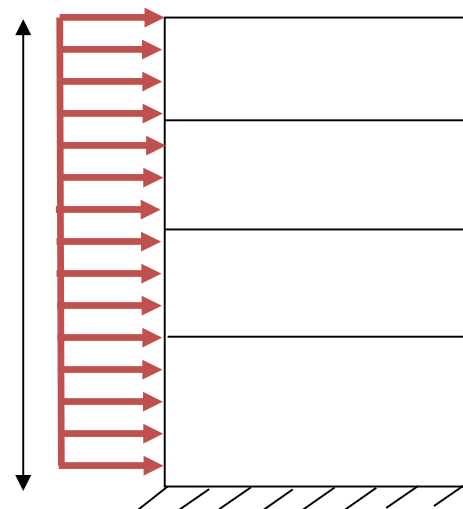


Fig.II.2 Schématisation du vent sur le bâtiment.

II.4.2.2.1.1 Calcul de la pression due au vent q_j :

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

$$q_j = q_{dyn} \cdot C_d \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \quad N/mm^2$$

Avec :

- q_{dyn} : Pression dynamique du vent.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

a/Calcul de la pression dynamique q_{dyn} :

Pour une structure permanente q_{dyn} est donnée par la formule suivante :

$$q_{dyn}(Z) = q_{ref} \cdot C_e(Z) \quad N/mm^2$$

Avec :

- q_{ref} : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent.
- C_e : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (C_r), et du coefficient de topographie (C_t) et de l'intensité de turbulence (I_v).

- **Coefficient de rugosité :**

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$C_r(Z) \begin{cases} K_T \cdot \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) & \text{pour } z < z_{min} \\ K_T \cdot \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right) & \text{pour } 200m > z > z_{min} \end{cases}$$

$$\text{On a: } z > z_{min} \quad C_r(15,405) = 0,19 \ln\left(\frac{15,405}{0,05}\right) = 1.0887$$

On peut trouver aussi cette valeur à partir de **tableaux 2.5 (RNV)**

- **Coefficient de topographie (C_t):**

Le Coefficient de topographie (C_t) prendre en compte l'accroissement de la vitesse de vent lorsque celui-ci souffle sur les obstacles tel que les Collins, les dénivellations isolées ...

$$C_t(Z) = 1 \quad \text{car } \phi < 0.05$$

○ **L'intensité de turbulence (I_v) :**

L'intensité de turbulence (I_v) est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne de vent.

$$I_v(Z) = \begin{cases} \frac{1}{Ct(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} & \text{Si } Z > Z_{min} \\ \frac{1}{Ct(Z) \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)} & \text{Si } Z \leq Z_{min} \end{cases}$$

On a $Z > Z_{min}$

$$I_v(Z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{15,405}{0.05}\right)} = 0.1753$$

○ **Coefficient d'exposition (C_e) :**

Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (C_r), et du coefficient de topographie (C_t) et de l'intensité de turbulence (I_v).

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \cdot C_r(Z)^2 [1 + 7I_v(Z)]$$

Dans le cas où $C_t=1$ le coefficient d'exposition est donné par le **tableau 2.3 (RNV)**

Après interpolation : **$C_e=2.42$**

○ **Valeur de la pression dynamique (q_{dyn}) :**

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

$$q_{dyn}(15,405) = 43.5 \times 2.42 = \mathbf{105,27 \text{ daN/m}^2}$$

b/ Détermination de coefficient dynamique C_d :

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } h < 15\text{m} \quad \rightarrow \quad Cd = 1 \\ \text{Si } h > 15\text{m} \quad \rightarrow \quad Cd = \frac{1 + 2g \times I_V(Zeq) \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_V(Zeq)} \end{array} \right.$$

On a $h = 15.405\text{m} > 15\text{m}$

$$Li(Zeq) = 300 \times (Z/200)^\varepsilon$$

$$Li(Zeq) = 300 \times \left(\frac{15,405}{200}\right)^{0,25}$$

$$Li(15,405) = 79,098$$

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \left(\frac{b+h}{Li(Zeq)}\right)^{0,63}}$$

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \left(\frac{36+15,405}{79,098}\right)^{0,63}}$$

$$Q^2 = 0,59$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$$

$$\delta = \delta_s + \delta_a$$

$$\delta_s = 0,05 \text{ (bâtiment en acier (tabl 3.1 RNV))}$$

$$\delta_a = 0,00 \text{ (Structure en profilé)}$$

$$\delta = 0,05 + 0,00$$

$$\delta = 0,05$$

$$n_{1,x} = 46/h \quad (\text{Bâtiment})$$

$$n_{1,x} = 46/15,405$$

$$n_{1,x} = 2,986 \text{ Hz}$$

$$N_x = \frac{n_{1,x} \times Li(Zeq)}{V_m(Zeq)}$$

$$V_m = Cr(Z) \times Ct(Z) \times Vref \quad (\text{Annexe 2 page 111 RNV})$$

$$V_m = 1,0887 \times 1 \times 27$$

$$V_m = 29,39 \quad \text{m/s}$$

$$N_x = \frac{2,986 \times 79,098}{29,39}$$

$$N_x = 8,036$$

$$R_N = \frac{6,8 \times N_x}{(1 + 10,2 \times N_x)^{5/3}}$$

$$R_N = \frac{6,8 \times 8,36}{(1 + 10,2 \times 8,036)^{5/3}}$$

$$R_N = 0,043$$

$$R_h = (1/\eta_h) - (1/2\eta_h^2)(1 - e^{-2\eta_h})$$

$$\eta_h = \frac{4,6 \times N_x \times h}{Li(Zeq)}$$

$$\eta_h = \frac{4,6 \times 8,036 \times 15,405}{79,098}$$

$$\eta_h = 7,20$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \times N_x \times b}{Li(Zeq)}$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \times 8,036 \times 36}{79,098}$$

$$\eta_b = 16,82$$

$$R_h = (1/7,20) - \left(\frac{1}{2(7,20)^2}\right)(1 - e^{-2 \times 7,20})$$

$$R_h = 0,1292$$

$$R_b = (1/\eta_b) - (1/2\eta_b^2)(1 - e^{-2\eta_b})$$

$$R_b = (1/16,82) - \left(\frac{1}{2(16,82)^2}\right)(1 - e^{-2 \times 16,82}) = 0,055$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$$

$$R^2 = \frac{3,14^2}{2 \times 0,05} \times 0,043 \times 0,1292 \times 0,055$$

$$R^2 = 0,0299$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}}$$

$$v = n_{1,x} + \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}}$$

$$v = 2,986 + \sqrt{\frac{0,0299}{0,59 + 0,0299}}$$

$$v = 0,6557$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,65)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,65)}}$$

$$g = 3,62$$

$$Cd = \frac{1 + 2g \times I_V(Zeq) \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_V(Zeq)}$$

$$Cd = \frac{(1 + 2 \times 3,62) \times 0,1753 \sqrt{(0,59 + 0,0299)}}{1 + 7 \times 0,1753}$$

$$Cd = 0,895$$

c/ Coefficient de pression extérieur Cpe :

Le coefficient de pression extérieur Cpe dépend de la forme géométrique de la structure, et de la dimension de la surface chargée.

Avec :

- **b** : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.
- **d** : la dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

- $C_{pe} = C_{pe.1} \dots \dots \dots$ si $S \leq 1m^2$
- $C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \dots \dots$ si $1m^2 \leq S \leq 10m^2$
- $C_{pe} = C_{pe.10} \dots \dots \dots$ si $S \geq 10m^2$

Avec :

S : la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$

On utilise :

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

❖ Vent sur pignon :

Pour un vent sur pignon les coefficients de pression de chaque versant s'obtiennent en utilisant les valeurs des toitures à un versant pour $\varnothing = 90^\circ$ RNV 99.

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

$$\begin{cases} b = 36 \text{ m} \\ d = 14,545 \text{ m} \\ h = 15,405 \text{ m} \end{cases} \rightarrow e = \text{Min}[36 ; 2 \times 15,405] = 30,81 \text{ m}$$

• **Parois verticales :**

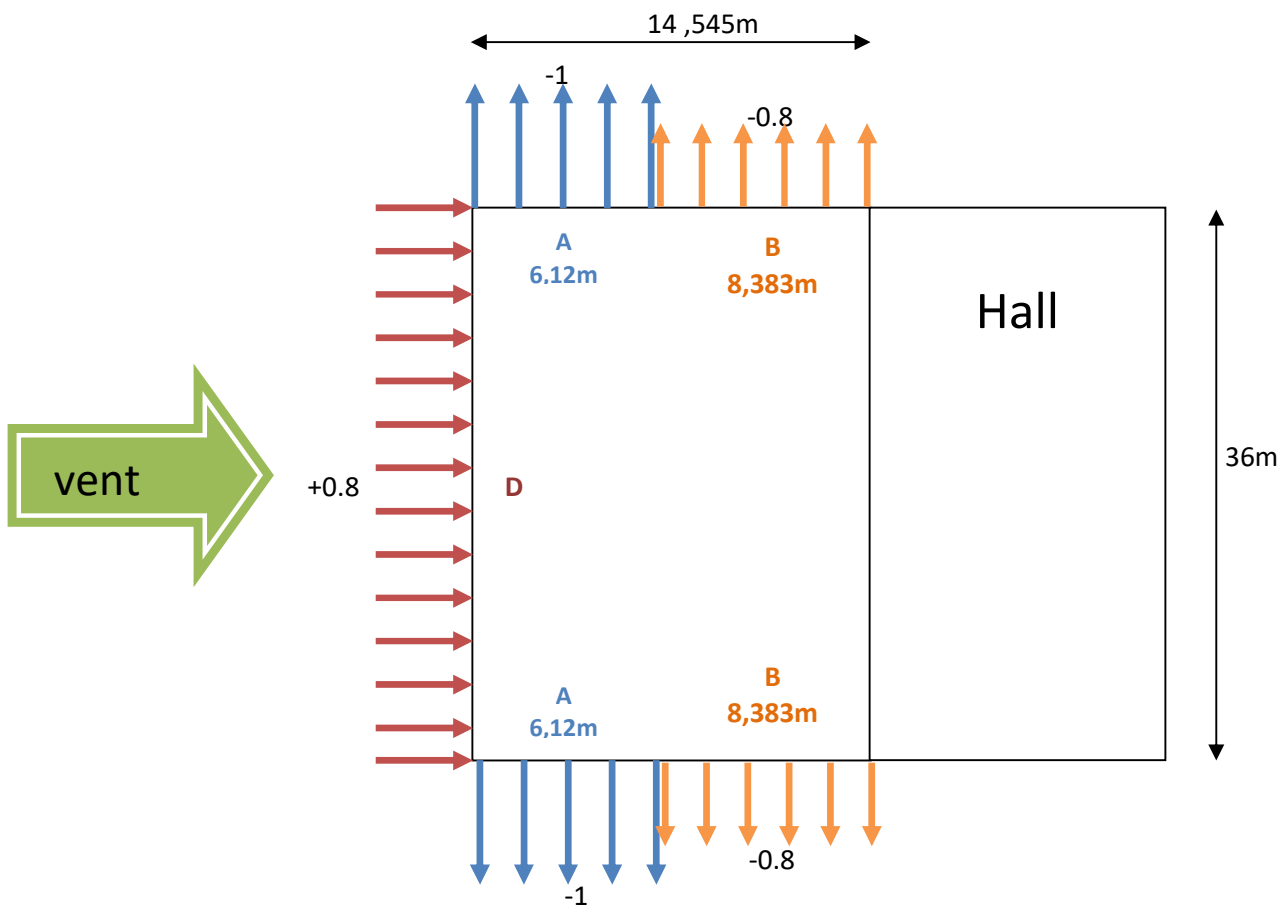


Fig.II.3 Cpe vent sur pignon.

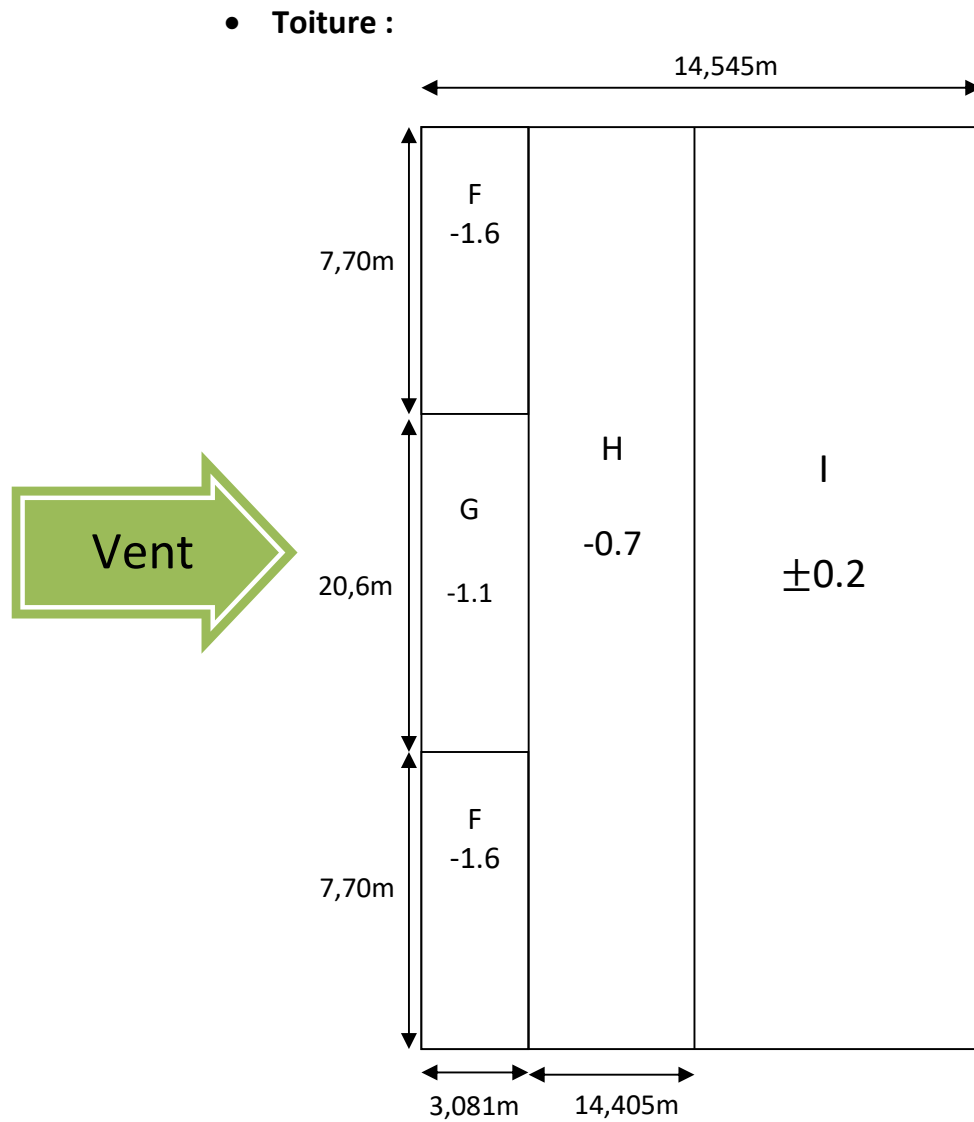


Fig.II.4 Cpe vent sur pignon.

La pression due au vent q_j :

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

$$q_j = q_{dyn} \cdot c_d \cdot (c_{pe} - c_{pi}) \quad N/mm^2$$

❖ Parois verticale :

ZONES	Cpe	Cpi	qj(N/m2)	qj(daN/m ²)
D	0.8	0.15	606.334755	60.6334755
A	-1	0.15	-1072.74611	-107.274611
B	-0.8	0.15	-886.181565	-88.6181565

Tab.II.3 Charges du vent sur les parois verticales.

❖ Toiture :

ZONES	C _{pe}	C _{pi}	q _j (N/m ²)	q _j (daN/m ²)
F	-1.6	0.15	-1634.26368	-163.426368
G	-1.1	0.15	-1167.3312	-116.73312
H	-0.7	0.15	-793.785216	-79.3785216
I	0.2	0.15	46.693248	4.6693248

Tab.II.4 Charges du vent sur la toiture.

II.4.2.2.2 Vent sur la face de 14,545m :

$$b = 14,545m < h = 15.405m < 2b = 29,09m$$

On à 2 tipes des charges uniforme sur la surface face au vent, et on a une charge de vent uniforme sur tout les surfaces des autre façades.

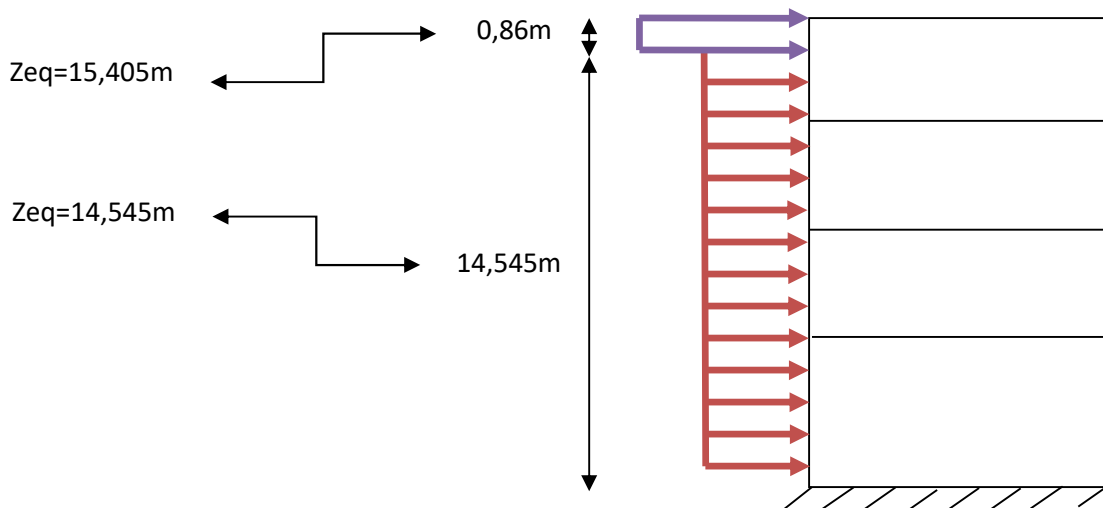


Fig.II.5 Schématisation du vent sur le bâtiment.

➤ Pour $Z_{eq} = 15,405m$:

📊 Calcul de la pression due au vent q_j :

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

$$q_j = q_{dyn} \cdot C_d \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \quad N/mm^2$$

Avec :

- q_{dyn} : Pression dynamique du vent.
- C_d : Coefficient dynamique.

- C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

a / Calcul de la pression dynamique q_{dyn} :

Pour une structure permanente q_{dyn} est donnée par la formule suivante :

$$q_{dyn}(Z) = q_{ref} \cdot c_e(Z) \quad N/mm^2$$

Avec :

- q_{ref} : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent.
- C_e : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (Cr), et du coefficient de topographie (Ct) et de l'intensité de turbulence (Iv).
- **Coefficient de rugosité :**

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$Cr(Z) \begin{cases} K_T \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) & \text{pour } z < z_{min} \\ K_T \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } 200m > z > z_{min} \end{cases}$$

$$\text{On a: } z > z_{min} \quad Cr(15,405) = 0,19 \ln\left(\frac{15,405}{0,05}\right) = 1.0887$$

On peut trouver aussi cette valeur à partir de **tableaux 2.5 (RNV)**

- **Coefficient de topographie (Ct):**
Le Coefficient de topographie (Ct) prend en compte l'accroissement de la vitesse de vent lorsque celui-ci souffle sur les obstacles tel que les Collines, les dénivellations isolées ...

$$Ct(Z) = 1 \quad \text{car } \phi < 0.05$$

- **L'intensité de turbulence (Iv) :**
L'intensité de turbulence (Iv) est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne de vent.

$$I_V(Z) = \begin{cases} \frac{1}{Ct(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} & \text{Si } Z > Z_{min} \\ \frac{1}{Ct(Z) \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)} & \text{Si } Z \leq Z_{min} \end{cases}$$

On a $Z > Z_{min}$

$$I_V(Z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{15,405}{0,05}\right)} = 0,1753$$

○ **Coefficient d'exposition (C_e) :**

Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (Cr), et du coefficient de topographie (Ct) et de l'intensité de turbulence (I_v).

$$C_e(Z) = Ct(Z)^2 \cdot Cr(Z)^2 [1 + 7I_V(Z)]$$

Dans le cas où Ct=1 le coefficient d'exposition est donné par le **tableau 2.3 (RNV)**

Après interpolation : **C_e=2,42**

Valeur de la pression dynamique (q_{dyn}) :

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

$$q_{dyn}(15,405) = 43,5 \times 2,42 = \mathbf{105,27 \text{ daN/m}^2}$$

b/ Détermination de coefficient dynamique Cd :

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

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

$$\text{Si } h < 15\text{m} \quad \rightarrow \quad Cd = 1$$

$$\text{Si } h > 15\text{m} \quad \rightarrow \quad Cd = \frac{1 + 2g \times I_V(Z_{eq}) \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_V(Z_{eq})}$$

On a $h = 15,405\text{m} > 15\text{m}$

$$Li(Zeq) = 300 \times (Z/200)^\varepsilon$$

$$Li(Zeq) = 300 \times \left(\frac{15,405}{200}\right)^{0,25}$$

$$Li(15,405) = 79,098$$

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \left(\frac{b+h}{Li(Zeq)}\right)^{0,63}}$$

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \left(\frac{14,545 + 15,405}{79,098}\right)^{0,63}}$$

$$Q^2 = 0,67$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$$

$$\delta = \delta_s + \delta_a$$

$$\delta_s = 0,05 \text{ (batiments en acier (tabl 3.1 RNV))}$$

$$\delta_a = 0,00 \text{ (Structure en profilie)}$$

$$\delta = 0,05 + 0,00$$

$$\delta = 0,05$$

$$n_{1,x} = 46/h \quad (\text{Batiment})$$

$$n_{1,x} = 46/15,405$$

$$n_{1,x} = 2,986 \text{ Hz}$$

$$N_x = \frac{n_{1,x} \times Li(Zeq)}{V_m(Zeq)}$$

$$V_m = Cr(Z) \times Ct(Z) \times Vref \quad (\text{Annexe 2 page 111 RNV})$$

$$V_m = 1,0887 \times 1 \times 27$$

$$V_m = 29,39 \text{ m/s}$$

$$N_x = \frac{2,986 \times 79,098}{29,39}$$

$$N_x = 8,036$$

$$R_N = \frac{6,8 \times N_x}{(1 + 10,2 \times N_x)^{5/3}}$$

$$R_N = \frac{6,8 \times 8,036}{(1 + 10,2 \times 8,036)^{5/3}}$$

$$R_N = 0,043$$

$$R_h = (1/\eta_h) - (1/2\eta_h^2)(1 - e^{-2\eta_h})$$

$$\eta_h = \frac{4,6 \times N_x \times h}{Li(Zeq)}$$

$$\eta_h = \frac{4,6 \times 8,036 \times 15,405}{79,098}$$

$$\eta_h = 7,20$$

$$R_h = (1/7,20) - \left(\frac{1}{2(7,20)^2}\right)(1 - e^{-2 \times 7,20})$$

$$R_h = 0,1292$$

$$R_b = (1/\eta_b) - (1/2\eta_b^2)(1 - e^{-2\eta_b})$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \times N_x \times b}{Li(Zeq)}$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \times 8,036 \times 14,545}{79,098}$$

$$\eta_b = 6,86$$

$$R_b = (1/6,86) - \left(\frac{1}{2(6,86)^2}\right)(1 - e^{-2 \times 6,86})$$

$$R_b = 0,135$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$$

$$R^2 = \frac{3,14^2}{2 \times 0,05} \times 0,043 \times 0,1292 \times 0,135$$

$$R^2 = 0,073$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}}$$

$$v = n_{1,x} + \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}}$$

$$v = 2,986 + \sqrt{\frac{0,073}{0,073 + 0,67}}$$

$$v = 0,9359$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,9359)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,9359)}}$$

$$g = 3,72$$

$$C_d = \frac{1 + 2g \times I_V(Z_{eq}) \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_V(Z_{eq})}$$

$$C_d = \frac{(1 + 2 \times 3,72) \times 0,1753 \sqrt{(0,67 + 0,073)}}{1 + 7 \times 0,1753}$$

$$C_d = 0,95$$

➤ Pour $Z_{eq} = 14,545\text{m}$:

🔧 **Calcul de la pression due au vent q_j :**

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

$$q_j = q_{dyn} \cdot C_d \cdot (c_{pe} - c_{pi}) \quad \text{N/mm}^2$$

Avec :

- q_{dyn} : Pression dynamique du vent.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

a / Calcul de la pression dynamique q_{dyn} :

Pour une structure permanente q_{dyn} est donnée par la formule suivante :

$$q_{dyn}(Z) = q_{ref} \cdot c_e(Z) \quad \text{N/mm}^2$$

Avec :

- q_{ref} : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent.

- C_e : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (C_r), et du coefficient de topographie (C_t) et de l'intensité de turbulence (I_v).
- **Coefficient de rugosité :**

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$C_r(Z) \begin{cases} K_T \cdot \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) & \text{pour } z < z_{min} \\ K_T \cdot \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right) & \text{pour } 200m > z > z_{min} \end{cases}$$

$$\text{On a: } z > z_{min} \quad C_r(14,545) = 0,19 \ln\left(\frac{14,545}{0,05}\right) = 1.0778$$

On peut trouver aussi cette valeur à partir de **tableaux 2.5 (RNV)**

- **Coefficient de topographie (C_t):**
Le Coefficient de topographie (C_t) prend en compte l'accroissement de la vitesse de vent lorsque celui-ci souffle sur les obstacles tel que les Collines, les dénivellations isolées ...

$$C_t(Z) = 1 \quad \text{car } \phi < 0.05$$

- **L'intensité de turbulence (I_v):**
L'intensité de turbulence (I_v) est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne de vent.

$$I_v(Z) = \begin{cases} \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} & \text{Si } Z > Z_{min} \\ \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)} & \text{Si } Z \leq Z_{min} \end{cases}$$

On a $Z > Z_{min}$

$$I_v(Z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{14,545}{0,05}\right)} = 0.176$$

- **Coefficient d'exposition (C_e):**

Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (C_r), et du coefficient de topographie (C_t) et de l'intensité de turbulence (I_v).

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \cdot C_r(Z)^2 [1 + 7I_v(Z)]$$

Dans le cas où $C_t=1$ le coefficient d'exposition est donné par le **tableau 2.3 (RNV)**

Après interpolation : **Ce=2,42**

○ **Valeur de la pression dynamique (qdyn) :**

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

$$q_{dyn}(14,545) = 43.5 \times 2,42 = \mathbf{105,27 \text{ daN/m}^2}$$

b' / Détermination de 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.

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

$$\text{Si } h < 15\text{m} \quad \rightarrow \quad C_d = 1$$

$$\text{Si } h > 15\text{m} \quad \rightarrow \quad C_d = \frac{1 + 2g \times I_v(Z_{eq}) \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(Z_{eq})}$$

On a $h = 15,405\text{m} > 15\text{m}$

$$Li(Z_{eq}) = 300 \times (Z/200)^\varepsilon$$

$$Li(Z_{eq}) = 300 \times \left(\frac{15,405}{200}\right)^{0,25}$$

$$Li(14,545) = 79,098$$

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \left(\frac{b+h}{Li(Z_{eq})}\right)^{0,63}}$$

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \left(\frac{14,545 + 15,405}{79,098}\right)^{0,63}}$$

$$Q^2 = 0,67$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$$

$$\delta = \delta_s + \delta_a$$

$$\delta_s = 0,05 \text{ (bâtiment en acier (tabl 3.1 RNV))}$$

$$\delta_a = 0,00 \text{ (Structure en profilé)}$$

$$\delta = 0,05 + 0,00$$

$$\delta = 0,05$$

$$n_{1,x} = 46/h \quad (\text{Bâtiment})$$

$$n_{1,x} = 46/15,405$$

$$n_{1,x} = 2,986 \text{ Hz}$$

$$N_x = \frac{n_{1,x} \times Li(Zeq)}{V_m(Zeq)}$$

$$V_m = Cr(Z) \times Ct(Z) \times Vref \quad (\text{Annexe 2 page 111 RNV})$$

$$V_m = 1,0778 \times 1 \times 27$$

$$V_m = 29,10 \text{ m/s}$$

$$N_x = \frac{2,986 \times 79,098}{29,10}$$

$$N_x = 8,11$$

$$R_N = \frac{6,8 \times N_x}{(1 + 10,2 \times N_x)^{5/3}}$$

$$R_N = \frac{6,8 \times 8,11}{(1 + 10,2 \times 8,11)^{5/3}}$$

$$R_N = 0,034$$

$$R_h = (1/\eta_h) - (1/2\eta_h^2)(1 - e^{-2\eta_h})$$

$$\eta_h = \frac{4,6 \times N_x \times h}{Li(Zeq)}$$

$$\eta_h = \frac{4,6 \times 8,036 \times 15,405}{79,098}$$

$$\eta_h = 7,20$$

$$R_h = (1/7,20) - \left(\frac{1}{2(7,20)^2}\right)(1 - e^{-2 \times 7,20})$$

$$R_h = 0,1292$$

$$R_b = (1/\eta_b) - (1/2\eta_b^2)(1 - e^{-2\eta_b})$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \times N_x \times b}{Li(Zeq)}$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \times 8,036 \times 36}{79,098}$$

$$\eta_b = 16,82$$

$$R_b = (1/16,82) - \left(\frac{1}{2(16,82)^2}\right)(1 - e^{-2 \times 16,82})$$

$$R_b = 0,135$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$$

$$R^2 = \frac{3,14^2}{2 \times 0,05} \times 0,043 \times 0,1292 \times 0,135$$

$$R^2 = 0,073$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}}$$

$$v = n_{1,x} + \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}}$$

$$v = 2,986 + \sqrt{\frac{0,058}{0,058 + 0,67}}$$

$$v = 0,8428$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,8428)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,8428)}}$$

$$g = 3,69$$

$$C_d = \frac{1 + 2g \times I_V(Z_{eq})\sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_V(Z_{eq})}$$

$$C_d = \frac{(1 + 2 \times 3,96) \times 0,176\sqrt{(0,67 + 0,058)}}{1 + 7 \times 0,176}$$

$$C_d = 0,94$$

c/ Coefficient de pression extérieure Cpe :

Le coefficient de pression extérieure Cpe dépend de la forme géométrique de la structure, et de la dimension de la surface chargée.

Avec :

- **b** : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.
- **d** : la dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

- $C_{pe} = C_{pe.1}$... si $S \leq 1m^2$
- $C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S)$... si $1m^2 \leq S \leq 10m^2$
- $C_{pe} = C_{pe.10}$... si $S \geq 10m^2$

Avec :

S : la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : $S \geq 10 m^2$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$

On utilise :

Les valeurs du Cpe pour la structure, sont présentées ci-dessus

Pour un vent dont la direction est parallèle aux génératrices, les coefficients de pression de chaque versant s'obtiennent en utilisant les valeurs des toitures à un versant pour $\emptyset = 90^\circ$ RNV 99.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 14,545 \text{ m} \\ d = 36,0 \text{ m} \\ h = 15,405 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow e = \text{Min}[14,545 ; 2 \times 15,405] = 14,545 \text{ m}$$

- Parois verticales :

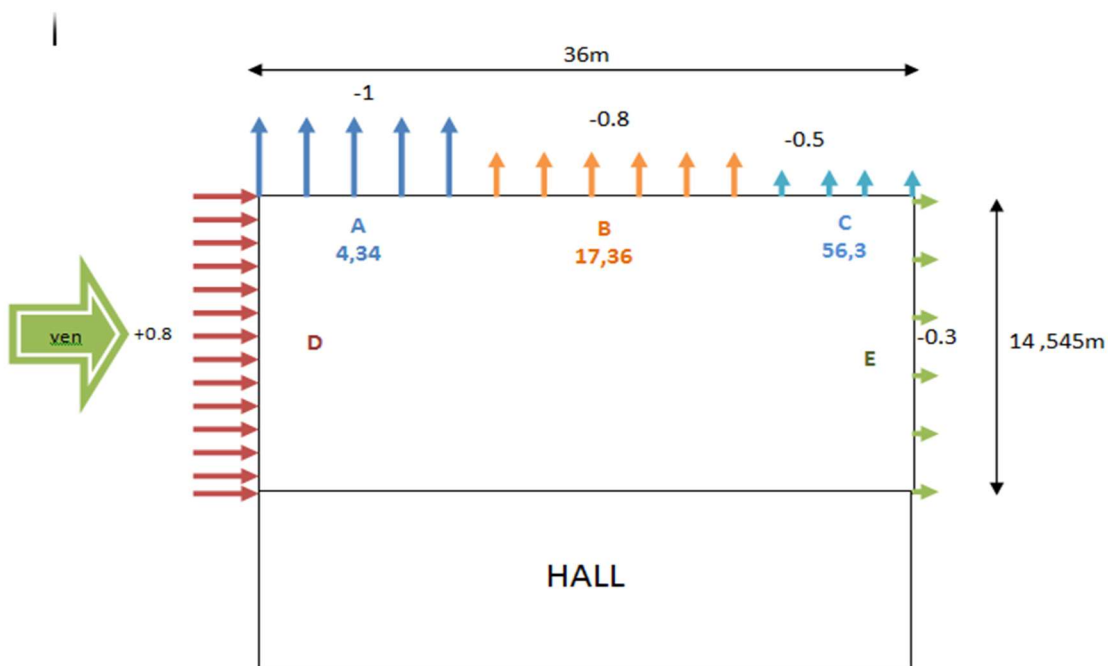


Fig.II.6 Cpe vent sur long-pan.

- Toiture :

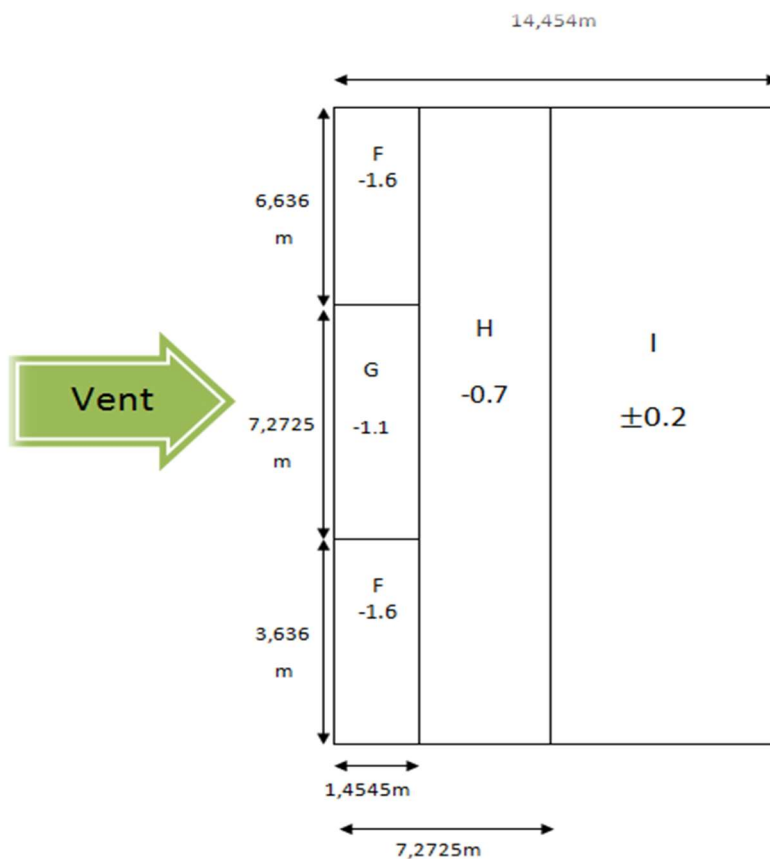


Fig.II.7 Cpe vent sur long-pan.

- $Z_{eq}=15.405m$

ZONES	Cpe	Cpi	qj(N/m2)	qj(daN/m ²)
D	0.8	0.15	643.59555	64.359555
A	-1	0.15	-1138.66905	-113.866905
B	-0.8	0.15	-940.63965	-94.063965
C	-0.5	0.15	-643.59555	-64.359555
E	-0.3	0.15	-445.56615	-44.556615

Tab.II.5 Charges du vent sur les parois verticales.

- $Z_{eq}=14.545m$

ZONES	Cpe	Cpi	qj(N/m2)	qj(daN/m ²)
D	0.8	0.15	636.82086	63.682086

Tab.II.6 Charges du vent sur les parois verticales.

Toiture :

ZONES	Cpe	Cpi	qj(N/m2)	qj(daN/m ²)
F	-1.6	0.15	-1732.75725	-173.275725
G	-1.1	0.15	-1237.68375	-123.768375
H	-0.7	0.15	-841.62495	-84.162495
I	0.2	0.15	49.50735	4.950735

Tab.II.7 Charges du vent sur la toiture.

Pour la paroi face au vent on considère les deux zones du vent ($Z < 14.545$ et $Z \geq 14.545m$). Par contre pour les faces parallèles au vent et sous le vent on considère $Z_{eq} = h = 15.405m$.

II.4.2.3 Effet du vent sur le hall :

II.4.2.3.1 Calcul de la pression due au vent q_j :

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

$$q_j = q_{dyn} \cdot c_d \cdot (c_{pe} - c_{pi}) \quad N/mm^2$$

Avec :

- q_{dyn} : Pression dynamique du vent.
- c_d : Coefficient dynamique.
- c_{pe} : Coefficient de pression extérieur.
- c_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

a / Calcul de la pression dynamique q_{dyn} :

Pour une structure permanente q_{dyn} est donnée par la formule suivante :

$$q_{dyn}(Z) = q_{ref} \cdot c_e(Z) \quad N/mm^2$$

Avec :

- q_{ref} : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent.
- c_e : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (C_r), et du coefficient de topographie (C_t) et de l'intensité de turbulence (I_v).

○ Coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$C_r(Z) \begin{cases} K_T \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) & \text{pour } z < z_{min} \\ K_T \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } 200m > z > z_{min} \end{cases}$$

$$C_r(10,85) = 0,19 \ln\left(\frac{10,85}{0,05}\right) = 1.022$$

On peut trouver aussi cette valeur à partir de **tableaux 2.5 (RNV)**

○ **Coefficient de topographie (C_t):**

Le coefficient de topographie (C_t) prend en compte l'accroissement de la vitesse de vent lorsque celui-ci souffle sur les obstacles tel que les colins, les dénivellations isolées ...

$$C_t(Z) = 1 \quad \text{car} \quad \phi < 0.05$$

○ **L'intensité de turbulence (I_v):**

L'intensité de turbulence (I_v) est définie comme étant l'écart type de la turbulence devise par la vitesse moyenne de vent.

$$I_v(Z) = \begin{cases} \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} & \text{Si } Z > Z_{min} \\ \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)} & \text{Si } Z \leq Z_{min} \end{cases}$$

On a $Z > Z_{min}$

$$I_v(Z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{10,85}{0,05}\right)} = 0.185$$

○ **Coefficient d'exposition (C_e):**

Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (C_r), et du coefficient de topographie (C_t) et de l'intensité de turbulence (I_v).

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \cdot C_r(Z)^2 [1 + 7I_v(Z)]$$

Dans le cas ou $C_t=1$ le coefficient d'exposition est donné par le **tableau 2.3 (RNV)**

Après interpolation :

$$C_e = 2.396$$

○ **Valeur de la pression dynamique (q_{dyn}):**

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

$$q_{dyn}(10.85) = 43.5 \times 2.396 = 104.226 \text{ daN/m}^2$$

b/ Détermination de coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets

d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

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

Dans notre cas : $C_d=1$ ----> car: $h < 15$

c/ Coefficient de pression extérieur Cpe :

Le coefficient de pression extérieur Cpe dépend de la forme géométrique de la structure, et de la dimension de la surface chargée.

Avec :

- **b** : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.
- **d** : la dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

- $C_{pe} = C_{pe.1}$ si $S \leq 1m^2$
- $C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S)$ si $1m^2 \leq S \leq 10m^2$
- $C_{pe} = C_{pe.10}$ si $S \geq 10m^2$

Avec :

S : la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : $S \geq 10 m^2$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$

On utilise :

Les valeurs du Cpe pour la structure, sont présentées ci-dessus

❖ Vent sur pignon :

Pour un vent sur pignon, les coefficients de pression de chaque versant s'obtiennent en utilisant les valeurs des toitures à un versant pour $\emptyset = 90^\circ$ RNV 99.

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

$$\begin{cases} b = 36 m \\ d = 78 m \\ h = 10.85 m \end{cases} \rightarrow e = \text{Min.} [36 ; 2 \times 10,85] = 21,7 m$$

• Parois verticales :

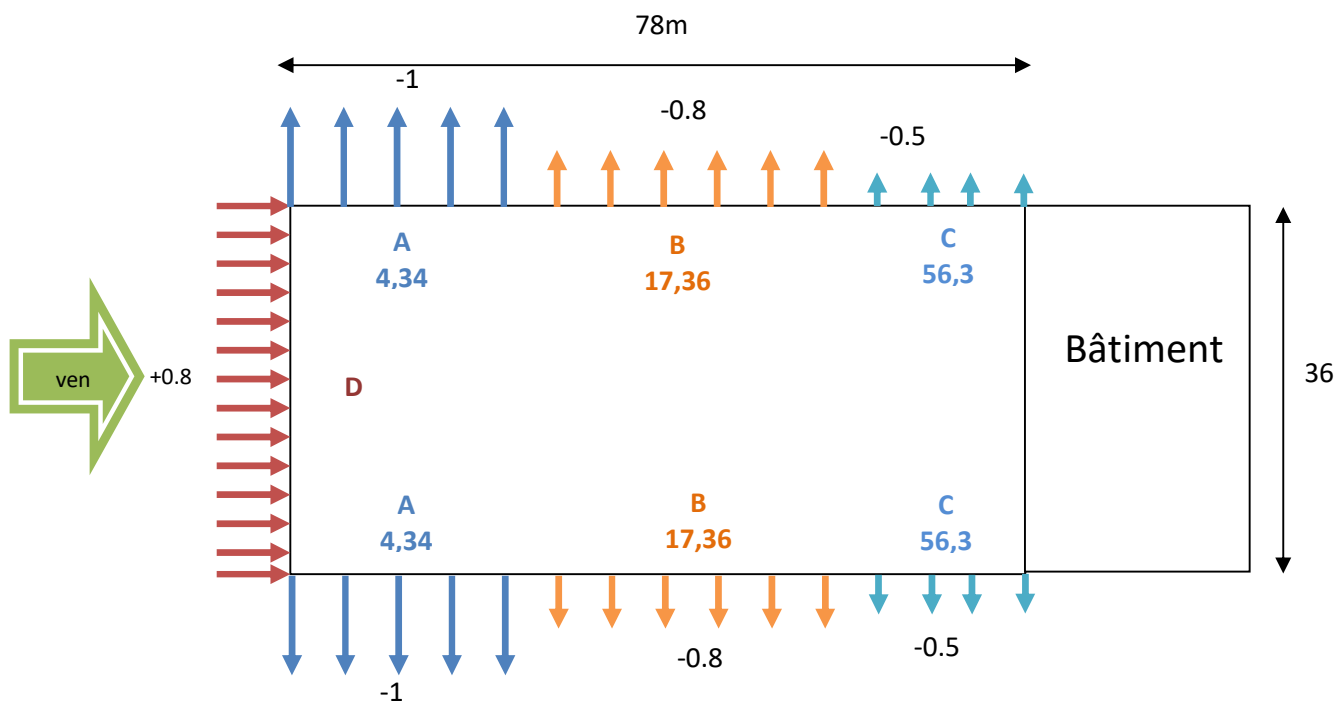


Fig.II.8 Cpe pour parois verticales (Vent sur pignon).

• Toiture :

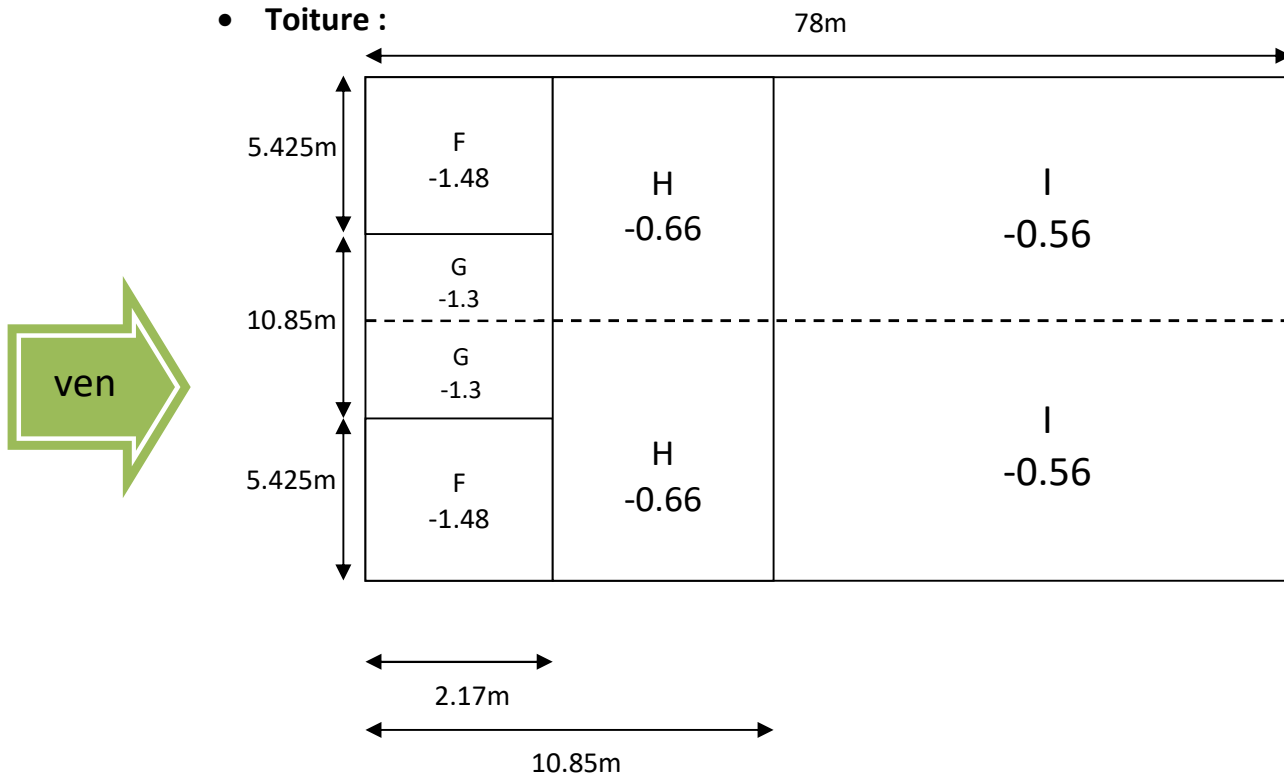


Fig.II.9 Cpe pour toiture (Vent sur pignon).

❖ Vent sur le long-pan :

- Parois verticales :

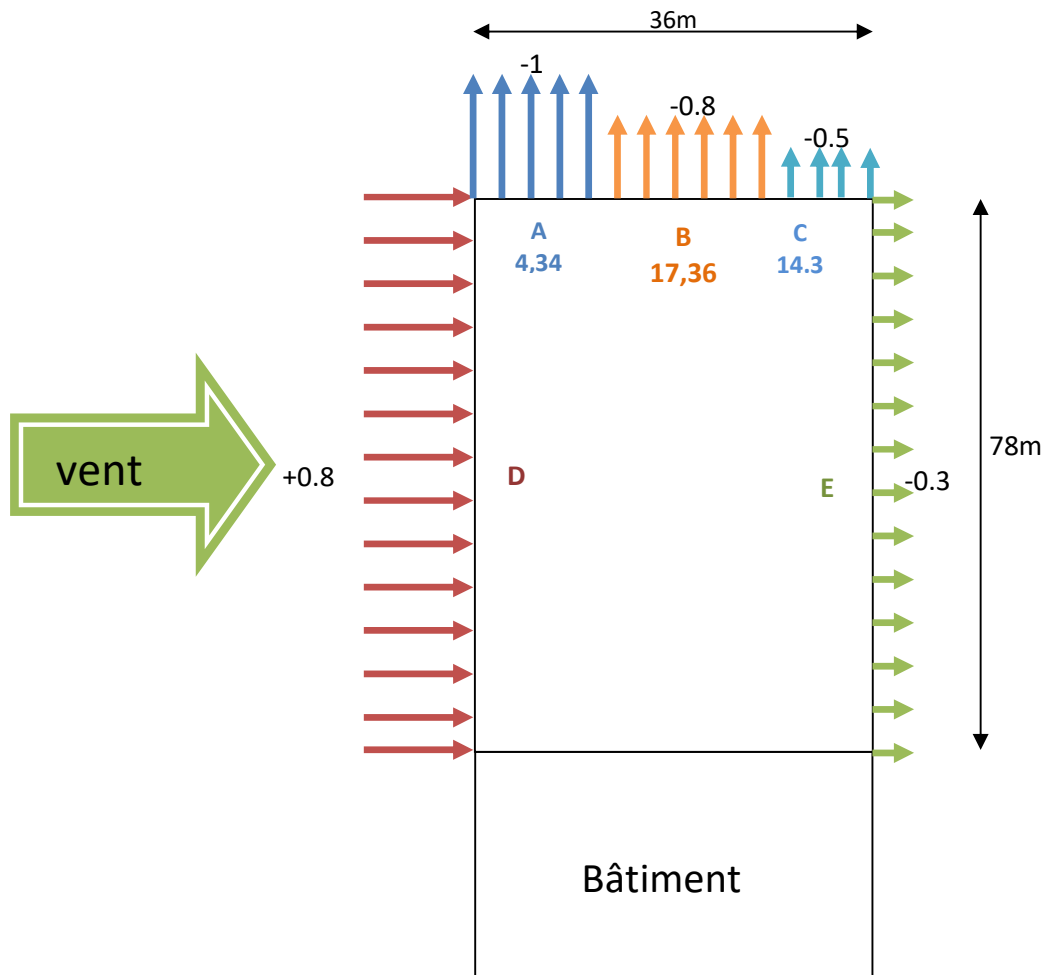


Fig.II.10 Cpe pour les parois verticales (Vent sur long-pan).

• Toiture :

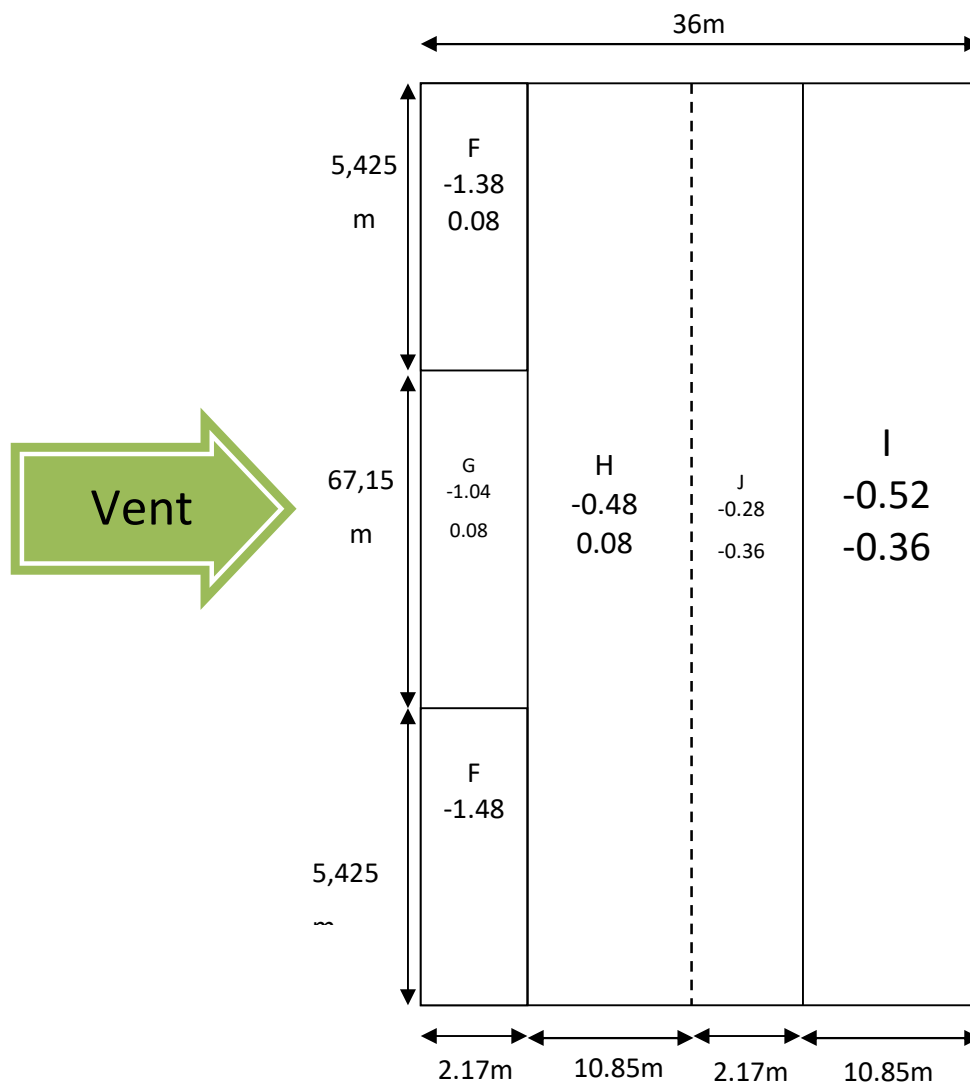


Fig.II.11 Cpe pour toiture de (Vent sur long-pan).

d / Coefficient de pression intérieur Cpi :

Le coefficient de pression intérieur Cpi est fonction du pourcentage des ouvertures de la structure considérée, et dépend de l'indice de perméabilité μ_p qui est définie comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou le } Cpe < 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Vent sur pignon :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_p = 0,637 \\ \frac{h}{d} = 0,12 \end{array} \right\} \rightarrow Cpi = 0,0$$

Vent sur long-pan :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_p = 0,66 \\ \frac{h}{d} = 0,27 \end{array} \right\} \rightarrow C_{pi} = 0,042$$

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

$$q_j = q_{dyn} \cdot c_d \cdot (c_{pe} - c_{pi})$$

Vent sur le pignon

✓ Parois verticales :

ZONES	C _{pe}	C _{pi}	q _j (N/m ²)	q _j (daN/m ²)
D	0.8	0	833.808	83.3808
A	-1	0	-1042.26	-104.226
B	-0.8	0	-833.808	-83.3808
C	-0.5	0	-521.13	-52.113

Tab.II.8 Charges du vent sur les parois verticales.

✓ Toiture :

ZONES	C _{pe}	C _{pi}	q _j (N/m ²)	q _j (daN/m ²)
F	-1.48	0	-1542.5448	-154.25448
G	-1.3	0	-1354.938	-135.4938
H	-0.66	0	-687.8916	-68.78916
I	-0.56	0	-583.6656	-58.36656

Tab.II.9 Charges du vent sur la toiture.

✚ Vent sur long-pan

✓ Parois verticales :

ZONES	Cpe	Cpi	qj(N/m ²)	qj(daN/m ²)
D	0.8	0.042	790.03308	79.003308
A	-1	0.042	-1086.03492	-108.603492
B	-0.8	0.042	-877.58292	-87.758292
C	-0.5	0.042	-564.90492	-56.490492
E	-0.3	0.042	-356.45292	-35.645292

Tab.II.10 Charges du vent sur les parois vertical.

✓ Toiture :

ZONES	Cpe	Cpi	qj(N/m ²)	qj(daN/m ²)
F	-1.38	0.042	-1482.09372	-148.209372
	0.08	0.042	39.60588	3.960588
G	-1.04	0.042	-1127.72532	-112.772532
	0.08	0.042	39.60588	3.960588
H	-0.48	0.042	-544.05972	-54.405972
	0.08	0.042	39.60588	3.960588
J	-0.52	0.042	-585.75012	-58.575012
	-0.36	0.042	-418.98852	-41.898852
I	-0.28	0.042	-335.60772	-33.560772
	-0.36	0.042	-418.98852	-41.898852

Tab.II.11 Charges du vent sur la toiture.

III .1 INTRODUCTION :

Après avoir fait le choix de la structure porteuse de hall et de bâtiment (pannes, sablières, traverses, poutres principales, secondaires, et solives), on pré dimensionne chaque élément à partir de trois conditions :

- Vérification de la condition de flèche.
- Vérification de la condition de résistance.
- Vérification au cisaillement.

Ce chapitre comportera deux grandes parties :

- ✓ Étude des éléments secondaires de hall.
- ✓ Étude des éléments secondaires de bâtiment.

Pour les besoins de calcul, le CCM97 a proposé quatre classes de sections transversales qui sont définies comme suit :

- **Classe 1**

Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.

- **Classe 2**

Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.

- **Classe 3**

Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.

- **Classe 4**

Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

❖ Valeurs limites des flèches

Les structures en acier doivent être dimensionnées de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagés du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage.

Conditions	Flèche dans l'état final δ_{Vmax}
Toiture en générale	$\frac{L}{200}$
Toiture supportant des personnels autre que les personnes d'entretien	$\frac{L}{250}$
Plancher en général	$\frac{L}{250}$
Plancher ou toiture supportant des cloisons en plâtre ou en autre matériaux fragiles ou rigides	$\frac{L}{250}$
Plancher supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime)	$\frac{L}{400}$
Cas où δ_{Vmax} peut nuire à l'aspect du bâtiment	$\frac{L}{250}$

Tab III-1 : Limites recommandées pour les flèches verticales

III.2 ETUDE DES ÉLÉMENTS DE BATIMENT R+3 :

III.2.1 Les solives :

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 suivant :

$$0,7 \text{ m} \leq \text{ENTRAXE} \leq 1,50 \text{ m} .$$

Longueur de la poutre principale : $L_{\max} = 6,20 \text{ m} .$

Avec le est nombre de solive est égale à 3 .

Longueur de solive = 6m .

$$\text{Entraxe} = 1,5 \text{ m} .$$

III.2.1.1 Solive de toiture :

III.2.1.1.1 Condition de flèche : (ELS)

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta_{Max}$$

$$\delta_{Max} \text{ (toiture inaccessible) } = L/200$$

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

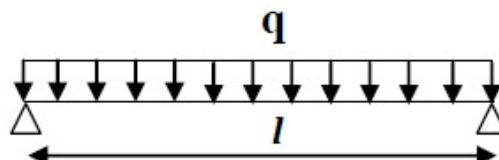


Fig III. 1 : Solive uniformément chargée par q.

$$G = 281 \text{ dN/m}^2$$

$$Q = 100 \text{ dN/m}^2$$

$$Q_{ELS} = G + Q = 2,81 + 1 = 3,81 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 3,81 \times 1,5 = 5,71 \text{ KN/ml}$$

$$f = \frac{5 q l^4}{384 E I_y}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 5,71 \times 600^4 \times 10}{384 \times 21 \times 10^6 \times 3} = 1529,46 \text{ cm}^4$$

a/ Choix du profilé :

On choisit **IPE 200** $I_y = 1943 \text{ cm}^4$

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE200	22,4	28,5	200	100	8,5	5,6	159	1943	142	220,6	44,61	8,26	2,24

Tableau III.2 : Caractéristiques du profilé IPE200.

b/ Vérification de la flèche (poids propre inclus) :

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $Pp = 22,4 \text{ Kg/m} = 0,224 \text{ KN/m}$.

La charge sera : $q = Q_{ELS} + Pp \rightarrow q = 5,71 + 0,224 = 5,93 \text{ KN/m}$

$$f \leq \delta_{Max}$$

$$f = \frac{5 q l^4}{384 E I_y}$$

$$f = \frac{5 \times 5.93 \times 10 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^6 \times 1943} = 2,45 \text{ cm}$$

$$f = 2,45 \leq \delta_{Max} = 3$$

Condition Verifie

III.2.1.1.2 Classe du profilé IPE 200 :

a / Classe de l'âme fléchie

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

$$\frac{159}{5,6} = 28,393 < 72 \rightarrow \text{l'ame est de classe I}$$

b / Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{100/2}{8,5} = 5,882 < 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I}$$

Donc la section du profilé global est de **classe I**.

III.2.1.1.3 Vérification de la résistance (moment fléchissant) : (ELU)

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply}$

On ajoute le poids propre du profilé choisit

$$P_p = 22,4 \text{ Kg/m} = 0,224 \text{ KN/m.}$$

$$Q_u = 1,35(G + P_p) + 1,5Q$$

$$Q_u = 1,35(2,81 \times 1,5 + 0,224) + 1,5 \times 1 \times 1,5$$

$$Q_u = 8,24 \text{ KN/ml}$$

$$M_{Sd} = \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8}$$

$$M_{Sd} = \frac{8,24 \times 6^2}{8} = 37,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{M0}} \times f_y = \frac{220 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 47,128 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = 47,128 \text{ KN.m} > M_{Sd} = 37,09 \text{ KN.m}$$

Condition Vérifiée

III.2.1.1.4 Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant) :

On doit vérifier que : $V_{Sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$

$$V_{Sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{8,24 \times 6}{2} = 24,72 \text{ KN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{Avec } A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r)t_f = 1401,6 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{235 \times 1401,6 \times 10^{-3}}{1.1} = 172,87 \text{ KN}$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 86,43 \text{ KN} > V_{Sd} = 24,72 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée

III.2.1.2 Solive de l'étage courant :

III.2.1.2.1 Condition de flèche : (ELS)

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta_{Max}$$

$$\delta_{Max} (\text{Toiture accessible}) = L/250$$

$$\delta_{Max} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$G = 549 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = 250 \text{ daN/m}^2 \text{ (Usage bureaux).}$$

$$QELS = G + Q = 5,49 + 2,5 = 7,99 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 7,99 \times 1,5 = 11,98 \text{ kN/ml}$$

$$f = \frac{5 q l^4}{384 E I_y}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 11,98 \times 600^4 \times 10}{384 \times 21 \times 10^6 \times 2,4} = 4011,2 \text{ cm}^4$$

a/ Choix du profilé :

On choisit **IPE 270** $I_y = 5790 \text{ cm}^4$

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	Tf Mm	tw mm	D mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wply cm ³	Wplz cm ³	iy cm	iz cm
IPE270	36,1	45,9	270	135	10,2	6,6	219,6	5790	420	484	97	11,2	3,02

Tableau III.3 : Caractéristiques du profilé IPE270.

b/ Vérification de la flèche (poids propre inclus) :

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $Pp = 36,1 \text{ Kg/m} = 0,361 \text{ KN/m}$.

La charge sera : $q = QELS + Pp \rightarrow q = 11,98 + 0,361 = 12,34 \text{ KN/m}$

$$f \leq \delta_{Max}$$

$$f = \frac{5 q l^4}{384 E I_y}$$

$$f = \frac{5 \times 12,34 \times 10 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^6 \times 5790} = 1,71 \text{ cm}$$

$$f = 1,71 \leq \delta_{Max} = 2,4$$

Condition Verifie

III.2.1.2.2 Classe du profilé IPE 270 :**a / Classe de l'âme fléchie**

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

$$\frac{219,6}{6,6} = 33,27 < 72 \rightarrow \text{l'ame est de classe I}$$

b / Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{135/2}{10,2} = 6,61 < 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I}$$

Donc la section du profilé global est de **classe I**.

III.2.1.2.3 Vérification de la résistance (moment fléchissant) : (ELU)

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply}$

On ajoute le poids propre du profilé choisit

$$Pp = 36,1 \text{ Kg/m} = 0,361 \text{ KN/m.}$$

$$Q_u = 1,35(G + Pp) + 1,5Q$$

$$Q_u = 1,35(5,49 \times 1,5 + 0,361) + 1,5 \times 2,5 \times 1,5$$

$$Q_u = 17,22 \text{ KN/ml}$$

$$M_{Sd} = \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8}$$

$$M_{Sd} = \frac{17,22 \times 6^2}{8} = 77,53 \text{ KN.ml}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{M0}} \times f_y = \frac{484 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 103,4 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = 103,4 \text{ KN.m} > M_{Sd} = 77,53 \text{ kN.ml}$$

Condition Vérifiée

III.2.1.2.4 Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant) :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$

$$V_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{17,22 \times 6}{2} = 51,66 \text{ KN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{M0}}$$

Avec $A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r)t_f = 2209,32 \text{ mm}^2$

$$V_{pl.Rd} = \frac{235 \times 2209,32 \times 10^{-3}}{1.1} = 471.99 \text{ kN}$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 235,99 \text{ KN} > V_{sd} = 51,66 \text{ kN}$$

Condition Vérifiée

III.2.2 Les poutres principales**III.2.2.1 Poutres du terrasse :****a/ Chargement :**

Charges permanentes :

$$G_{solive} = \frac{PP}{\text{entreaxe solive}} \times n_{solive} = \frac{0,224}{1,5} \times 3 = 0,448 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{total} = (G + G_{solives}) \times 6 = (2,81 + 0,448) \times 6 = 19,54 \text{ kN/ml}$$

Charges d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2 \rightarrow Q_{Total} = Q \times 6$$

$$Q_{Total} = 6 \text{ kN/ml}$$

III.2.2.1.1 Vérification de la condition de flèche (ELS):

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f \leq \delta v_{max}$ avec $\delta v_{max} = L/200$

On a des poutres encasté-encasté donc la flèche sera :

$$f = \frac{q l^4}{384 EI_y}$$

$$QELS = G_{Total} + Q_{Total} = 19,54 + 6 = 25,54 \text{ kN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{25,54 \times 620^4 \times 10}{384 \times 21 \times 10^6 \times 3,1} \geq 1887,05 \text{ cm}^4$$

a/ Choix du profilé :

On choisit **IPE 330** avec $I_y = 11770 \text{ cm}^4$

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	Tf Mm	tw mm	D Mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wply cm ³	Wplz cm ³	iy cm	iz cm
IPE330	49,1	62,6	330	160	11,5	7,5	271,0	11770	788	713	154	13,7	3,55

Tableau III.4 : Caractéristiques du profilé IPE 330.

b/ Vérification de la flèche (poids propre inclus)

$$F \leq \delta v_{max} \rightarrow \delta v_{max} = L/200 = 620/200 = 3,1 \text{ cm}$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $Pp = 49,1 \text{ Kg/m} = 0,491 \text{ kN/ml}$

La charge sera : $QELS = q + Pp = 25,54 + 0,491 = 26,03 \text{ kN/ml}$

$$f = \frac{26,03 \times 620^4 \times 10}{384 \times 21 \times 10^6 \times 11770} = 0,4 \text{ cm} < 3,1 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.2.1.2 Classe du profilé IPE 330 :

a / Classe de l'âme fléchie

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

$$\frac{271}{7,5} = 36,13 < 72 \rightarrow \text{l'âme est de classe I}$$

b / Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{160/2}{11,5} = 6,95 < 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I}$$

Donc On choisit IPE 330 **Classe I**.

III.2.2.1.3 Vérification de la résistance (moment fléchissant) : (ELU)

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{ply.Rd}$

On a des poutres encasté-encasté, le moment sera :

$$M_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L^2}{12}$$

Avec $\begin{cases} f_0 : \text{le moment d'une poutre simplement appuyée} \\ L : \text{la longueur de la travée la plus longue de la poutre} \end{cases}$

Donc :

$$Q_{ELU} = 1.35(G_{Total} + pp) + 1.5Q_{Total}$$

$$\rightarrow Q_{ELU} = 1.35[(19,54 + 0,491)] + 1.5(6)$$

$$\rightarrow Q_{ELU} = 36,04 \text{ kN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{36,04 \times 6,2^2}{12} = 115,44 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{M0}} \times f_y = \frac{804 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 171,76 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = 171,76 \text{ KN.m} > M_{sd} = 115,44 \text{ kN.m}$$

Condition Vérifiée

III.2.2.1.4 Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant) :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$

$$V_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{36,04 \times 6,2}{2} = 111,7 \text{ kN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

$$\text{Avec } A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f = 3080 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{235 \times 3080}{1.1 \times \sqrt{3}} = 378,8 \text{ kN}$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 189,9 \text{ KN} > V_{sd} = 111,7 \text{ kN}$$

Condition Vérifiée

Le profilé 330 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de Résistance et la vérification de la flèche.

III.2.2.2 Poutres d'étages courant :

a/ Chargement :

Charges permanentes :

$$G_{solive} = \frac{PP}{\text{entreaxe solive}} \times n_{solive} = \frac{0,361}{1,5} \times 3 = 0,722 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{total} = (G + G_{solives}) \times 6 = (5,49 + 0,722) \times 6 = 37,27 \text{ KN/ml}$$

Charges d'exploitation

$$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{Total} = Q \times 6$$

$$Q_{Total} = 15 \text{ kN/ml}$$

III.2.2.2.1 Vérification de la condition de flèche (ELS)

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f \leq \delta v_{max}$ avec $\delta v_{max} = L/250$

On a des poutres encasturé-encasturé donc la flèche sera :

$$f = \frac{q l^4}{384 EI_y}$$

$$Q_{ELS} = G_{Total} + Q_{Total} = 37,27 + 15 = 52,27 \text{ kN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{52,27 \times 620^4 \times 10}{384 \times 21 \times 10^6 \times 2,48} \geq 3862,04 \text{ cm}^4$$

a/ Choix du profilé :

On choisit **IPE 450** avec $I_y = 33740 \text{ cm}^4$

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	Tf Mm	tw mm	D mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wply cm ³	Wplz cm ³	iy cm	iz cm
IPE450	77,6	98,9	450	190	14,6	9,4	378,8	33740	1676	1702	276	18,5	4,12

Tableau III.5 : Caractéristiques du profilé IPE 450.

b/ Vérification de la flèche (poids propre inclus)

$$F \leq \delta v \text{ max} \rightarrow \delta v \text{ max} = L/250 = 620/250 = 2,48 \text{ cm}$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $Pp = 77,6 \text{ Kg/m} = 0,776 \text{ KN/ml}$

La charge sera : $QELS = q + Pp = 52,27 + 0,776 = 53,046 \text{ KN/ml}$

$$f = \frac{53,046 \times 620^4 \times 10}{384 \times 21 \times 10^6 \times 33740} = 0,28 \text{ cm} < 2,48 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

III.2.2.2 Classe du profilé IPE 450 :**a/ Classe de l'âme fléchie**

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

$$\frac{378,8}{9,4} = 40,29 < 72 \rightarrow \text{l'âme est de classe I}$$

b/ Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{190/2}{14,6} = 6,5 < 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I}$$

Donc On choisit IPE 450 **Classe I**.

III.2.2.2.3 Vérification de la résistance (moment fléchissant) : (ELU)

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{ply.Rd}$

On a des poutres encasturé-encasturé, le moment sera :

$$M_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L^2}{12}$$

Avec $\begin{cases} f_0 : \text{le moment d'une poutre simplement appuyée} \\ L : \text{la longueur de la travée la plus longue de la poutre} \end{cases}$

Donc :

$$Q_{ELU} = 1.35(G_{Total} + pp) + 1.5Q_{Total}$$

$$\rightarrow Q_{ELU} = 1.35[(37,25 + 0,776)] + 1.5(15)$$

$$\rightarrow Q_{ELU} = 73,83 \text{ kN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{73,83 \times 6,2^2}{12} = 354,77 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{M0}} \times f_y = \frac{1702 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 363,6 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = 363,6 \text{ kN.m} > M_{sd} = 354,77 \text{ kN.m}$$

Condition Vérifiée

III.2.2.2.4 Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant) :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$

$$V_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{73,83 \times 6,2}{2} = 228,87 \text{ kN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{M0}} ; \text{ Avec } A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$= 5082,44 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{235 \times 5082,44}{1.1 \times \sqrt{3}} = 628,05 \text{ kN}$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 314,02 \text{ kN} > V_{sd} = 228,87 \text{ kN}$$

Condition Vérifiée

Le profilé IPE 450 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de Résistance et la vérification de la flèche.

III.3 ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES DU HALL :

III.3.1 Caractéristiques de la tôle de couverture :

La couverture est en panneau sandwich type TL75, de longueur 6 m et de largeur 1m, Elle sera disposée de manière à utiliser son module de résistance maximale.

➤ Poids propre (TL75)	$P = 0,179 \text{ kN/m}^2$
➤ Contrainte de rupture	$f_u = 360 \text{ N/mm}^2$
➤ Contrainte élastique	$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
➤ Flèche admissible	$\delta_{\max} = l/200$
➤ Module de résistance	$w = 9,24 \text{ cm}^3/\text{ml}$
➤ Moment d'inertie	$I = 27,21 \text{ cm}^4/\text{ml}$

III.3.2 Calcul des pannes de couverture :

Les pannes de couverture sont des poutrelles laminées généralement en I ou U, elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet du poids propre de la couverture, des actions climatiques et la surcharge d'entretien. Elles sont disposées perpendiculairement aux traverses des portiques. Elles sont calculées suivant le "CCM97".

III.3.2.1 Charges à prendre en considération :

➤ Charges permanentes ($P_{\text{tôle}}$) :	$G = 0,179 \text{ kN/m}^2$
➤ Charges d'entretien :	$Q = 1 \text{ kN/m}^2$
➤ Action de la neige :	$S = 0,11 \text{ kN/m}^2$
➤ Action du vent :	$W = -1,54 \text{ kN/m}^2$

III.3.2.2 Espacement entre pannes :

La couverture est d'une longueur de 6m donc on suppose qu'elle appuyée sur 6 appuis ce qui donne un espacement moyen de 1,2 m

a / Combinaison des charges et actions :

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

$$q_1 = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(0,179 \times 1) \cos 9^\circ + 1,5(1 \times 1) \cos 9^\circ = 1,72 \text{ kN/ml}$$

$$q_2 = 1,35 G + 1,5 W = 1,35(0,179 \times 1) \cos 9^\circ + 1,5(-1,54)1 = -2,07 \text{ kN/ml}$$

$$q_3 = 1,35 G + 1,5 S = 1,35(0,179 \times 1) \cos 9^\circ + 1,5(0,11)(1 \times \cos 9^\circ) = 0,401 \text{ kN/ml}$$

$$q = \max(q_1, q_2, q_3) = 2,07 \text{ kN/ml}$$

b/ moment maximum pour une poutre continue sur six appuis simples :

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

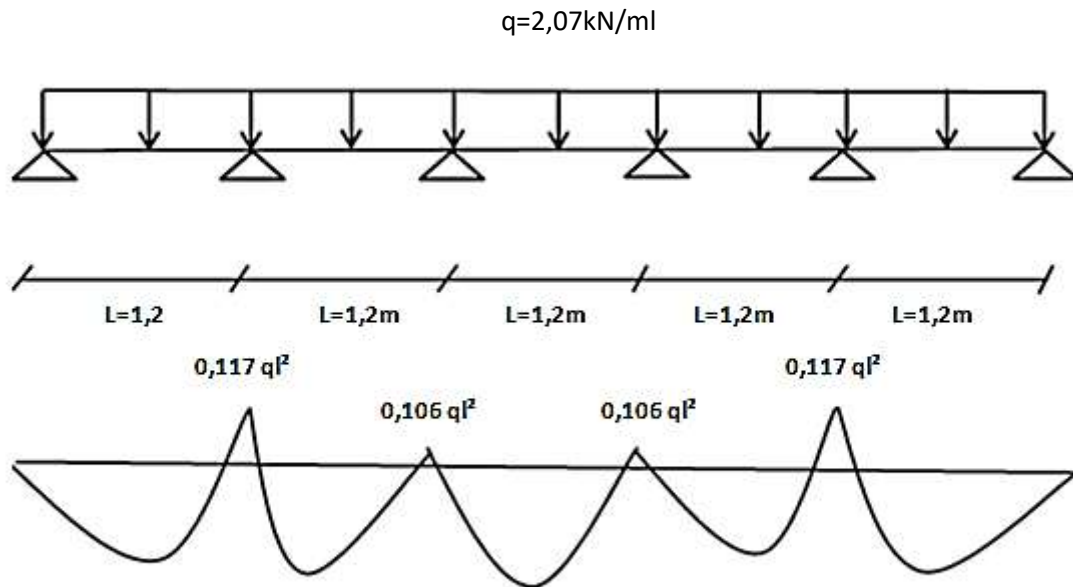


Fig. III.2 Schéma statique de la couverture

c/ Vérification de l'espacement :

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} \leq f_y \quad \Rightarrow \quad M_{max} \leq f_y \times W$$

$$\Rightarrow 0,117ql^2 \leq f_y \times W$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{f_y \times W}{0,117q}}$$

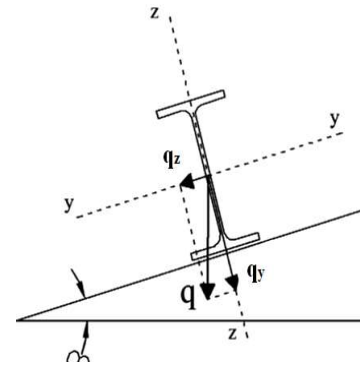
$$\Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{235 \times 10^3 \times 5,17}{0,117 \times 2,07}}$$

$$\Rightarrow l \leq 2,24 \text{ m}$$

III.3.2.3 Dimensionnement des pannes :

- $G = 0,179 \times 1,2 = 0,2148 \text{ kN/m}$
- $Q = 0,44 \times 1,2 = 1,2 \text{ kN/m}$
- $S = 0,11 \times 1,2 = 0,1324 \text{ kN/m}$
- $W = -1,54 \times 1,2 = -1,85 \text{ kN/m}$

a / Combinaison des charges :

L'ELU :

Plan (z-z) : $\alpha = 9^\circ$

$$q_{z1} = 1,35 G \times \sin\alpha + 1,5 Q \times \sin\alpha = 0,28 \text{ kN/ml}$$

$$q_{z2} = 1,35 G \times \sin\alpha = 0,045 \text{ kN/ml}$$

$$q_{z3} = 1,35 G \times \sin\alpha + 1,5 S \times \sin\alpha = 0,08 \text{ kN/ml}$$

$$q_{zu \max} = 0,28 \text{ kN/ml}$$

Plan (y-y) :

$$q_{y1} = 1,35 G \times \cos\alpha + 1,5 Q \times \cos\alpha = 1,76 \text{ kN/ml}$$

$$q_{y2} = 1,35 G \times \cos\alpha - 1,5 W = -2,49 \text{ kN/ml}$$

$$q_{y3} = 1,35 G \times \cos\alpha + 1,5 S \times \cos\alpha = 0,048 \text{ kN/ml}$$

$$q_{yu \max} = 2,49 \text{ kN/ml}$$

L'ELS :

Plan (z-z) : $\alpha = 9^\circ$

$$q_{z1} = G \times \sin\alpha + Q \times \sin\alpha = 0,19 \text{ kN/ml}$$

$$q_{z2} = G \times \sin\alpha = 0,033 \text{ kN/ml}$$

$$q_{z3} = G \times \sin\alpha + S \times \sin\alpha = 0,045 \text{ kN/ml}$$

$$\Rightarrow q_{zs \max} = 0,19 \text{ kN/ml}$$

Plan (y-y) :

$$q_{y1} = G \times \cos\alpha + Q \times \cos\alpha = 1,19 \text{ kN/ml}$$

$$q_{y2} = G \times \cos\alpha - W = -1,63 \text{ kN/ml}$$

$$q_{y3} = G \times \cos\alpha + S \times \cos\alpha = 0,34 \text{ kN/ml}$$

$$\Rightarrow q_{ys \max} = -1,63 \text{ kN/ml}$$

b / Calcul des moments sollicitants à l'ELU :

Les travers sont espacés de 6 m

Plan (z-z) :

$$M_{z,sd} = q_z \frac{l_z^2}{8} = 0,315 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,sd} \leq M_{z,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$\Rightarrow W_{plz} \geq \frac{M_{z,sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{0,315 \times 1,1 \times 10^3}{235} = 1,474 \text{ cm}^3$$

Plan (y-y) :

$$M_{y,sd} = q_y \frac{l_y^2}{8} = 11,20 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,sd} \leq M_{y,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$\Rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{11,2 \times 1,1 \times 10^3}{235} = 52,45 \text{ cm}^3$$

c / condition de flèche à l'ELS :

$$q_{s z} = 0,19 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s y} = 1,63 \text{ KN/ml}$$

Plan (z-z) :

$$\delta = 0,415 \frac{5 \times q_{s z} \times l_z^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta_{max} = \frac{l_z}{200} = \frac{300}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \Rightarrow I_z \geq 0,415 \frac{5 \times q_{s z} \times l_z^4}{384 \times E \times \delta_{max}}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 0,415 \frac{5 \times 0,19 \times 300^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 1,5}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 6,36 \text{ cm}^4$$

Plan (y-y) :

$$\delta = \frac{5 \times q_{sy} \times l_y^4}{384 \times E \times I_y}$$

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

$$\begin{aligned} \delta \leq \delta_{max} &\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_{sy} \times l_y^4}{384 \times E \times \delta_{max}} \\ &\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 1,63 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 3} \\ &\Rightarrow I_y \geq 436,60 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

d / Choix du profilé :

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

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf Mm	tw mm	D mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	Wpl- y cm ³	Wpl- z cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE140	12,9	16,4	140	73	6,9	4,7	112,2	541	44,9	88,3	19,3	5,74	1,65

Tab.III.6 Caractéristiques du profilé IPE140

e / condition de flèche avec poids propre inclus :

Plan (z-z) : $\alpha = 9^\circ$

$$q_{z1} = G \times \sin\alpha + Q \times \sin\alpha = 0,22 \text{ kN/ml}$$

$$q_{z2} = G \times \sin\alpha = 0,054 \text{ kN/ml}$$

$$q_{z3} = G \times \sin\alpha + S \times \sin\alpha = 0,075 \text{ kN/ml}$$

$$\Rightarrow q_{zs \text{ max}} = 0,22 \text{ kN/ml}$$

Plan (y-y) :

$$q_{y1} = G \times \cos\alpha + Q \times \cos\alpha = 1,33 \text{ kN/ml}$$

$$q_{y2} = G \times \cos\alpha - W = -1,51 \text{ kN/ml}$$

$$q_{y3} = G \times \cos\alpha + S \times \cos\alpha = 0,47 \text{ kN/ml}$$

$$\Rightarrow q_{ys \text{ max}} = -1,51 \text{ kN/ml}$$

Plan (z-z) :

$$\delta = 0,415 \frac{5 \times q_{sz} \times l_z^4}{384 \times E \times I_z} = 0,415 \frac{5 \times 0,22 \times 300^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 44,9} = 0,10 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 0,10 \text{ cm} \\ \delta_{max} = 1,5 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \delta \leq \delta_{max}$$

Plan (y-y) :

$$\delta = \frac{5 \times q_{sy} \times l_y^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,51 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 541} = 2,24 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 2,24 \text{ cm} \\ \delta_{max} = 3 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \delta \leq \delta_{max}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

III.3.2.4 Classe du profilé :

a / Classe de l'âme fléchie :

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

Avec :

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
- $d = 112,2 \text{ mm}$
- $t_w = 4,7 \text{ mm}$

$$\begin{cases} \frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,87 \\ 72\varepsilon = 72\sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{cases} \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Donc l'âme est de classe I}$$

b / Classe de la semelle comprimée :

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

Avec :

- $C = 36,5 \text{ mm}$
- $t_f = 6,9 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{36,5}{6,9} = 5,29 \\ 10\varepsilon = 10\sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{Donc la semelle est de classe I}$$

Conclusion : la section globale est de **classe I**

III.3.2.5 Vérification des contraintes :

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

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

Pour un profilé laminé en I :

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

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \quad \text{avec } N_{sd} = 0 \quad \text{donc } n = 0$$

La formule précédente sera comme suit :

$$\left(\frac{M_{y,sd} \cdot \gamma_{M_0}}{W_{ply} \cdot f_y} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,sd} \cdot \gamma_{M_0}}{W_{plz} \cdot f_y} \right)^1 \leq 1$$

Plan (z-z) : $\alpha = 9^\circ$

$$\left. \begin{array}{l} q_{z1} = 1,35 G \times \sin\alpha + 1,5 Q \times \sin\alpha = 0,31 \text{ kN/ml} \\ q_{z2} = 1,35 G \times \sin\alpha = 0,073 \text{ kN/ml} \\ q_{z3} = 1,35 G \times \sin\alpha + 1,5 S \times \sin\alpha = 0,10 \text{ kN/ml} \end{array} \right\} q_{zu \max} = 0,31 \text{ kN/ml}$$

Plan (y-y) :

$$\left. \begin{array}{l} q_{y1} = 1,35 G \times \cos\alpha + 1,5 Q \times \cos\alpha = 1,93 \text{ kN/ml} \\ q_{y2} = 1,35 G \times \cos\alpha - 1,5 W = -2,31 \text{ kN/ml} \\ q_{y3} = 1,35 G \times \cos\alpha + 1,5 S \times \cos\alpha = 0,65 \text{ kN/ml} \end{array} \right\} q_{yu \max} = 2,31 \text{ kN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{y,sd} = q_y \frac{l_y^2}{8} = 2,31 \times \frac{6^2}{8} = 10,39 \text{ kN.m} \\ M_{z,sd} = q_z \frac{l_z^2}{8} = 0,31 \times \frac{3^2}{8} = 0,34 \text{ kN.m} \end{cases}$$

AN:

$$\left(\frac{10,39 \cdot 10^2 \cdot 1,1}{88,3 \cdot 23,5} \right)^2 + \left(\frac{0,34 \cdot 10^2 \cdot 1,1}{19,3 \cdot 23,5} \right)^1 = 0,38 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.3.2.6 Résistance de la panne au déversement :

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

- $\beta_w = 1$ (section de classe I)
- χ_{lt} est le facteur de réduction pour le déversement.
- $F_y = 235 \text{ N/mm}^2$

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

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

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

Avec :

- $C_1 = 1,132$ (Charge uniformément répartie)
- $G = \frac{E}{2(1-\nu)} \Rightarrow \begin{cases} E = 21 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0,3 \end{cases} \Rightarrow G = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 3,6 \text{ cm}^4$)
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 3,96 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$)
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 68,31 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 1,132 \cdot \frac{3,14^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 44,9}{300^2} \sqrt{\frac{1,98 \cdot 10^3}{44,9} + \frac{300^2 \cdot 8,08 \cdot 10^6 \cdot 2,45}{3,14^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 44,9}}$$

$$M_{cr} = 1795342,22 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 88,3 \times 235 \times 10^2}{1795342,22}} = 1,08$$

On calcul :

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

Avec :

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

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

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(1,08 - 0,2) + 1,08^2] = 1,18$$

Donc :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(1,18 + \sqrt{1,18^2 - 1,08^2}\right)} = 0,6$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,6 \times 1 \times 88,3 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 11,32 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 11,20 \text{ KN.m} \leq M_{b,Rd} = 11,32 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée

III.3.2.7 Résistance au voilement par cisaillement :

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

Avec :

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
- $d = 112,2 \text{ mm}$
- $t_w = 4,7 \text{ mm}$

$$\begin{cases} \frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,87 \\ 69\varepsilon = 69\sqrt{\frac{235}{235}} = 69 \end{cases} \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon$$

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

III.3.2.8 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

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

Avec :

- A_w : Aire de l'âme $A_w = t_w(h - 2t_f) = 593,14 \text{ mm}^2$
- $A f_c$: Aire de la semelle comprimée
 $A f_c = b \cdot t_f = 73 \times 6,9 = 503,7 \text{ mm}^2$
- f_{yt} : Limite d'élasticité de la semelle comprimée ($f_{yt} = 235 \text{ N/mm}^2$)
- K : Coefficient pris égal à 0,3 pour une semelle de classe I

$$\left\{ \begin{array}{l} K \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A f_c}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \sqrt{\frac{593,14}{503,7}} = 290,91 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,87 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq K \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A f_c}}$$

Condition vérifiée

III.3.3 Calcul des liernes :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Ils sont généralement formés de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

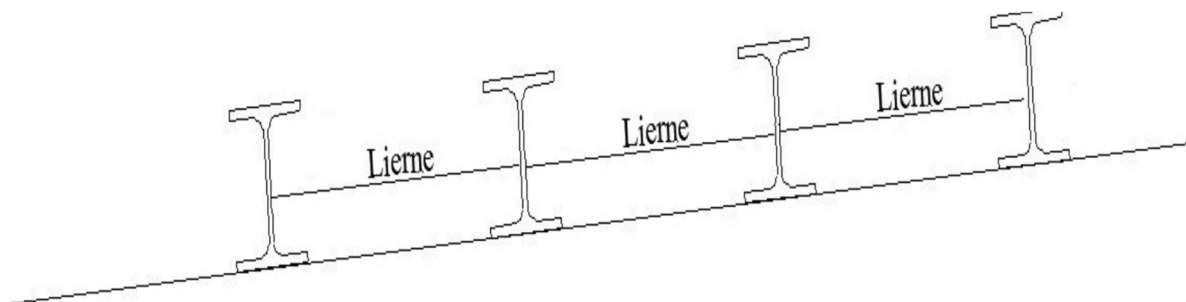


Fig.III.3 Coupe transversale des liernes

III.3.3.1 Les effort dans les liernes :

$$R = 1,25 \cdot q_z \cdot l_z = 1,25 \times 0,31 \times 3 = 1,16 \text{ kN}$$

On à 16 pannes par versant donc les efforts dans

les tronçons de liernes de L₁ à L₁₅ sont les suivant :

$$T_1 = R/2 = 1,16/2 = 0,58 \text{ kN}$$

$$T_2 = R + T_1 = 1,16 + 0,58 = 1,74 \text{ kN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 1,74 + 0,58 = 2,32 \text{ kN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 2,32 + 0,58 = 2,90 \text{ kN}$$

$$T_5 = R + T_4 = 2,90 + 0,58 = 3,48 \text{ kN}$$

$$T_6 = R + T_5 = 3,48 + 0,58 = 4,06 \text{ kN}$$

$$T_7 = R + T_6 = 4,06 + 0,58 = 4,64 \text{ kN}$$

$$T_8 = R + T_7 = 4,64 + 0,58 = 5,22 \text{ kN}$$

$$T_9 = R + T_8 = 5,22 + 0,58 = 5,80 \text{ kN}$$

$$T_{10} = R + T_9 = 5,80 + 0,58 = 6,38 \text{ kN}$$

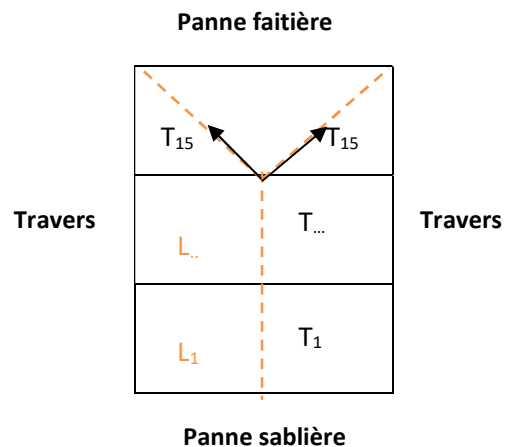
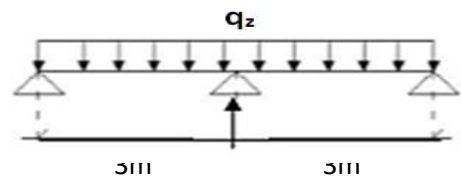
$$T_{11} = R + T_{10} = 6,38 + 0,58 = 6,96 \text{ kN}$$

$$T_{12} = R + T_{11} = 6,96 + 0,58 = 7,54 \text{ kN}$$

$$T_{13} = R + T_{12} = 7,54 + 0,58 = 8,12 \text{ kN}$$

$$T_{14} = R + T_{13} = 8,12 + 0,58 = 8,70 \text{ kN}$$

$$2T_{15} \sin \theta = T_{14} \Rightarrow T_{15} = 6,96 \text{ kN}$$



III.3.3.2 Dimensionnement des liernes :

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

Avec :

- N_{sd} : Effort normal sollicitant
- $N_{pl.Rd}$: Effort normal résistant
- $N_{pl.Rd} = A_s \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \right)$

$$\Rightarrow N_{sd} \leq A_s \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \right) \Rightarrow A_s \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y}$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{8,70 \times 1,1}{235 \times 10^{-3}}$$

$$\Rightarrow A_{s_{min}} = 40,72 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\pi \times \varphi_{min}^2}{4} \Rightarrow \varphi_{min}^2 = \frac{4 \cdot A_{s_{min}}}{\pi} = 0,518 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \varphi_{min} = 0,72 \text{ cm}$$

On choisira donc des liernes de pannes de diamètre $\phi 10$

III.3.4 Calcul des lisses de bardage :

Les lisses de bardage sont constituées de poutrelles (UPN, UAP) ou des profils mince pliés disposées horizontalement, elles sont portées par les poteaux de portiques ou éventuellement par les potelets intermédiaires. Les lisses sont destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage.

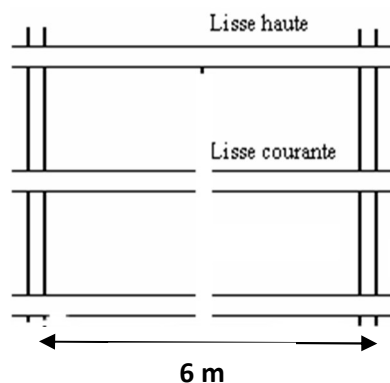


Fig.III.4 Coupe longitudinale de la lisse de bardage

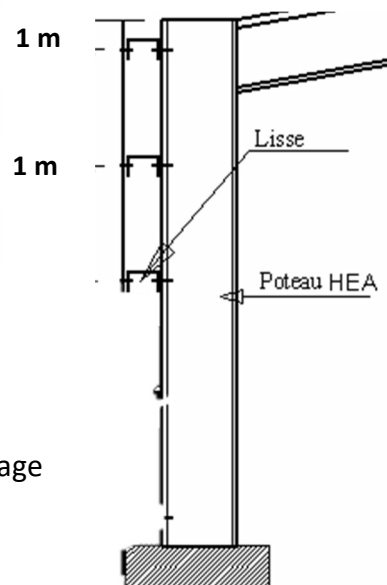


Fig.III.5 Coupe transversale de la lisse de bardage

III.3.4.1 Espacement des lisses :

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

entouré par un mure en maçonnerie de hauteur 3,2m donc nous ferons un bardage pour la partie qui reste avec une hauteur de 4,8m

- ✓ Espacement des lisses ($e = 1,0m$)
- ✓ Nombre de lisses ($n = 5$)

III.3.4.2 Dimensionnement des lisses :

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

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

$$\text{L'action du vent maximale est : } W_{max} = - 1,08 \text{ kN/m}^2$$

a / Efforts sollicitant de la lisse :

Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée de $l=6m$, elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet des charges suivantes :

- ✓ Une charge horizontale due à la pression de vent ($- 1,08 \text{ KN/m}^2$)
- ✓ Une charge verticale due au poids propre du bardage TL40 ($0,14 \text{ KN/m}^2$)
- ✓ Une charge verticale due au poids propre de la lisse

- ❖ Charge horizontale F_z :

$$F_z = W_{max} \times esp = 1,08 \times 1 = 1,296 \text{ kN/m}$$

- ❖ Charge verticale F_y :

$$F_y = (0,14 \times 1,2) = 0,168 \text{ kN/m}$$

b / Calcul des moments à L'ELU :

- ✓ Moment sollicitant M_{sd} :

Plan (y-y) :

$$M_{sd.z} = 1,35 F_y \frac{l_y^2}{8} = 1,35 \times 0,168 \times \frac{6^2}{8} = 1,02 \text{ kN.m}$$

Plan (z-z) :

$$M_{sd.y} = 1,5 F_z \frac{l_z^2}{8} = 1,5 \times 1,296 \times \frac{6^2}{8} = 8,748 \text{ kN.m}$$

- ✓ Module de résistance :

Plan (y-y) :

$$M_{y,sd} \leq M_{y,cRd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$\Rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{8,748 \times 1,1 \times 10^3}{235} = 40,94 \text{ cm}^3$$

Plan (z-z) :

$$M_{z,sd} \leq M_{z,cRd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$\Rightarrow W_{plz} \geq \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{1,02 \times 1,1 \times 10^3}{235} = 4,77 \text{ cm}^3$$

c / Condition de flèche à L'ELS :

Plan (y-y) :

$$\delta = 0,415 \frac{5 \times F_y \times l_y^4}{384 \times E \times I_z}$$

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

$$\delta \leq \delta_{max} \Rightarrow I_z \geq 0,415 \frac{5 \times F_y \times l_y^4}{384 \times E \times \delta_{max}}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 0,415 \frac{5 \times 0,16 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 3}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 17,78 \text{ cm}^4$$

Plan (z-z) :

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

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

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

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 1,296 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 3}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 347,14 \text{ cm}^4$$

d / Choix du profilé :

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un **UPN140**.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m		A cm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	d mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wply cm ³	Wplz cm ³	iy cm
UPN140	16	20,4	140	60	10	7	98	605	62,7	103	28,3	5,45	1,75

Tab.III.7 caractéristiques du profilé UPN140

III.3.4.3 Vérification de contraintes de l'UPN140 :

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

Avec :

$$\text{➤ Profilé laminé en U } \begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases}$$

Plan (y-y) :

$$M_{sd,z} = 1,35F_y \frac{l_y^2}{8} = 1,35 \times (0,168 + 0,16) \times \frac{6^2}{8} = 1,99 \text{ kN.m}$$

$$M_{Plz,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{28,3 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 6,04$$

Plan (z-z) :

$$M_{sd,y} = 1,5F_z \frac{l_z^2}{8} = 1,5 \times 1,296 \times \frac{6^2}{8} = 8,748 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{103 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 22,01$$

AN :

$$\left(\frac{8,748}{22,01} \right)^2 + \left(\frac{1,99}{6,04} \right)^1 = 0,48 < 1$$

Condition vérifiée

III.3.4.4 Vérification de la flèche :

L'ELS :

✓ Charge horizontale F_z :

$$F_z = W_{max} \times esp = 1,08 \times 1,2 = 1,296 \text{ kN/m}$$

✓ Charge verticale F_y :

$$F_y = (0,14 \times 1,2) + 0,16 = 0,328 \text{ kN/m}$$

Plan (y-y) :

$$\delta = 0,415 \frac{5 \times F_y \times l_y^4}{384 \times E \times I_z} = 0,415 \frac{5 \times 0,328 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 62,7} = 1,74 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 1,74 \text{ cm} \\ \delta_{max} = 3 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \delta \leq \delta_{max} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Plan (z-z) :

$$\delta = \frac{5 \times F_z \times l_z^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,296 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 605} = 1,72 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 1,72 \text{ cm} \\ \delta_{max} = 3 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \delta \leq \delta_{max}$$

Condition vérifiée.

Le profilé UPN140 convient comme lisse de bardage

III.3.5 Calcul des potelets :

III.3.5.1 Pré dimensionnement des potelets :

a / Action et sollicitations :

- Poids du bardage (0,14 KN/m²)
- Poids des lisses UPN 140 (0,16 KN/m)
- Poids propre du potelet (à déterminer)
- Action du vent sur le pignon (1,04 KN/m²)

b / Calcul du moment sollicitant de flexion M_{sd} :

$$M_{sd} = \frac{q_w \times l^2}{8} = \frac{(1,04 \times 6) \times 9,5^2}{8} = 70,53 \text{ kN.m}$$

c / Condition de flèche :

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

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

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

$$\Rightarrow I \geq \frac{1000 \times 6,25 \times 950^3}{384 \times 2,1 \times 10^6}$$

$$\Rightarrow I \geq 6645,08 \text{ cm}^4$$

d / Choix du profilé :

Le profilé qui convient comme potelets est l'**IPE300**.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE300	42,2	53,8	300	150	10,7	7,1	248,6	8356	604	628	125	12,5	3,35

Tab.III.8 Caractéristiques du profilé IPE300

III.3.5.2 Classe du profilé :

a / Classe de l'âme :

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

Avec :

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

$$\triangleright d = 248,6 \text{ mm}$$

$$\triangleright t_w = 7,1 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{190}{6,2} = 33,59 \\ 72\varepsilon = 72 \sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Donc l'âme est de classe I}$$

b / Classe de la semelle :

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

Avec :

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

$$\triangleright t_f = 10,7 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{C}{t_f} = \frac{75}{10,7} = 7 \\ 10\varepsilon = 10 \sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{C}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{Donc la semelle est de classe I}$$

Conclusion : La section globale est de **classe I**

III.3.5.3 Vérification de la flèche :

$$\delta = \frac{5 \times q_w \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 6,252 \times 950^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 8356} = 3,77 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{950}{200} = 4,75 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 3,77 \text{ cm} \\ \delta_{max} = 4,75 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \delta \leq \delta_{max}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée

III.3.5.4 Vérification des contraintes :

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

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

Avec :

- M_{sd} : Moment sollicitant ($M_{sd} = 70,53 \text{ KN.m}$)
- $M_{N.Rd}$: Moment de résistance plastique réduit par la prise en compte de l'effort axial

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[\frac{(1-n)}{(1-0,5a)} \right] = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \left[\frac{(1-n)}{(1-0,5a)} \right]$$

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

$$N_{sd} = (0,14 \times 6 \times 6,5) + (0,16 \times 6 \times 6) + (42,2 \times 10^{-2} \times 9,5) = 15,23 \text{ kN}$$

Avec :

- Poids du bardage ($0,14 \text{ KN/m}^2$)
- Poids des lisses UPN ($0,16 \text{ KN/m}^2$)
- Poids propre du potelet ($42,2 \cdot 10^{-2} \text{ KN/m}$)
- Espacement entre le potelet et le poteau ($5,95 \text{ m}$)
- Longueur du bardage (6 m)
- Longueur du potelet ($9,5 \text{ m}$)
- Nombres des lisses (6)

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{A \times f_y} = \frac{15,23 \times 1,1}{53,8 \times 23,5} = 0,013$$

$$a = \min\left(\frac{A_w}{A}; 0,5\right) \quad \text{avec } A_w = A - 2b_f t_f$$

$$\Rightarrow A_w = 53,8 - (2 \times 150 \times 10,7) = 21,70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } a = \min\left(\frac{2170}{5380}; 0,5\right) = 0,403$$

Alors :

$$M_{N,Rd} = 628 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1,1} \left[\frac{(1 - 0,013)}{(1 - (0,5 \times 0,4))} \right] = 165,835 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 70,53 \text{ kN.m} \ll M_{N,Rd} = 165,835 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.3.5.5 Résistance du potelet au flambement :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

- $N_{b,Rd}$: Résistance au flambement
- $\beta_A = 1$ pour les sections de classe I
- $\gamma_{M_1} = 1,1$
- χ : Coefficient de réduction dépend de $\bar{\lambda}$
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93,9 \varepsilon}$$

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

$$\begin{cases} \frac{h}{b_f} = \frac{300}{150} = 2 > 1,2 \\ t_f = 10,7 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{axe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} (y-y) \\ (z-z) \end{cases} \\ \text{courbe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} a \\ b \end{cases} \end{cases}$$

Plan (y-y) :

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

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{950}{12,5} = 76 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9 \varepsilon} = \frac{76}{93,9} = 0,809$$

Plan (z-z) :

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

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{120}{3,35} = \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9 \varepsilon} = \frac{35,82}{93,9} = 0,38$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,809$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 + \bar{\lambda}^2}}$$

$$\phi = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2)) + \bar{\lambda}^2$$

$$\phi = 0,5(1 + 0,34(0,809 - 0,2)) + 0,809^2$$

$$\phi = 0,93$$

$$\chi = \frac{1}{0,93 + \sqrt{0,93^2 + 0,809^2}}$$

$$\chi = 0,714$$

AN:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,714 \times 1 \times 53,8 \times 10^2 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 820,64 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 16,75 \text{ kN} \ll N_{N,Rd} = 820,64 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.3.5.6 Résistance au voilement par cisaillement :

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

Avec :

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

$$\triangleright d = 248,6 \text{ mm}$$

$$\triangleright t_w = 7,1 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{248,6}{7,1} = 35,01 \\ 69\varepsilon = 69 \sqrt{\frac{235}{235}} = 69 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon$$

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

III.3.5.7 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

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

Avec :

- A_w : Aire de l'âme $A_w = t_w \times d = 190 \times 6,2 = 1178 \text{ mm}^2$
- A_{f_c} : Aire de la semelle comprimée
 $A_{f_c} = b_f \cdot t_f = 120 \times 9,8 = 1176 \text{ mm}^2$
- f_{yt} : Limite d'élasticité de la semelle comprimée ($f_{yt} = 235 \text{ N/mm}^2$)
- K : Coefficient pris égal à 0,3 pour une semelle de classe I

$$\left\{ \begin{array}{l} K \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{f_c}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \sqrt{\frac{1178}{1176}} = 268,31 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{190}{6,2} = 30,64 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq K \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{f_c}}} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.3.5.8 Résistance du potelet au déversement :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

- $\beta_w = 1$ section de classe I
- χ_{lt} est le facteur de réduction pour le déversement.
- $F_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- $\gamma_{M_1} = 1,1$

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

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

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

Avec :

- $C_1 = 1,132$ (Charge uniformément répartie)
- $G = \frac{E}{2(1-\nu)}$ $\Rightarrow \begin{cases} E = 21 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0,3 \end{cases} \Rightarrow G = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 12,9 \text{ cm}^4$)
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 37,4 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$)
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 284 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 1,132 \cdot \frac{3,14^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 284}{754^2} \sqrt{\frac{37,4 \cdot 10^3}{284} + \frac{754^2 \cdot 8,08 \cdot 10^6 \cdot 12,9}{3,14^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 284}}$$

$$M_{cr} = 39522442,9 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 367 \times 235 \times 10^2}{39522442,9}} = 0,46$$

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

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

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

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(0,46 - 0,2) + 0,46^2] = 0,64$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(0,64 + \sqrt{0,64^2 - 0,48^2} \right)} = 0,94$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,94 \times 1 \times 367 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 73,70 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 43,56 \text{ kN.m} \leq M_{b,Rd} = 73,70 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée

III.3.6 Calcul des chéneaux :

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

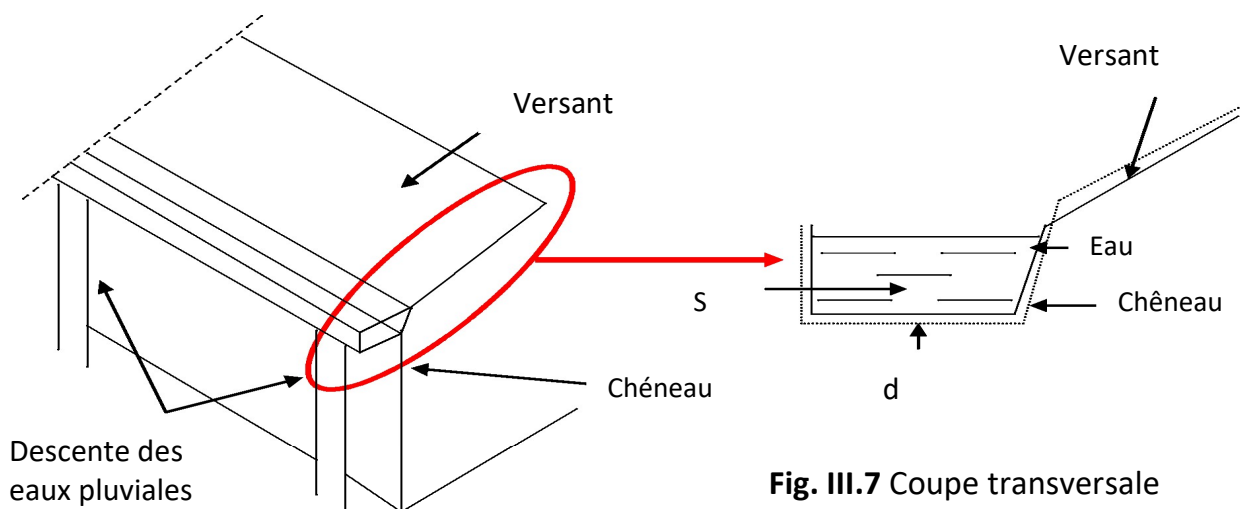
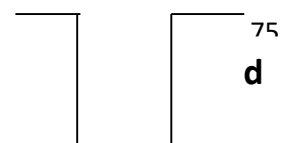


Fig. III.6 chéneau d'eau

Fig. III.7 Coupe transversale

III.3.6.1 Calcul de la section et du diamètre du chéneau :

La section du chéneau sera déterminée comme suit :



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

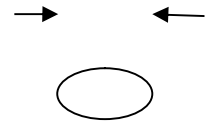


Fig. III.8 Moignon cylindrique

Avec :

- s : section transversale du chéneau en cm^2
- S : surface couverte du chéneau en m^2
- d : périmètre de la section mouillée du chéneau en cm
- p : pente du chéneau.

Le chéneau est de type moignon cylindrique – sans trop plein

$$p = 2 \text{ mm/m (2‰)}$$

$$S = 18 \times 42 = 756 \text{ m}^2$$

On prévoit 4 points de descente d'eau sur le long-pan

$$\frac{S}{4} = 189 \text{ m}^2$$

Suivant les abaques $\begin{cases} s = 240 \text{ cm}^2 \\ d = 24 \text{ cm} \end{cases}$

Annexe B

IV.1 Introduction :

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes. Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposées aux fondations. Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues a leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraine bien entendu des efforts dans la structure.

L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles à solliciter la structure.

Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003-(D.T.R-B.C-2.48), qui met a notre disposition trois méthodes de calcul :

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

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

IV.2 PRINCIPE DE LA METHODE :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrées par l'action sismique, celle ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV.3 SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL :

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

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

IV.4 CRITERES DE CLASSIFICATION PAR LE RPA99 VERSION2003 :

IV.4.1 Classification des zones sismique :

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité élevée.

IV.4.2 Classification de l'ouvrage :

Pour ce cas, d'après la carte et le tableau cité précédemment : la commune de HASSI-AMEUR, Wilaya d'ORAN « **Zone II a** de moyenne sismicité »,

La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrage de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrage de faible importance.

Cet ouvrage représente un bâtiment a usage industrielle, il est considéré comme ouvrage de moyenne importance, groupe 2.

Le site est meuble donc il est classé en catégorie S3.

IV.5 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.

IV.5.1 Modélisation de la structure :

Le logiciel Robot, conçu pour le calcul et la conception des structures d'ingénieries, spécialement dans le domaine du bâtiment et des ouvrages de génie civil.

IV.6 EFFET SISMIQUE SUR LE BATIMENT R+3 :**IV.6.1 Verification de la structure :****IV.6.1.1 Vérification de la période fondamentale de la structure :**

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

La période fondamentale obtenu par le logiciel Robot : $T = 0,41$ s.

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$Temp = C_T \times h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur en mètre de la base de la structure au dernier niveau N.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Dans ce cas : $CT = 0,085$.

$$Temp = 0,085 \times 15,705^{3/4} = 0,67 \text{ s.}$$

$$Donc T = 0,41 \text{ s} < 130\% Temp = 0,87 \text{ s.}$$

Condition est vérifiée

- **Schématisation du spectre de réponse suivant X :**

Paramètre de du spectre Correction de l'amortissement :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 1,00 ;$$

$$A = 0,15 ;$$

$$T1 = 0.15 ;$$

$$T2 = 0,50 ;$$

Annexe C

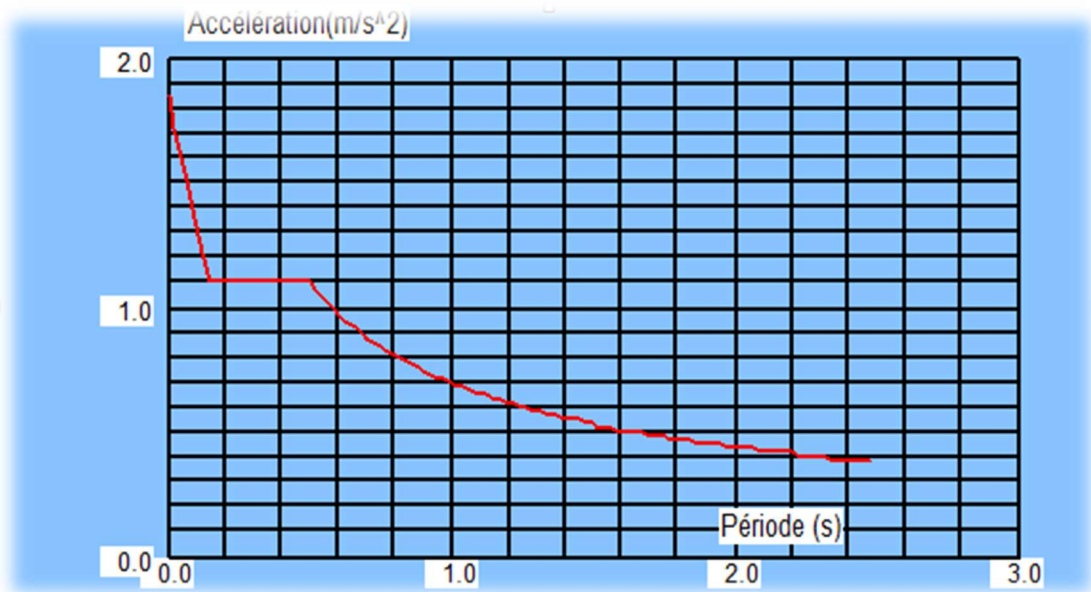


Fig.IV. 1: Spectre de réponse suivant X

- **Schématisation du spectre de réponse suivant Y:**

Paramètre de du spectre Correction de l'amortissement :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 1,00 ;$$

$$A = 0,15 ;$$

$$T1 = 0,15 ;$$

$$T2 = 0,50 ;$$

Annexe C

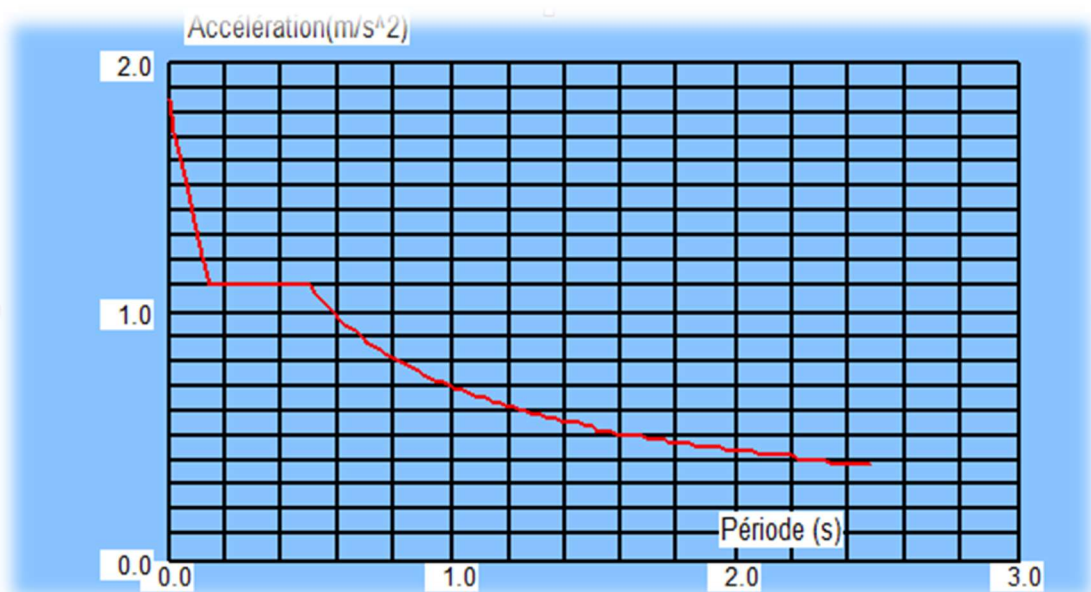


Fig.IV.2: Spectre de réponse suivant Y

IV.6.1.2 Vérification de la force sismique à la base :

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

A : Coefficient d'accélération de la zone : suivant la zone sismique et le groupe d'usage de bâtiment (A = 0,15).

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).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \eta \times \frac{T_2^{2/3}}{3,0} \times \frac{3,0^{5/3}}{T} & T > 3,0s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

η : facteur de correction d'amortissement donne par la formule :

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

Ou ξ (%) est Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif.

(Acier dense) $\rightarrow \xi = 5\% \rightarrow \eta = 1$

$$D = 2,5 \eta \quad 0 \leq T \leq T_2$$

On a un sol meuble de catégorie S3 $T_1 = 0,15$ / $T_2 = 0,50$

$$D = 2,5$$

R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement. **Annexe C**

$$Y - Y \rightarrow R = 4$$

$$X - X \rightarrow R = 5$$

Q = facteur de qualité donné par la formule suivante

Annexe C

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q = 1,2 \quad \text{suivant X.}$$

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q = 1,2 \quad \text{suivant Y.}$$

W = Le poids total de la structure :

Le poids total de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques donne par le robot et de : $W = 1296729,478 \text{ daN}$

X-X

$$V_x = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,2}{5} \times 1154184,701 = 103876,62 \text{ daN}$$

$$0,8 \times V_y = 83101,29 \text{ daN}$$

Y-Y

$$V_y = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,2}{4} \times 1154184,701 = 129845,77 \text{ daN}$$

$$0,8 \times V_y = 103876,62 \text{ daN}$$

	$V_t(\text{daN})$	$V(\text{daN})$	$80\% V (\text{daN})$	$V_t > 80\% V$
V_x	117748,51	103876,62	83101,29	Vérifiée
V_y	116270,24	129845,77	103876,62	Vérifiée

Tab.IV.1 Résultante des forces sismiques à la base

IV.6.1.3 Vérification des déplacements :

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

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

Avec :

- R: Coefficient de comportement
- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques

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

Etages	$\Delta(cm)$	$\delta_{ek}(cm)$	R	$\delta_k(cm)$	$1\% h_k(cm)$	Condition
RDC	1.0	1	5	5	5,37	Vérifiée
1er Etage	1.6	0,6	5	3	3,44	Vérifiée
2eme Etage	2.0	0,4	5	2,0	3,44	Vérifiée
2eme Etage	2.3	0,3	5	1,5	3,44	Vérifiée

Tab.IV.2 Déplacements relatifs dans le sens (x-x)

Etages	$\Delta(cm)$	$\delta_{ek}(cm)$	R	$\delta_k(cm)$	$1\% h_k(cm)$	Condition
RDC	1.3	1.3	4	5,2	5,37	Vérifiée
1er Etage	2.0	0.7	4	2,8	3,44	Vérifiée
2eme Etage	2.6	0.6	4	2,4	3,44	Vérifiée
2eme Etage	3.0	0.4	4	1,6	3,44	Vérifiée

Tab.IV.3 Déplacements relatifs dans le sens (y-y)

IV.7 EFFET SISMIQUE SUR LE HALLE :

IV.7.1 Verification de la structure :

IV.7.1.1 Vérification de la période fondamentale de la structure :

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

La période fondamentale obtenu par le logiciel Robot : T = 0,46 s.

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$\text{Temp} = C_T \times h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur en mètre de la base de la structure au dernier niveau N.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Dans ce cas : $C_T = 0,085$.

$$Temp = 0,085 \times 10,85^{\frac{3}{4}}$$

$$Temp = 0,50 \text{ s.}$$

$$\text{Donc } T = 0,46 \text{ s} < 130\% Temp = 0,66 \text{ s.}$$

Condition vérifiée

- **Schématisation du spectre de réponse suivant X :**

Paramètre de du spectre Correction de l'amortissement :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 1,00 ; A = 0,15 ; T1 = 0.15 ; T2 = 0,50$$

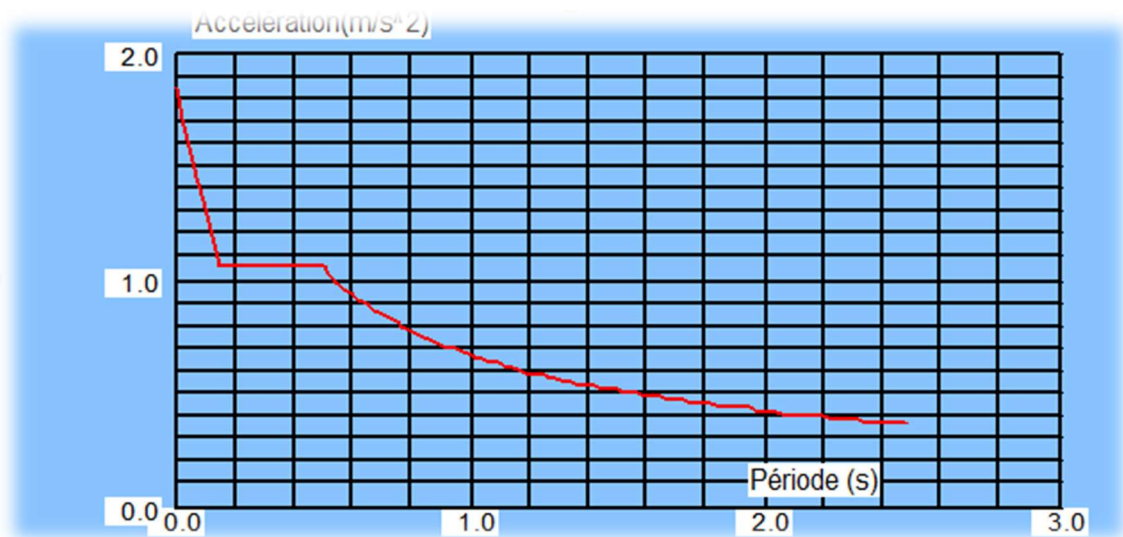


Fig.IV.3: Spectre de réponse suivant X

- **Schématisation du spectre de réponse suivant Y:**

Paramètre de du spectre Correction de l'amortissement :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 1,00 ; A = 0,15 ; T1 = 0.15 ; T2 = 0,50 ;$$

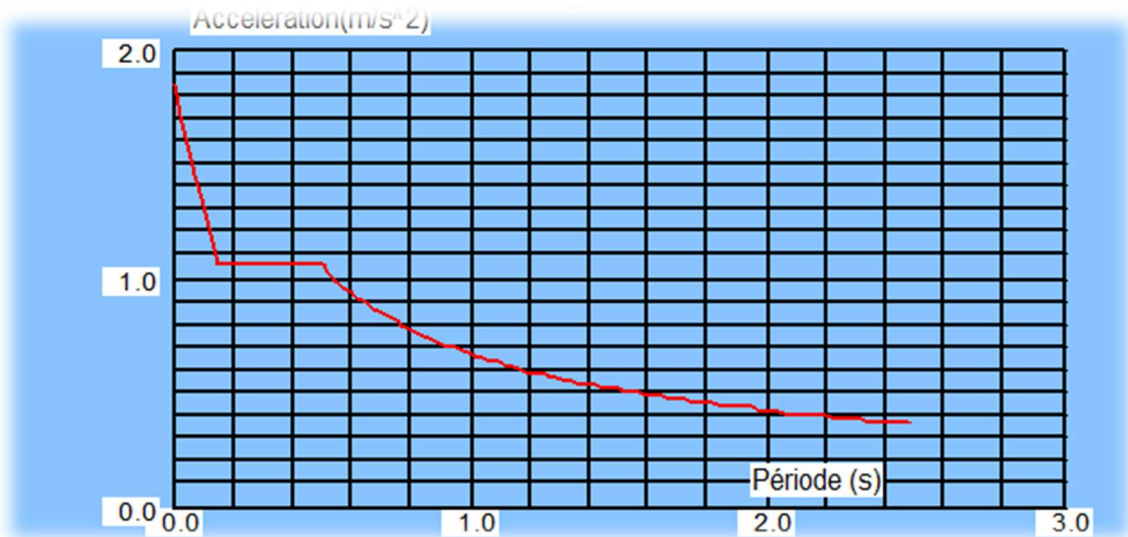


Fig.IV.4: Spectre de réponse suivant Y

IV.7.1.2 Vérification de la force sismique à la base :

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

A : Coefficient d'accélération de la zone : suivant la zone sismique et le groupe d'usage de bâtiment ($A = 0,15$).

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).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \eta \times \frac{T_2^{2/3}}{3,0} \times \frac{3,0^{5/3}}{T} & T > 3,0s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

η : facteur de correction d'amortissement donne par la

formule :

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

Ou ξ (%) est Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif.

$$\text{(Acier dense)} \rightarrow \xi = 5\% \rightarrow \eta = 1$$

$$D = 2,5 \eta \quad 0 \leq T \leq T2$$

On a un sol meuble de catégorie S3 $T1 = 0,15 / T2 = 0,50$

$$D = 2,5$$

R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement. $R = 5$

Q = facteur de qualité donné par la formule suivante

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q = 1,15$$

W = Le poids total de la structure :

Le poids total de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques donne par le robot et de : $W = 114135.903 \text{ daN}$

$$V = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,15}{5} \times 114028.347 = 9834,94 \text{ daN}$$

$$0,8 \times V = 7867,95 \text{ daN}$$

	$V_t(\text{daN})$	$V(\text{daN})$	$80\% V(\text{daN})$	$V_t > 80\% V$
V_x	9318.20	9834,94	7867,95	Vérifiée
V_y	6464.60	9834,94	7867,95	Vérifiée

Tab.IV.4 Résultante des forces sismiques à la base

IV.7.1.3 Vérification des déplacements :

- δ_{ek} : Déplacement dû aux charges du vent.
- h_k : hauteur de l'étage.

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

Etage	$\delta_{ek}(\text{cm})$	$1\% h_k(\text{cm})$	Condition
Toiture	2,2	10,85	Vérifiée

Tab.IV.5 Déplacements relatifs dans le sens (x-x)

Etage	$\delta_{ek}(\text{cm})$	$1\% h_k(\text{cm})$	Condition
Toiture	2,8	10,85	Vérifiée

Tab.IV.6 Déplacements relatifs dans le sens (y-y)

V.1 INTRODUCTION:

Les ossatures simples, contreventées, rigides, en acier offrent souvent la solution structurelle la plus économique pour les bâtiments à étages multiples.

Les éléments principaux de la structure sont l'ossature simple et le contreventement. L'ossature simple est composée de poutres isostatiques et de poteaux soumis aux seules charges verticales, et les éléments secondaires sont les solives et l'escalier.

Ce dernier c'est la partie d'un ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

Tous les éléments de la structure doivent être déterminés et vérifiés de manière à ce qu'ils résistent, tant à l'état limite de service qu'à l'état limite ultime, et aux charges appliquées.

V.2. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX DU BATIMENT R+3 :

V.2.1 Dimensionnement des poutres :

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

V.2.1.1 Justification du Poutre principale de toiture (IPE 330):

V.2.1.1.1 Caractéristiques du poteau (IPE 330):

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf Mm	Tw Mm	D mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl- y cm ³	Wpl- z cm ³	iy cm	Iz Cm
IPE330	49,1	62,6	330	160	11,5	7,5	271,0	11770	788	713	154	13,7	3,55

Tableau V.1 : Caractéristiques du profilé IPE 330.

D'après le Logiciel robot, on prend la valeur la plus importante sous les différentes combinaisons de charges et on a eu les résultats les plus défavorables qu'on a obtenus sous la combinaison accidentelle G+Q+1,2E, et que voici les données du moment et effort tranchant sollicitant:

$$Msd = 146,25kN.m$$

$$Vsd = 96,71 kN$$

V.2.1.1.2 Classe du profilé IPE 330 :**a/ Classe de l'âme**

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

$$\frac{271}{7,5} = 36,13 < 72 \rightarrow \text{l'âme est de classe I}$$

b/ Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{160/2}{11,5} = 6,95 < 10$$

→ la semelle est de classe I

Donc On choisit IPE 330 **Classe I**.

V.2.1.1.3 Vérification de la résistance (moment fléchissant) :

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply}$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{M0}} \times f_y = \frac{713 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 152,32 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 146,25 \text{ kN.m} < M_{ply.Rd} = 152,32 \text{ kN.m}$$

Condition Vérifiée

V.2.1.1.4 Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant) :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

$$\text{Avec } A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f = 3080 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{235 \times 3080}{1.1 \times \sqrt{3}} = 378,8 \text{ kN}$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 189,9 \text{ kN} > V_{sd} = 96,71 \text{ kN}$$

Condition Vérifiée

V.2.1.2 Justification du Poutre principale d'étage courant (IPE 400):**V.2.1.2.1 Caractéristiques du poteau (IPE 400):**

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	Tf Mm	Tw mm	D mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl- y cm ³	Wpl- z cm ³	iy cm	Iz Cm
IPE400	66,3	84,5	400	180	13,5	8,6	331	23130	1318	1307	229	16,6	3,95

Tableau V.2 : Caractéristiques du profilé IPE 400.

D'après le Logiciel robot, on prend la valeur la plus importante sous les différentes combinaisons de charges et on a eu les résultats les plus défavorables qu'on a obtenus sous la combinaison accidentelle G+Q+1,2E, et que voici les données du moment et effort tranchant sollicitant:

$$M_{sd} = 236,17 \text{ KN.m} \quad V_{sd} = 150,92 \text{ kN}$$

V.2.1.2.2 Classe du profilé IPE 400 :**a/ Classe de l'âme fléchie**

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

$$\frac{331}{8,6} = 38,48 < 72 \rightarrow \text{l'âme est de classe I}$$

b/ Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{180/2}{13,5} = 6,66 < 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I}$$

Donc On choisit IPE 400 **Classe I**.

V.2.1.2.3 Vérification de la résistance (moment fléchissant) :

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{ply} \cdot R_d$

On a des poutres encasté-encasté, le moment sera :

$$M_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L^2}{12}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{M0}} \times f_y = \frac{1307 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 279,22 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = 279,22 \text{ KN.m} > M_{sd} = 236,17 \text{ kN.m}$$

Condition Vérifiée

V.2.1.2.4 Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant) :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{M0}} ; \text{ Avec } A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r)t_f = 4273,1 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{235 \times 4273,1}{1.1 \times \sqrt{3}} = 527,05 \text{ kN}$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 263,5 \text{ KN} > V_{sd} = 150,92 \text{ kN}$$

Condition Vérifiée

V.2.1.3 Justification du Poutre secondaire de toiture (IPE 240):

V.2.1.3.1 Caractéristiques du poteau (IPE 240):

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	Tf Mm	Tw mm	D mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl- y cm ³	Wpl- z cm ³	iy cm	Iz Cm
IPE240	30,7	39,1	240	120	9,8	6,2	190,4	3892	284	367	73,9	9,97	2,69

Tableau V.3 : Caractéristiques du profilé IPE 240.

a/ Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel **Robot** sont :

$$M_{sd} = 30,89 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 30,99 \text{ kN}$$

V.2.1.3.2 Classe du profilé IPE 240 :

a/ Classe de l'âme

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

$$\frac{190,4}{6,2} = 30,70 < 72 \rightarrow \text{l'âme est de classe I}$$

b/ Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{120/2}{9,8} = 6,12 < 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I}$$

Donc On choisit IPE 240 **Classe I**.

V.2.1.3.3 Vérification de la résistance (moment fléchissant) :

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply}$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{M0}} \times f_y = \frac{367 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 78,4 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 30,89 \text{ kN.m} < M_{ply.Rd} = 78,4 \text{ kN.m}$$

Condition Vérifiée

V.2.1.3.4 Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant) :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} ;$$

$$\text{Avec } A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r)t_f = 1912,76 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{235 \times 1912,76}{1.1 \times \sqrt{3}} = 235,92 \text{ kN}$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 117,96 \text{ kN} > V_{sd} = 30,99 \text{ kN}$$

Condition Vérifiée

V.2.1.4 Justification du Poutre secondaire d'étage courant (IPE 300):**V.2.1.4.1 Caractéristiques du poteau (IPE 300):**

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m		A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm
IPE300	42,2	53,8	300	150	10,7	7,1	248,6	8356	604	628	125	12,5	3,35

Tableau V.4 : Caractéristiques du profilé IPE 300.

a/ Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel **Robot** sont :

$$M_{sd} = 48,93 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 48,82 \text{ kN}$$

V.2.1.4.2 Classe du profilé IPE 300 :**a/ Classe de l'âme**

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

$$\frac{248,6}{7,1} = 35,01 < 72 \rightarrow \text{l'âme est de classe I}$$

b/ Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{15/2}{10,7} = 7 < 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I}$$

Donc On choisit IPE 300 **Classe I**.

V.2.1.4.3 Vérification de la résistance (moment fléchissant) :

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply}$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{M0}} \times f_y = \frac{628 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 134,16 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 48,93 \text{ kN.m} < M_{ply.Rd} = 134,16 \text{ kN.m}$$

Condition Vérifiée

V.2.1.4.4 Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant) :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} ;$$

$$\text{Avec } A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r)t_f = 2566,97 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{235 \times 2566,97}{1.1 \times \sqrt{3}} = 316,61 \text{ kN}$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 158,3 \text{ kN} > V_{sd} = 48,82 \text{ kN}$$

Condition Vérifiée

V.2.2 Justification du poteau (HEA 400) :**V.2.2.1 Caractéristiques du poteau (HEA 400):**

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	Tf Mm	tw mm	D mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl- y cm ³	Wpl- z cm ³	iy cm	Iz Cm
HEA 400	125	159	390	300	19	11	298	45070	8564	2562	872,9	16,84	7,34

Tableau V.5 : Caractéristiques du profilé HEA 400.

En général, les éléments porteurs verticaux des ossatures de bâtiment sont soumis à la compression, avec éventuellement de la flexion selon le système statique adopté. Ils sont alors appelés poteaux.

Comme les moments sont faibles devant l'effort normal on possède à la vérification à la résistance au flambement.

On doit vérifier que : $Nsd \leq Nb, Rd$

a/ Efforts sollicitant :

Pour la vérification des poteaux, on va prendre les valeurs maximales (le poteau le plus sollicité) sous les différentes combinaisons, à partir du **Robot**.

Dans ce cas, Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel

Robot sont :

$$Msd_y = 51,83 \text{ kN.M} , \quad Msd_z = 26,99 \text{ kN.M} , \quad Nsd = 1396,08 \text{ kN}$$

V.2.2.2 Classe de la section transversale :**a/ Classe de l'âme :**

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

Avec :

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

$$\triangleright d = 298 \text{ mm}$$

$$\triangleright t_w = 11 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{298}{11} = 27,09 \\ 72\varepsilon = 72 \sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Donc l'âme est de classe I}$$

b/ Classe de la semelle :

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

$$\triangleright t_f = 19 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{150}{19} = 7,89 \\ 10\varepsilon = 10 \sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{Donc la semelle est de classe I}$$

Conclusion : la section globale est de **classe I**

V.2.2.3 Condition de résistance :**V.2.2.3.1 Résistance au flambement :**

$$N_{sd} < N_{pl,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{avec} \quad \beta_A = 1$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b_f} = \frac{390}{300} = 1,3 > 1,2 \\ t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \begin{cases} \text{axe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} (y-y) \\ (z-z) \end{cases} \\ \text{courbe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} a \\ b \end{cases} \end{cases}$$

Plan (y-y) :

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

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{0,5 \times 5370}{168,4} = 15,94 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\varepsilon} = \frac{15,94}{93,9} = 0,16$$

Plan (z-z) :

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

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{0,5 \times 5370}{73,4} = 36,15 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9\varepsilon} = \frac{36,15}{93,9} = 0,39$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,39$$

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

Avec :

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

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,34(0,39 - 0,2) + 0,39^2] = 0,6$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(0,6 + \sqrt{0,6^2 - 0,39^2} \right)} = 0,94$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,94 \times 1 \times 15900 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 3216,8 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1396,08 \text{ KN} \ll N_{b,Rd} = 3216,8 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

V.2.2.3.2 Flexion composée :

On doit vérifier que :

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

Avec :

M_{sd} : Moment sollicitant

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

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[\frac{(1-n)}{(1-0,5a)} \right]$$

$$\text{Avec : } n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{1396,08}{3396,8} = 0,41$$

$$a = (A - 2b \cdot tf)/A = 0,28$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{M0}} \times f_y = \frac{2562 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 547,33 \text{ kN.m}$$

$$M_{N,Rd} = 547,33 \times \frac{(1-0,41)}{(1-0,5 \times 0,28)} = 375,49 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 51,83 \text{ KN.m} < M_{N,Rd} = 375,49 \text{ kN.m}$$

Condition vérifié

V.2.3 Justification des contreventements (2 UPN160) :

Les contreventements ont donc la fonction générale de stabilisation de l'ossature d'une structure. On peut distinguer sous terme général trois fonctions principales liées entre elles :

- Transmettre les efforts horizontaux.
- Limiter les déformations,
- Contribuer à augmenter la stabilité de la structure et de ses éléments. On doit vérifier :

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} = \text{Min}(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}, N_{net,Rd})$$

V.2.3.1 Caractéristiques de profilé (UPN160):

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	d mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wply cm ³	Wplz cm ³	iy cm	iz cm
UPN160	18,8	24	160	65	10,5	7,5	115	925	85,3	138	35,2	6,21	1,89

Tab.V.6 caractéristiques du profilé UPN160

a/ Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel Robot sont :

Effort de traction : $Nsd_T = 300,30 \text{ kN}$

Effort de compression : $Nsd_c = 183,81 \text{ kN}$

V.2.3.2 Résistance plastique de calcul de la section brut :

$$N_{plRd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2 \times 24 \times 10^2 \times 235}{1,1} = 1025,45 \text{ kN}$$

V.2.3.3 Résistance plastique de calcul de section nette :

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A_{net} = A - (n \times d \times t)$$

$$A_{net} = 24 \times 10^2 - (2 \times 18 \times 10)$$

$$A_{net} = 2040 \text{ mm}^2$$

$$N_{net,Rd} = \frac{2 \times 2040 \times 235}{1,1}$$

$$N_{net,Rd} = 871,63 \text{ kN}$$

V.2.3.4 Résistance ultime de calcul de la section nette:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0,9 \times 2040 \times 2 \times 360}{1,25}$$

$$N_{u,Rd} = 1057,53 \text{ kN}$$

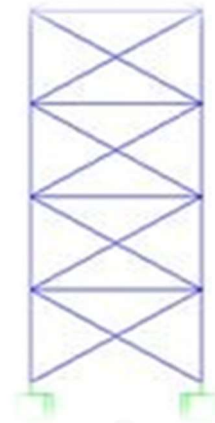


Figure V.1: Contreventement en X.

$$\text{Min}(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}, N_{net,Rd}) = 871,63 \text{ kN}$$

$$N_{sd_T} = 300,30 \text{ kN} < 871,63 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

V.2.3.5 Vérification au flambement :

$$N_{sd} < N_{c,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

N_{sd} : effort sollicitant.

$N_{c,Rd}$: Résistance au flambement.

χ : Coefficient de réduction.

$\beta_A = 1$: pour les sections de classe 1

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

a/ Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement :

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

➤ Flambement par rapport à l'axe (y-y)

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}}$$

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$\bar{\lambda}_y$: élancement réduit suivant l'axe y-y :

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w} \quad \text{Avec : } \beta_w = 1 \text{ (Section de classe 1)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \times 1 = 93,9 \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{f_y}{235}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \\ \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{410}{6,31} = 66,02 \quad \text{Avec : } l_y : l = 4,10 \text{ m.} \end{array} \right.$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{66,02}{93,9} \right] = 0,7 > 0,2$$

Courbe de flambement : c \rightarrow $\alpha = 0,49$ (section en U)

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (0,7 - 0,2) + 0,7^2] = 0,86$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,86 + \sqrt{0,86^2 - 0,7^2}} = 0,73 < 1$$

➤ **Flambement par rapport à l'axe (z-z)**

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$\bar{\lambda}_z$: élancement réduit suivant l'axe z-z :

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w} \quad \text{Avec : } \beta_w = 1 \text{ (Section de classe 1)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \times 1 = 93,9 \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{f_y}{235}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \\ \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{82}{1,89} = 43,38 \quad \text{Avec } l_z : l = 82 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{43,38}{93,9} \right] = 0,46 > 0,2$$

Courbe de flambement : c → α = 0,49 (section en U)

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (0,46 - 0,2) + 0,46^2] = 0,66$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,66 + \sqrt{0,66^2 - 0,46^2}} = 0,88 < 1$$

$$\Rightarrow X_{min} = \text{Min}(0,73; 0,88) = 0,73$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,73 \times 1 \times 2 \times 2400 \times 235}{1,1} = 810,11 \text{ kN}$$

$$N_{sdc} = 183,81 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 810,11 \text{ kN}$$

condition vérifiée.

V.3. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX DE HALLE :

V.3.1 Justification de la traverse (IPE500) :

V.3.1.1 Caractéristiques de la traverse (IPE 500) :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE500	90,7	116	500	200	16	10,2	426	48200	2142	2194	336	20,4	4,31

Tab.V.7 caractéristiques du profilé IPE 500

a/ Efforts sollicitant :

- $M_{sd} = 468,54 \text{ kN.m}$
- $V_{sd} = 122,01 \text{ kN}$
- $N_{sd} = 229,41 \text{ kN}$

V.3.1.2 Classe de la section transversale :**a/ Classe de l'âme :**

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

Avec :

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
- $d = 426 \text{ mm}$
- $t_w = 10,2 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{426}{10,2} = 41,76 \\ 72\varepsilon = 72\sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72 \quad \text{Donc l'âme est de classe I}$$

b/ Classe de la semelle :

- $c = 100 \text{ mm}$
- $t_f = 16 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{100}{16} = 6,25 \\ 10\varepsilon = 10\sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{Donc la semelle est de classe I}$$

Conclusion : la section globale est de **classe I****V.3.1.3 Vérification de la flèche :**La flèche admissible de la traverse est calculée par le logiciel **ROBOT** : $\delta_r = 4,1 \text{ cm}$

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{1800}{200} = 9 \text{ cm}$$

$$\delta_r = 4,1 \text{ cm} \leq \delta_{max} = 9 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

V.3.1.4 Condition de résistance :**V.3.1.4.1 Cisaillement :**

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}}$$

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

$$A_v = 1160 - 2(200 \times 16) + (10,2 + (2 \times 21)) \times 16 = 6035,2 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$V_{pl,Rd} = \frac{6035,2(235 \times 10^{-3} / \sqrt{3})}{1,1} = 744,39 \text{ kN}$$

Alors :

$$V_{sd} = 141,86 \text{ kN} \ll 50\% V_{pl,Rd} = 372,19 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

V.3.1.4.2 Flexion composée :

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

Avec :

$$\text{➤ } M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{2194 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 548,50 \text{ kN.m}$$

$$\text{➤ } N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1160 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 2478,18 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{468,54}{548,50} \right)^1 + \left(\frac{229,41}{2478,18} \right)^2 = 0,87 < 1$$

Condition vérifiée

V.3.1.4.3 Vérification au déversement :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

- $B_w = 1$ section de classe I
- χ_{lt} est le facteur de réduction pour le déversement.
- $F_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- $\gamma_{M_1} = 1,1$

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

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

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

Avec :

- $K = 0,5$ donc $C = 0,712$ (encastrement parfait)
- $G = \frac{E}{2(1-\nu)} \Rightarrow \begin{cases} E = 21 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0,3 \end{cases} \Rightarrow G = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 89,3 \text{ cm}^4$)
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 1249 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$)
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 2142 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 0,712 \cdot \frac{3,14^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 2142}{120^2} \sqrt{\frac{1249 \cdot 10^3}{2142} + \frac{120^2 \cdot 8,08 \cdot 89,3}{3,14^2 \cdot 21 \cdot 2142}}$$

$$M_{cr} = 540058491,5 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 2194 \times 235 \times 10^2}{540058491,5}} = 0,30$$

On calcul :

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

Avec :

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

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

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(0,30 - 0,2) + 0,30^2] = 0,55$$

Donc :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(0,55 + \sqrt{0,55^2 - 0,30^2} \right)} = 0,98$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,98 \times 1 \times 2194 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 3299,4 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 468,54 \text{ kN.m} < M_{b,Rd} = 537,530 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée

V.3.2 Justification du poteau (IPE550) :**V.3.2.1 Caractéristiques du poteau (IPE550) :**

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	D Mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE550	106	134	550	210	17,2	11,1	467,6	67120	2668	2788	401	22,4	4,45

- **Tab.V.8** caractéristiques du profilé IPE550

a/ Efforts sollicitant :

- $M_{sd} = 754,36 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 172,53 \text{ kN}$

V.3.2.2 Classe de la section transversale :**a/ Classe de l'âme :**

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

Avec :

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
- $d = 467,6 \text{ mm}$
- $t_w = 11,1 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{467,6}{11,1} = 42,12 \\ 72\varepsilon = 72 \sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Donc l'âme est de classe I}$$

b/ Classe de la semelle :

- $c = 105 \text{ mm}$
- $t_f = 17,2 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{105}{17,2} = 6,1 \\ 10\varepsilon = 10 \sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{Donc la semelle est de classe I}$$

La section globale est de **classe I**

V.3.2.3 Condition de résistance :**V.3.2.3.1 Flexion composée :**

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

Avec :

$$\text{➤ } M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{2788 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 766,7 \text{ kN.m}$$

$$\text{➤ } N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{13400 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 2862,72 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{754,36}{766,7}\right)^1 + \left(\frac{172,53}{2862,72}\right)^2 = 0,98 < 1$$

Condition vérifiée

V.3.2.3.2 Résistance au flambement :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

- $N_{b,Rd}$: Résistance au flambement
- $\beta_A = 1$ pour les sections de classe I
- $\gamma_{M_1} = 1,1$
- χ : Coefficient de réduction dépend de $\bar{\lambda}$
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93,9\varepsilon}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b_f} = \frac{550}{210} = 2,61 > 1,2 \\ t_f = 17,2 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \begin{cases} \text{axe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} (y-y) \\ (z-z) \end{cases} \\ \text{courbe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} a \\ b \end{cases} \end{cases}$$

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

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{800}{22,4} = 35,71 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\varepsilon} = \frac{35,71}{93,9} = 0,38$$

Plan (z-z) :Axe (z-z) \Rightarrow courbe (b) $\Rightarrow \alpha = 0,34$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{400}{4,45} = 89,88 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9\epsilon} = \frac{89,88}{93,9} = 0,95$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,95$$

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

Avec :

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

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,49(0,95 - 0,2) + 0,95^2] = 1,13$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(1,13 + \sqrt{1,13^2 - 0,95^2}\right)} = 0,57$$

AN :

$$N_{b,Rd} = \frac{0,57 \times 1 \times 13400 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 1643,46 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 172,53 \text{ kN} \ll N_{b,Rd} = 1978,63 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

V.3.3 Justification des contreventements :

V.3.3.1 Caractéristiques de profilé (2UPN 140):

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	d mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wply cm ³	Wplz cm ³	iy cm	iz cm
UPN140	16	20,4	140	60	10	7	98	605	62,7	103	28,3	5,45	1,75

Tab.V.9 caractéristiques du profilé UPN140

a/ Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel **Robot** sont :

$$\text{Effort de traction : } N_{sd_T} = 78,87 \text{ kN}$$

$$\text{Effort de compression : } N_{sd_c} = 97,67 \text{ kN}$$

V.3.3.1 Résistance plastique de calcul de la section brut :

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

$$N_{plRd} = \frac{2 \times 20,4 \times 10^2 \times 235}{1,1}$$

$$N_{plRd} = 871,636 \text{ kN}$$

V.3.3.2 Résistance plastique de calcul de section nette :

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A_{net} = A - (n \times d \times t)$$

$$A_{net} = 20,4 \times 10^2 - (2 \times 18 \times 10)$$

$$A_{net} = 1680 \text{ mm}^2$$

$$N_{net,Rd} = \frac{2 \times 1680 \times 235}{1,1}$$

$$N_{net,Rd} = 717,81 \text{ kN}$$

V.3.3.3 Résistance ultime de calcul de la section nette:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0,9 \times 1680 \times 2 \times 360}{1,25}$$

$$N_{u,Rd} = 870,9 \text{ kN}$$

$$\text{Min}(N_{plRd}, N_{u,Rd}, N_{net,Rd}) = 717,81 \text{ kN}$$

$$78,87 \text{ kN} < 717,81 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

V.3.3.4 Vérification au flambement

$$N_{sd} < N_{c,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

N_{sd} : effort sollicitant.

$N_{c,Rd}$: Résistance au flambement.

χ : Coefficient de réduction.

$\beta_A = 1$: pour les sections de classe 1

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

a/ Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement :

$$X_{min} = \text{Min}(X_y; X_z)$$

➤ **Flambement par rapport à l'axe (y-y)**

$$X_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}}$$

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$\overline{\lambda}_y$: élancement réduit suivant l'axe y-y :

$$\overline{\lambda}_y = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w} \quad \text{Avec : } \beta_w = 1 \text{ (Section de classe 1)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \times 1 = 93,9 \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{f_y}{235}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \\ \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{500}{5,45} = 91,74 \quad \text{Avec : } l_y : l = 5,0 \text{ m.} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \overline{\lambda}_y = \left[\frac{91,74}{93,9} \right] = 0,97 > 0,2$$

Courbe de flambement : c \rightarrow $\alpha = 0,49$ (section en U)

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (0,97 - 0,2) + 0,97^2] = 1,15$$

$$X_y = \frac{1}{1,15 + \sqrt{1,15^2 - 0,97^2}} = 0,56 < 1$$

➤ Flambement par rapport à l'axe (z-z)

$$X_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \overline{\lambda}_z^2}}$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z \times (\overline{\lambda}_z - 0,2) + \overline{\lambda}_z^2]$$

$\overline{\lambda}_z$: élancement réduit suivant l'axe z-z :

$$\overline{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w} \quad \text{Avec : } \beta_w = 1 \text{ (Section de classe 1)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \times 1 = 93,9 \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{f_y}{235}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \\ \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{500}{3,75} = 133,32 \quad \text{Avec } l_z : l = 5,0 \text{ m.} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \overline{\lambda}_z = \left[\frac{133,32}{93,9} \right] = 1,41 > 0,2$$

Courbe de flambement : c \rightarrow $\alpha = 0,49$ (section en U)

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (1,41 - 0,2) + 1,41^2] = 1,79$$

$$X_z = \frac{1}{1,79 + \sqrt{1,79^2 - 1,41^2}} = 0,34 < 1$$

$$\Rightarrow X_{min} = \text{Min}(0,65; 0,34) = 0,34$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,34 \times 1 \times 2 \times 2040 \times 235}{1,1} = 301,3 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 97,67 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 301,3 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

VI.1. INTRODUCTION :

Le plancher collaborant est un procédé de plancher qui relève de la construction mixte car il met en évidence les caractéristiques intéressantes de l'acier et du béton. Car l'acier est un excellent matériau pour travailler en traction et le béton un excellent matériau pour une sollicitation en compression.

L'ossature du plancher est constituée d'une tôle métallique supportant le béton au-dessus, cette dernière est reposée sur des solives, qui reposent à leurs tour sur des poutre principales.

La conception d'un plancher collaborant comprend deux étapes distinctes qui sont la phase de montage et de coulage du béton puis la phase de service. Durant la phase de montage et de coulage du béton, le bac est utilisé comme coffrage autoportant et constitue une plate-forme de travail.

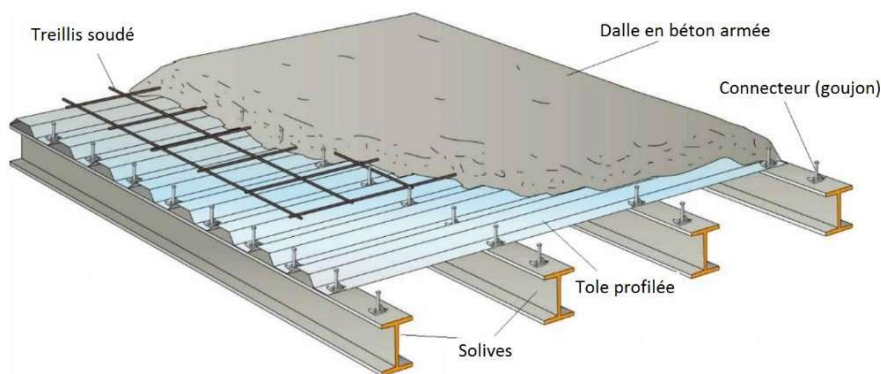


Fig VI.1. Plancher mixte acier-béton.

VI.2. CALCUL PLANCHER MIXTE :

Pour l'étude de la dalle collaborant, on calcule la dalle pour 2 phases

Phase de construction : c'est pour la vérification de la tôle profilée lors du bétonnage.

Phase final : c'est la vérification de la dalle mixte après durcissement du béton.

VI.2.1. Phase de construction :

Le plancher est soumis aux charges permanentes dues au poids propre de la poutre et du béton (avant durcissement) et à la charge d'exploitation des ouvriers.

VI.2.1.1. Caractéristiques de la tôle nervurée :

Pour cette structure on a réalisé notre plancher mixte en utilisant la tôle HI-bond 55.

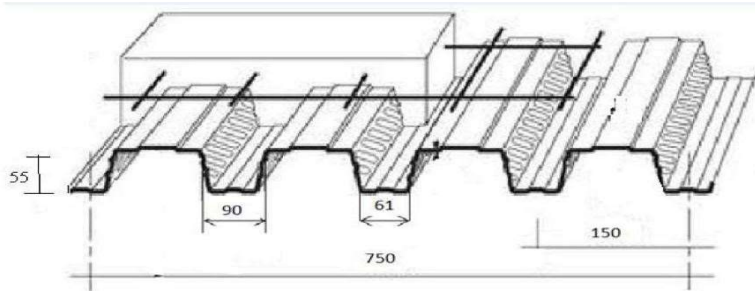


Fig IV.2. Dimensions de la tôle nervurée.

- Poids propre (1mm d'épaisseur) $P = 11 \text{ daN/m}^2$
- Contrainte de rupture $f_u = 400 \text{ MPa}$
- Contrainte élastique $f_y = 160 \text{ MPa}$
- Moment de résistance plastique $M_{pl,Rd} = 316 \text{ daN.m}$
- Moment d'inertie $I_{eff} = 50,3 \text{ cm}^4$

VI.2.1.2. Chargement :

Charges permanentes

$$G_{dalle \text{ beton}} = 2500 \times 1,5 \times 0,12 = 4,50 \text{ kN/ml}$$

$$G_{tole} = 0,11 \text{ kN/ml}$$

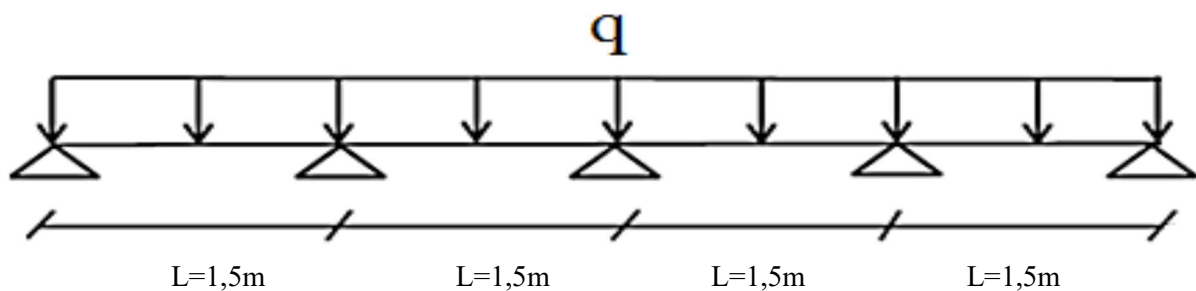
$$G_{Total} = 4,61 \text{ kN/ml}$$

Surcharge d'exploitation (chantier)

$$Q = 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ kN/ml}$$

VI.2.1.3. Vérification à l'état limite ultime :

Le diagramme des moments fléchissant est montré ci-dessous :



On doit vérifier que : $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$Q_{ELU} = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\rightarrow Q_{ELU} = 1.35 \times 4,61 + 1.5 \times 2,25$$

$$\rightarrow Q_{ELU} = 9,59 \text{ kN/ml}$$

$$M_{sd} = 0.857 q l^2 / 8 = 1,54 \text{ kN/ml}$$

$$M_{pl.Rd} = 3,16 \text{ KN.m} > M_{Sd} = 1,54 \text{ kN/ml}$$

Condition vérifiée.

VI.2.1.4. Vérification a l'état limite service :

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f \leq f_{max}$ avec $f_{max} = L/250$

Pour trouver les flèches d'une poutre continue on utilise l'abaque de MAQUART. On prend la flèche maximum de la travée simple considérée comme isostatique, puis on applique les coefficients donnés ci-dessous pour trouver les flèches de la poutre.

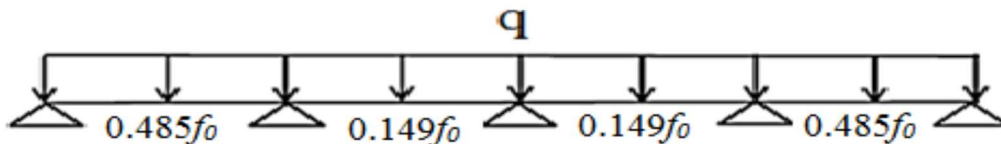


Fig VI.3. Flèches de la tôle profilée.

Avec $f_0 = \frac{5qL^4}{384EI_{eff}}$

$$Q_{ELS} = G + Q = 4,61 + 2,25 = 6,86 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 6,86 \times 1,5 = 10,29 \text{ kN/ml}$$

On prend la flèche la plus défavorable $\rightarrow f = 0.485 f_0$

$$f = 0.485 \times \frac{5 \times 10,29 \times 150^4 \times 10}{384 \times 21 \times 10^6 \times 50.3} = 0,31 \text{ cm} < 0,6 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

VI.2.2. Phase finale :

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.

Dans les bâtiments, la connexion des poutres mixtes est assurée par des goujons soudés sur l'aile supérieure des poutres métalliques du plancher.

VI.2.2.1 Plancher terrasse :

Pour le plancher terrasse l'épaisseur de la dalle est de 8 cm et le profile IPE 200.

VI.2.2.1.1. Vérification de la section mixte :

- **Largeur efficace de la dalle :**

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \text{ avec } b_{ei} = \min \left(\frac{L_0}{8} ; b_i \right)$$

L_0 : La portée de la poutre $L_0 = 6 \text{ m}$

$$b_1 = b_2 = 1,5/2 = 0,5 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min (6/8 ; 0,75) = 0,75 \text{ m}$$

$$\text{donc } b_{eff} = 0,75 \times 2 = 1,5 \text{ m}$$

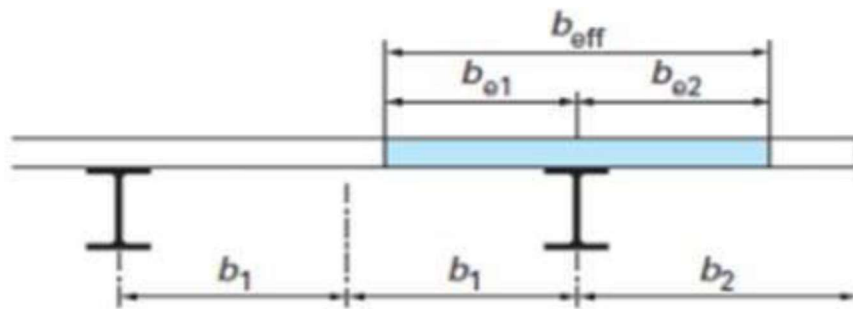


Fig VI.4. Largeur efficace de la dalle.

- **Chargement :**

- **Charges permanentes :**

$$G_{solive} = 0,224 \text{ kN/ml}$$

$$G_{étage} = 2,81 \times 1,5 = 4,215 \text{ kN/ml}$$

$$G_{total} = 4,439 \text{ kN/ml}$$

- **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1,00 \times 1,5 = 1,50 \text{ kN/ml}$$

- **Position de l'axe neutre**

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \left(0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_M}$$

Désignons respectivement par F_c et F_a les résistances plastique des profilés en traction et de la dalle en compression.

Avec :

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

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

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

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\gamma_m = 1,1$$

$$A_a : \text{Section du profilé IPE 200} : A_a = 2850 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$F_c = 1500 \times 80 \times \left(0.85 \times \frac{25}{1,5}\right) = 1700 \text{ kN}$$

$$F_a = 2850 \times \frac{235}{1.1} = 608,8 \text{ kN}$$

$$F_a < F_c$$

Donc l'axe neutre se situe dans la dalle.

La position de l'axe neutre est calculée à partir de la formule suivante :

$$z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$z = \frac{608,8}{1500 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5}} = 28,65 \text{ mm} \leq 80 \text{ mm}$$

- **Vérification au moment fléchissant**

$$M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl.Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

Avec :

h_a : hauteur de profilé IPE200.

h_p : hauteur des nervures.

h_c : épaisseur de la dalle en béton.

Donc :

$$M_{pl.Rd} = 608,8 \left(\frac{0,2}{2} + 0,08 + 0,055 - \frac{0,02865}{2} \right) = 134,3 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_{elu} \times l^2}{8}$$

$$QELU = 1.35 G + 1.5 Q \rightarrow QELU = 1.35 \times 4,43 + 1,5 \times 1,5 \\ \rightarrow QELU = 8,24 \text{ kN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{8,24 \times 6^2}{8} = 37,08 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = 134,3 \text{ kN.m} > M_{sd} = 37,08 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée.

- **Vérification de cisaillement**

$$V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{elu} \times l}{2} = \frac{8,24 \times 6}{2} = 24,72 \text{ KN}$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 0.5 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}} \quad \text{avec} \quad A_v = 1401,6 \text{ mm}^2$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 0.5 \times \frac{1401,6 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1 \times \sqrt{3}} = 86,43 \text{ kN}$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 86,43 \text{ KN} > V_{sd} = 24,72 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

- **Vérification de la condition de flèche**

$$f_{adm} \leq f_{max} \quad \text{avec} \quad f_{max} = L/200 \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{5q_{els}L^4}{384EI_h}$$

$$I_h = I_a + Aa(za - z)^2 + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left(\frac{h_c^2}{12} - \left(z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right)$$

I_a : Moment d'inertie de la poutre ($I_a = I_y$)

n : Coefficient d'équivalence Avec $n = \frac{E_a}{E'_c}$

E_a : Module d'élasticité de l'acier de construction. $E_a = 210000 \text{ MPa}$

E'_c : Module d'équivalence du béton avec

$$E'_c = \frac{E_{cm}}{2} \text{ Pour les bâtiments d'habitation ;}$$

E_{cm} : 30500 Mpa ; Pour un béton de classe C25/30.

$$n = \frac{21000}{30500/2} = 13.77$$

$$I_h = 1943 \times 10^4 + 2850 \times (285 - 28,65)^2 + \frac{1500 \times 80}{13.77} \\ \times \left(\frac{80^2}{12} + \left(28,65 - \frac{80}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_h = 20,7 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$Q_{ELS} = G + Q$$

$$Q_{ELS} = 4,43 + 1,5$$

$$Q_{ELS} = 5,93 \text{ kN/ml}$$

$$f_{adm} = \frac{5 \times 5,93 \times 600^4 \times 10}{384 \times 21 \times 10^6 \times 20,7 \times 10^3} = 0,23 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

VI.2.2.1.2. Etude des connecteurs :

- **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.

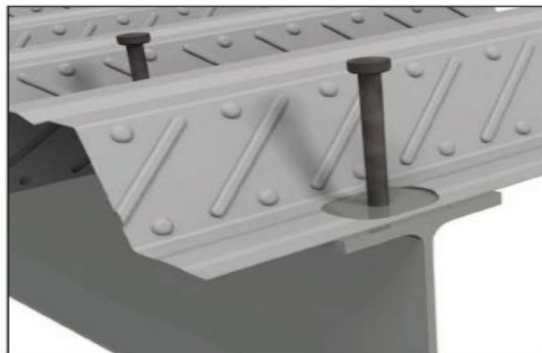


Fig VI.5. Goujons à tête soudée avec le profilé.

Vérification des connecteurs avec les caractéristiques suivants :

$$d = 16 \text{ mm}$$

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

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

$$f_u = 430 \text{ MPa}$$

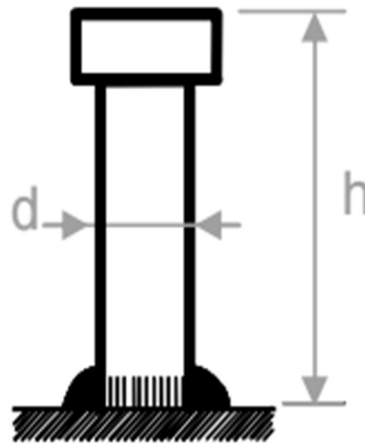


Fig VI.6. Les dimensions d'un connecteur

- **Résistance du connecteur isolé :**

Résistance du goujon en cisaillement :

$$Prd = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times k \times f_u (\pi d^2)}{8} \\ \frac{0.29 \times k \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

γ_v : Le coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1,25.

d : Diamètre du fut du goujon.

f_u : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 430 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.

α : Facteur correctif

$$\alpha = \begin{cases} 0.2 \times \left(\frac{h}{d} + 1 \right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h}{d} \geq 4 \end{cases}$$

$$\frac{h}{d} = 5 > 4 \text{ donc } \alpha = 1$$

k : Facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures, les solives sont perpendiculaire au nervures de la tôle profilé donc il est calculé comme suite:

$$k = \begin{cases} 0.60 \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 & \text{Si les nervures sont // à l'effort de cisaillement} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,ma} & \text{Si les nervures sont } \perp \text{ à l'effort de cisaillement} \end{cases}$$

Les nervures sont \perp à l'effort de cisaillement :

kt, max : Limite supérieur pour le facteur k égal à 0.85

Nr : Nombre de goujons dans une nervure pris égal à 1

b₀ = 75.5 mm

hp = 55 mm

hsc = 80 mm

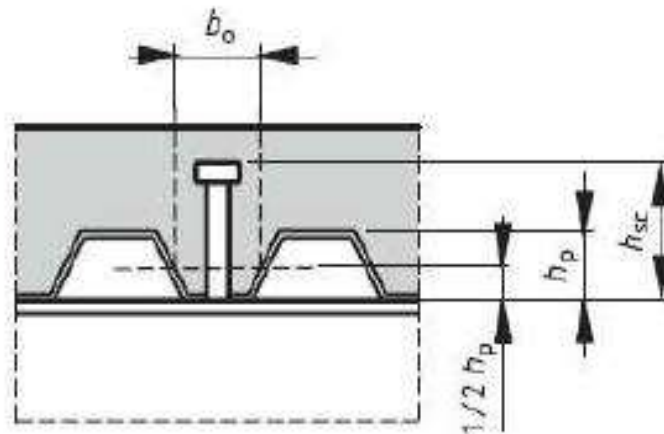


Fig VI.7. Dimension de la tôle profilée et connecteur.

$$k = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{75.5}{55} \left(\frac{80}{55} - 1 \right) = 0.43 \leq 0.85 \text{ donc } k = 0.43$$

$$Prd = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times 0.43 \times 430 (\pi 16^2)}{8} = 23,78 \text{ kN} \\ \frac{0.29 \times 0.43 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 22,30 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$Prd = 22,30 \text{ kN}$

- **Nombre de connecteurs :**

$$n = \frac{V_1}{Prd}$$

Avec

n : Le nombre de connecteurs

VI : Effort de cisaillement longitudinal

$$V1 = \min [F_a ; F_c] = \min [608,8 ; 1700] = 608,8 \text{ kN}$$

Prd : Résistance d'un connecteur isolé

$$n = \frac{608,8}{22,3} = 27,3$$

On prend 27 connecteurs pour chaque solive.

- **Espacement des connecteurs :**

Soit S l'espacement entre les connecteurs calculé comme suit :

$$S = \frac{l}{n-1} = \frac{600}{27-1} = 23,07 \text{ cm}$$

On prend 20 cm comme espacement entre connecteurs



Fig VI.8. Espacement entre connecteurs.

VI.2.2.1.3 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, il est sous forme d'un treillis soudé.

$$\begin{aligned} \rho = A_s / (b \times hc) &\geq 0,4 \% \Rightarrow A_s \geq 0,004 \times b \times hc \\ &= 0,004 \times 1500 \times 80 \\ A_s &\geq 480 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

On choisit $\emptyset 10$, maillage de 100 mm $\Rightarrow A_s = 785 \text{ mm}^2$

VI.2.2.2 plancher étage courant :

Pour le plancher terrasse l'épaisseur de la dalle est de 12 cm et le profile IPE 270.

VI.2.2.2.1. Vérification de la section mixte :

- **Largeur efficace de la dalle**

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \quad \text{avec} \quad b_{ei} = \min \left(\frac{L_0}{8} ; b_i \right)$$

L_0 : La portée de la poutre $L_0 = 6 \text{ m}$

$$b_1 = b_2 = 1,5/2 = 0,5 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min (6/8 ; 0,75) = 0,75 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 0,75 \times 2 = 1,5 \text{ m}$$

- **Chargement**

- **Charges permanentes**

$$G_{solive} = 0,361 \text{ kN/ml}$$

$$G_{étage} = 5,49 \times 1,5 = 8,235 \text{ kN/ml}$$

$$G_{total} = 8,596 \text{ kN/ml}$$

- **Surcharge d'exploitation**

$$Q = 2,50 \times 1,5 = 3,75 \text{ kN/ml}$$

- **Position de l'axe neutre**

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \left(0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right)$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_M}$$

Désignons respectivement par F_c et F_a les résistances plastique des profilés en traction et de la dalle en compression.

Avec :

$$h_c = 120 \text{ mm}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

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

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\gamma_m = 1,1$$

$$A_a : \text{Section du profilé IPE 270} : A_a = 4590 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$F_c = 1500 \times 120 \times \left(0,85 \times \frac{25}{1,5} \right) = 3477,27 \text{ kN}$$

$$F_a = 4590 \times \frac{235}{1,1} = 980,59 \text{ kN}$$

$F_a < F_c$ Donc l'axe neutre se situe dans la dalle.

La position de l'axe neutre est calculée à partir de la formule suivante :

$$z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq hc$$

$$z = \frac{980,59}{1500 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5}} = 46,14 \text{ mm} \leq 120 \text{ mm}$$

- **Vérification au moment fléchissant**

$$M_{Sd} \leq M_{pl.Rd}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl.Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

Avec :

h_a : hauteur de profilé IPE270.

h_p : hauteur des nervures.

h_c : épaisseur de la dalle en béton.

Donc :

$$M_{pl.Rd} = 980,59 \left(\frac{0,27}{2} + 0,12 + 0,055 - \frac{0,04614}{2} \right) = 281,36 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd} = \frac{q_{elu} \times l^2}{8}$$

$$QELU = 1.35 G + 1.5 Q \rightarrow QELU = 1.35 \times 8,59 + 3,75 \times 1,5$$

$$\rightarrow QELU = 17,22 \text{ kN/ml}$$

$$M_{Sd} = \frac{17,22 \times 6^2}{8} = 77,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = 281,36 \text{ kN.m} > M_{Sd} = 77,49 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée.

- **Vérification de cisaillement**

$$V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{elu} \times l}{2} = \frac{17,22 \times 6}{2} = 51,66 \text{ kN}$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 0.5 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}} \quad \text{avec} \quad A_v = 2209,32 \text{ mm}^2$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 0.5 \times \frac{2209,32 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1 \times \sqrt{3}} = 136,25 \text{ kN}$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 136,25 \text{ kN} > V_{sd} = 51,66 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

- **Vérification de la condition de flèche**

$$f_{adm} \leq f_{max} \quad \text{avec} \quad f_{max} = L/200 \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{5q_{els}L^4}{384EI_h}$$

$$I_h = I_a + Aa(z_a - z)^2 + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left(\frac{h_c^2}{12} - \left(z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right)$$

I_a : Moment d'inertie de la poutre ($I_a = I_y$)

n : Coefficient d'équivalence Avec $n = \frac{E_a}{E'_c}$

E_a : Module d'élasticité de l'acier de construction. $E_a = 210000 \text{ MPa}$

E'_c : Module d'équivalence du béton avec

$$E'_c = \frac{E_{cm}}{2} \text{ pour les bâtiments d'habitation ;}$$

E_{cm} : 30500 Mpa Pour un béton de classe C25/30.

$$n = \frac{21000}{30500/2} = 13.77$$

$$I_h = 5790 \times 10^4 + 4590 \times (395 - 46,14)^2 + \frac{1500 \times 120}{13.77} \times \left(\frac{120^2}{12} + \left(46,14 - \frac{120}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_h = 63,47 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$Q_{ELS} = G + Q$$

$$Q_{ELS} = 8,59 + 3,75$$

$$Q_{ELS} = 12,34 \text{ kN/ml}$$

$$f_{adm} = \frac{5 \times 12,34 \times 600^4 \times 10}{384 \times 21 \times 10^6 \times 63,47 \times 10^3} = 0,15 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

VI.2.2.2. Etude des connecteurs :

Vérification des connecteurs avec les caractéristiques suivants :

$$d = 16 \text{ mm}$$

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

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

$$f_u = 430 \text{ MPa}$$

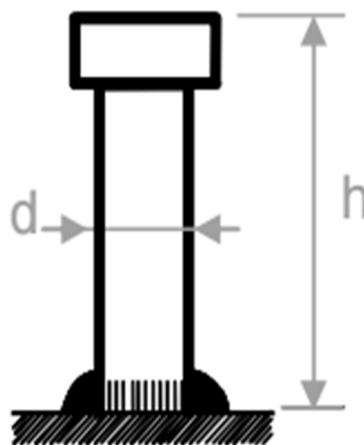


Fig VI.9. Les dimensions d'un connecteur

- **Résistance du connecteur isolé**

Résistance du goujon en cisaillement :

$$Prd = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times k \times f_u (\pi d^2)/4}{\gamma_v} \\ \frac{0.29 \times k \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

γ_v : Le coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1,25.

d : Diamètre du fut du goujon.

f_u : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 430 MPa.

E_{cm} : Valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPa.

Fck : Résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa.

α : Facteur correctif

$$\alpha = \begin{cases} 0.2 \times \left(\frac{h}{d} + 1 \right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h}{d} \geq 4 \end{cases}$$

$$\frac{h}{d} = 5 > 4 \text{ donc } \alpha = 1$$

k : Facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures, les solives sont perpendiculaire au nervures de la tôle profilé donc il est calculé comme suite:

$$k = \begin{cases} 0.60 \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 & \text{si les nervures sont // à l'effort de cisaillement} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,max} & \text{si les nervures sont } \perp \text{ à l'effort de cisaillement} \end{cases}$$

Les nervures sont \perp à l'effort de cisaillement :

kt, max : Limite superieur pour le facteur k égal à 0.85

Nr : Nombre de goujons dans une nervure pris égal à 1

b₀ = 75.5 mm

h_p = 55 mm

h_{sc} = 80 mm

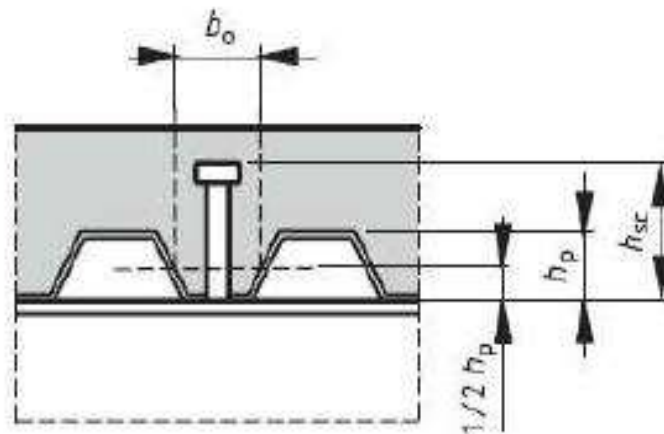


Fig VI.10. Dimension de la tôle profilée et connecteur.

$$k = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{75.5}{55} \left(\frac{80}{55} - 1 \right) = 0.43 \leq 0.85 \text{ donc } k = 0.43$$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times 0.43 \times 430 (\pi \times 16^2)/4}{1.25} = 23,78 \text{ kN} \\ \frac{0.29 \times 0.43 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 22,30 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 22,30 \text{ kN}$$

- **Nombre de connecteurs**

$$n = \frac{V_1}{P_{rd}}$$

Avec

n : Le nombre de connecteurs

V₁ : Effort de cisaillement longitudinal

$$V_1 = \min [F_a ; F_c] = \min [980,59 ; 3477,27] = 980,59 \text{ kN}$$

P_{rd} : Résistance d'un connecteur isolé

$$n = \frac{980,59}{22,3} = 34,97$$

On prend 35 connecteurs pour chaque solive.

- **Espacement des connecteurs**

Soit **S** l'espacement entre les connecteurs calculé comme suit :

$$S = \frac{l}{n-1} = \frac{600}{35-1} = 17,64 \text{ cm}$$

On prend 15 cm comme espacement entre connecteurs



Fig VI.11. Espacement entre connecteurs.

VI.2.2.2.3 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, il est sous forme d'un treillis soudé.

$$\begin{aligned}\rho = A_s / (b \times hc) &\geq 0.4 \% \Rightarrow A_s \geq 0.004 \times b \times hc \\ &= 0.004 \times 1500 \times 120 \\ A_s &\geq 720 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

On choisit $\emptyset 10$, maillage de 100 mm $\Rightarrow A_s = 785 \text{ mm}^2$

VII.1 INTRODUCTION :

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

Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement "CCM97".

VII.2. ETUDE DES ASSEMBLAGES DU BATIMENT R+3 :

VII.2.1 Liaison poteau-poutre (HEA400-IPE400):

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de la poutre, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes perçages qui sont effectués sur l'aile du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assemblés. Le jarret qui figure sous la poutre 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.

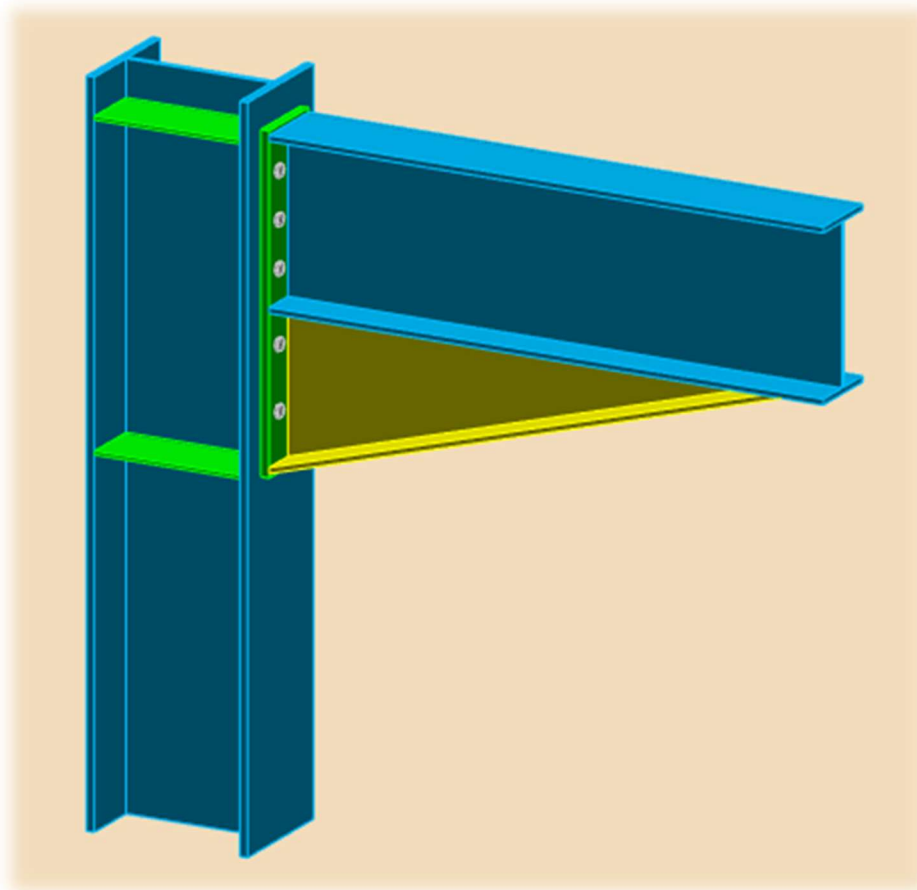


Fig. VII.1 3D d'assemblage poteau - poutre (HEA400-IPE400)

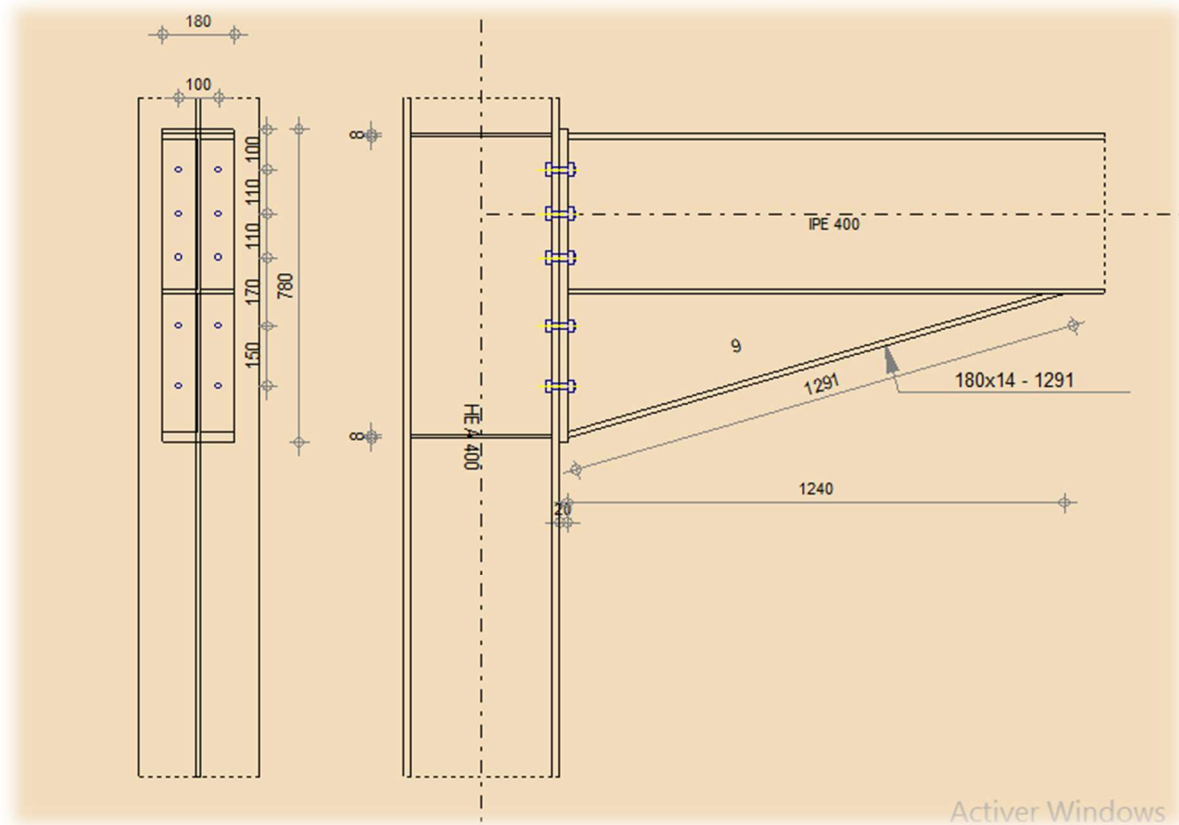


Fig. VII.2 Détail d'assemblage poteau - poutre (HEA400-IPE400)

a/ Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant sur l'assemblage sont donnée par le logiciel Robot:

$M_{b1,Ed} =$	236,17	kN.m	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	150,92	kN	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	0	kN	Effort axial dans la poutre droite
$M_{b2,Ed} =$	216,70	kN.m	Moment fléchissant dans la poutre gauche
$V_{b2,Ed} =$	199,28	kN	Effort tranchant dans la poutre gauche
$N_{b2,Ed} =$	0	kN	Effort axial dans la poutre gauche
$M_{c1,Ed} =$	-1,74	kN.m	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	-2,32	kN	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-510,36	kN	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} =$	-8,69	kN.m	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} =$	-5,01	kN	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} =$	-179,06	kN	Effort axial dans le poteau supérieur

Disposition constructive

L'assemblage est réalisé par 10 boulons HR de classe 10.9 de diamètre 16 mm ainsi que les dimensions de la platine d'about sont 780 mm x 180 mm ; épaisseur platine = 20mm

L'épaisseur la plus mince pour la détermination des pinces est :

$$t = \min(t_f; t_{\text{platine}}) = 19 \text{ mm}$$

Avec :

- t_f : l'épaisseur de la semelle,
- t_{platine} : l'épaisseur de la platine,

- **Distance entre axes des boulons** (tableau 6.5.1-CCM97)

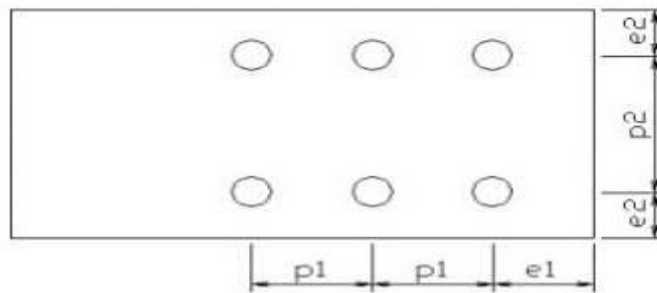


Figure VII.3 Désignation des entraxes et des pinces.

$$1.2 d_0 = 20,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 12t = 228 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 100 \text{ mm}$$

$$1.5 d_0 = 25,5 \text{ mm} \leq e_2 \leq 12t = 228 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 50 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 = 37,4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 14t = 266 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 150 \text{ mm}$$

$$3d_0 = 51 \text{ mm} \leq p_2 \leq 14t = 266 \text{ mm} \Rightarrow p_2 = 100 \text{ mm}$$

VII.2.1.1 Soudure de la platine :

- **Cordon de soudure :**

Épaisseur de la platine : $e_p = 20 \text{ mm}$

$$a_{\min} \leq a \leq a_{\max}$$

Avec :

- $t_{max} = t_{platine} = 20 \text{ mm}$ donc $a_{min} = 5 \text{ mm}$
- $t_{min} = 19 \text{ mm}$
- $a_{max} = 0,7 \times t_{min} = 13,3 \text{ mm}$

Donc on prend $a = 8 \text{ mm}$

VII.2.1.2 Vérification de la soudure de la semelle a la traction:

$$N_{sd} \leq F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

Avec : $\beta_w = 0,8$; $\gamma_{mw} = 1,25$

La longueur totale des cordons de soudure des semelles :

$$\sum l = 2b + 4(b - t_w) = 1045,6 \text{ mm}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{8 \times 1045,6 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 2129,3 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{236,17}{0,780} = 302,78 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 302,78 \text{ KN} < F_{w,Rd} = 2129,3 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.2.1.3 Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement :

$$N_{sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

Avec : $\beta_w = 0,8$; $\gamma_{mw} = 1,25$

La longueur totale des cordons de soudure de l'âme :

$$\sum l = 4h_i = 1492 \text{ mm}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{8 \times 1492 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 2480,8 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 199,28 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 199,28 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 2480,8 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.2.1.4 Détermination des efforts dans les boulons :

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

Calcul de la hauteur de la partie comprimée

$$x = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 19 \sqrt{\frac{300}{11}} = 99,22 \text{ mm}$$

L'axe neutre se trouve au-dessous de la dernière rangée de boulons ce qu'il fait que tous les boulons travaillent à la traction.

$$d_1 = 640 \text{ mm}$$

$$d_2 = 490 \text{ mm}$$

$$d_3 = 320 \text{ mm}$$

$$d_4 = 210 \text{ mm}$$

$$d_5 = 100 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 0,8 \text{ m}^2$$

L'effort de traction dans les deux boulons supérieurs :

$$N_1 = \frac{236,17 \times 0,64}{0,8} = 188,9 \text{ kN}$$

VII.2.1.5 Détermination de diamètre requise des boulons :

L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons :

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

Formule 6.5-CCM97

$$N_1 = n \times F_p \quad \rightarrow \quad A_s \geq \frac{N_{sd}}{0,7 \times f_{ub} \times n} = \frac{188,9}{0,7 \times 1000 \times 2} = 134,9 \text{ mm}^2$$

Donc on adopte des boulons **M16HR de classe 10.9** $A_s = 157 \text{ mm}^2$ **Annexe E**

VII.2.1.6 Vérification à la résistance de l'assemblage :

Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 157 = 109,9 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{2 \times 109,9 \times 0,8}{0,64} = 274,75 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 274,75 \text{ kN} > M_{sd} = 236,17 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.2.1.7 Vérification des boulons à l'interaction cisaillement-traction :

La résistance au glissement par boulons doit satisfaire la condition suivante

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{K_s \times m \times \mu}{\gamma_{m2}} (F_{p,cd} - 0,8 N_{sd}) \quad \text{FORMULE 6. 7 - CCM97}$$

Avec :

$K_s = 1.0$: Trous normaux

$m = 1.0$: Plans de glissement

$\mu = 0.3$: Classe de surface D

$$F_{v,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3}{1,25} \left(109,9 - 0,8 \frac{188,9}{2} \right) = 23,54 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{199,28}{10} = 19,92 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 23,54 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.2.1.8 Vérification au poinçonnement de la semelle du poteau :

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{m2}} \quad \text{FORMULE 6. 2 - CCM97}$$

$t_p = t_f = 19 \text{ mm}$ Épaisseur de la pièce poinçonnée

$d_m = 28,28 \text{ mm}$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 28,28 \times 19 \times 360}{1,25} = 291,54 \text{ kN}$$

$$F_{t,sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{188,9}{2} = 94,45 \text{ kN} < 291,54 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.2.1.9 Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{K_s \times \alpha_b \times d \times t \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

TABLEAU 6. 5. 3 – CCM97

Avec : $K_s = 2.5$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \left(\frac{p_1}{3d_0} - 0,25\right); \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 1$$

$t = 39 \text{ mm}$ Épaisseur platine + semelle poteau

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 16 \times 39 \times 360}{1,25} = 449,28 \text{ kN} > F_{v,sd} = \frac{199,8}{10} = 19,98 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.2.1.10 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

$$F_v \leq F_{t,Rd} = t_{wc} \times b_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$F_{t,Rd}$: Résistance de lame du poteau a la traction,

t_{wc} : Épaisseur de lame du poteau,

b_{eff} : Entraxe des boulons. ($P_1=110\text{mm}$),

$$F_{t,Rd} = 11 \times 110 \frac{235}{1,1} = 258,50 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - e_1} = \frac{236,17}{0,780 - 0,10} = 347,30 \text{ kN} > F_{t,Rd} = 258,5 \text{ kN}$$

Condition non vérifiée

Donc on prévoit un raidisseur d'épaisseur 10 mm

VII.2.1.11 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd} = \frac{K_c \times b_{eff} \times \rho \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{1 + 1,3(b_{eff}/h)^2}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

Avec :

t_{fb} : Épaisseur semelle poutre,

t_{fc} : Épaisseur semelle poteau,

t_p : Épaisseur platine,

r_c : Rayon de raccordement âme-semelle du poteau,

a_p : Épaisseur de la gorge de la soudure,

$$b_{eff} = 13,5 + 2 \times 8 \times \sqrt{2} + 5(19 + 27) + 2 \times 20 = 306,12 \text{ mm}$$

Élancement réduit de la partie efficace de l'âme:

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}} = 0,932 \sqrt{\frac{30,61 \times 29,8 \times 23,5}{2,1 \times 10^4 \times 1,1^2}} = 0,85$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,2}{\bar{\lambda}_p^2} = 0,9$$

K_c :interaction avec la contrainte de compression dans l'âme du poteau . par simplification $K_c = 1.0$

$$F_{c,Rd} = \frac{1 \times 30,61 \times 0,9 \times 1,1 \times 23,5}{1,1 \sqrt{1 + 1,3(30,61/39)^2}} = 482,43 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd} \times \sum d_i}{\sum d_i^2} = \frac{236,17 \times 1,76}{0,8} = 519,57 \text{ kN}$$

$N_{sd} > F_{c,Rd}$ Condition non vérifiée

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible. Il faut donc prévoir un raidisseur d'épaisseur 10 mm.

VII.2.1.12 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :

$$F_v \leq V_{Rd} = 0,58 \times f_y \times h \frac{t_w}{\gamma_{m0}} = 0,58 \times 23,5 \times 39 \frac{1,1}{1,1} = 531,57 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{236,17}{0,78 - 0,013} = 310,75 \text{ kN} > V_{Rd} = 531,57 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.2.2 Assemblage poutre principale-solive :

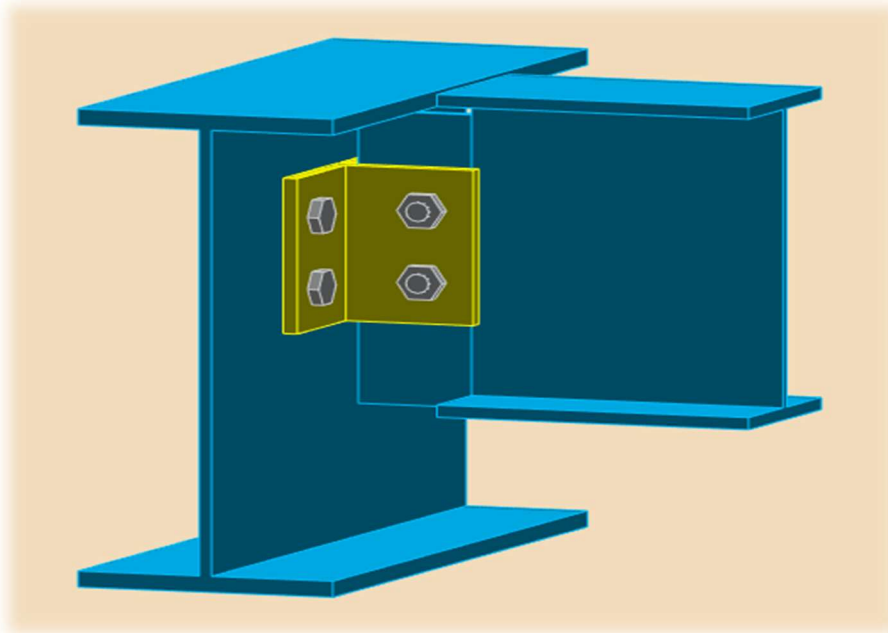


Fig. VII.4 3D d'assemblage poutre-solive (IPE400-IPE270)

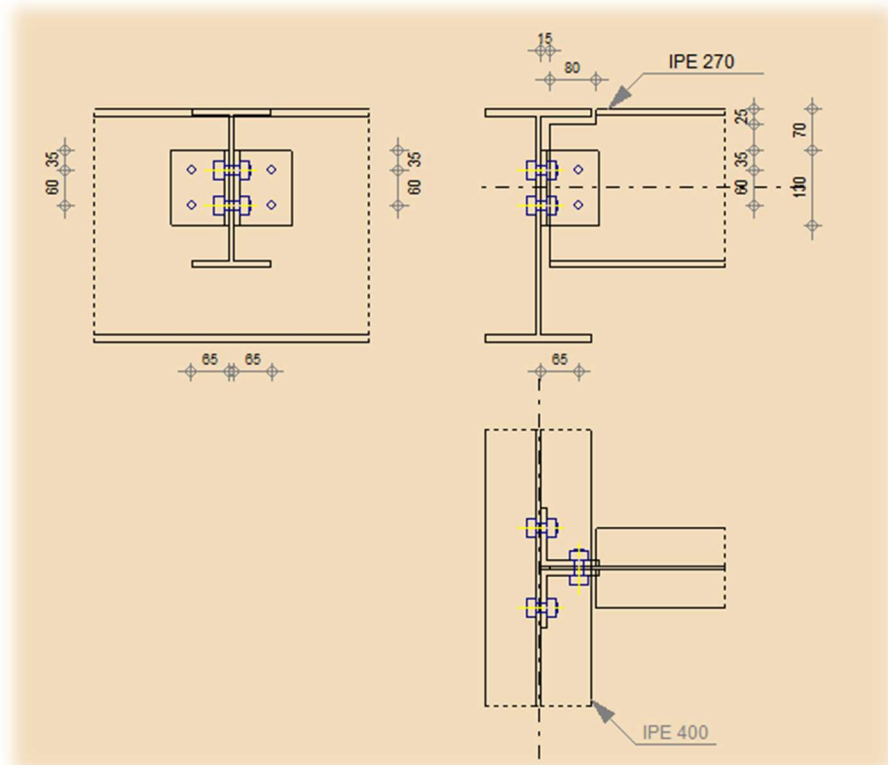


Fig. VII.5 Détail d'assemblage poutre-solive (IPE400-IPE270)

a/ Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant sur l'assemblage sont donnée par le logiciel Robot:

$N_{b,Ed} =$	0	kN	Effort axial
$V_{b,Ed} =$	47,05	kN	Effort tranchant
$M_{b,Ed} =$	0	kN.m	Moment fléchissant

- L'assemblage est réalisé avec des boulons M16 ordinaire de Classe 6.8
- On choisi une double Cornière de $L100 \times 10$

Disposition Constructive des pinces : **tableau 6.5.1-CCM97**

$$3d_0 = 51 < P_2 < 14t = 92,40 \quad \Rightarrow P_2 = 60 \text{ mm}$$

$$1.2d_0 = 20,4 < e_2 < 12t = 79,2 \quad \Rightarrow e_2 = 35 \text{ mm}$$

$$1.2d_0 = 20,4 < e_1 < 12t = 79,2 \quad \Rightarrow e_1 = 65 \text{ mm}$$

VII.2.2.1 Détermination de diamètre requise des boulons :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$A_s \geq \frac{F_{v,Rd}/2 \times \gamma_{mb}}{0,7 \times f_{ub}} = \frac{47,05/2 \times 1,25}{0,5 \times 600} = 98,02 \text{ mm}^2$$

Donc on adopte des boulons **M16 HR de classe 6.8** $A_s = 157 \text{ mm}^2$

VII.2.2.2 Vérification au cisaillement des boulons :

$$F_{R,sd} < F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times A_s \times f_{ub} \times 2}{\gamma_{mb}} = \frac{0,5 \times 157 \times 600 \times 2}{1,1} = 75,36 \text{ kN}$$

- **Cisaillement par effort tranchant :**

$$F_{v,Rd} = \frac{V_{sd}}{2} = \frac{47,05}{2} = 23,52 \text{ kN}$$

- **Cisaillement par moment :**

$$F_{h,Rd} = \frac{V_{sd} \times e}{p_1} = \frac{47,05 \times 65}{60} = 50,97 \text{ kN}$$

- **Cisaillement total :**

$$F_{R,sd} = \sqrt{F_{v,sd}^2 + F_{h,sd}^2} = \sqrt{23,52^2 + 50,97^2} = 56,13 \text{ kN}$$

$$F_{R,sd} = 56,13 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 75,36 \text{ kN}$$

VII.2.2.3 Vérification de la Pression diamétral :**tableau6.5.3-CCM97**

$$F_{b,Rd} = \frac{K_s \times \alpha_b \times d \times t \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{2,5 \times 1 \times 16 \times 6,6 \times 360}{1,25} = 76,03 kN$$

$$V'_{sd} = \frac{V_{sd}}{2} = \frac{47,05}{2} = 23,52 kN$$

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd}$$

Condition vérifiée

VII.2.2.4 Vérifier le cisaillement du bloc :

La rupture par cisaillement du bloc résulte d'une rupture de traction le long de la ligne des trous de fixation délimitant le bloc en zone tendu accompagnée d'un écoulement plastique le long de la rangée des trous délimitant ce bloc en zone cisailée . Elle se traduit par l'enlèvement de la zone hachurée.

- **Détermination de la résistance efficace $V_{eff,Rd}$ au cisaillement du bloc**

$$V_{eff,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \times \frac{A_{v,eff}}{\gamma_{M0}}$$

$A_{v,eff}$: l'aire efficace de cisaillement.

$$A_{v,eff} = t \times L_{v,eff}$$

$$L_{v,eff} = L_v + L_1 + L_2$$

$$L_1 = a_1 = 80 \text{ mm}$$

$$L_2 = (a_2 - K \times d_{0,t}) \times \left(\frac{f_y}{f_u}\right) = (65 - 0,5 \times 17) \times \left(\frac{235}{360}\right) = 36,88$$

$K = 0,5$ pour une seule rangée de boulons

$$L_v = 60 \text{ mm} ; a_2 = 65 \text{ mm}$$

$$L_{v,eff} = 60 + 36,88 + 80 = 176,88 \text{ mm}$$

$$A_{v,eff} = 6,6 \times 176,88 = 1167,4 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \times \frac{A_{v,eff}}{\gamma_{M0}} = \frac{235}{\sqrt{3}} \times \frac{1167,4}{1,1} = 144 \text{ kN} > 47,05 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

Il n'y a pas risque de cisaillement du bloc

a/ Efforts sollicitant :

L'effort sollicitant sur l'assemblage sont donnée par le logiciel Robot:

$$N_{sd} = 250,61 \text{ kN}$$

VII.2.3.1 Détermination de diamètre requise des boulons :

L'effort de cisaillement repris par un boulon est: **Tableau 6.5.3-CCM97**

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{3} = \frac{250,61}{3} = 83,53 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times A_s \times f_{ub} \times m}{\gamma_{m2}}$$

$m = 2$: Nombre des plans de cisaillement

$$A_s \geq \frac{F_{v,sd} \times \gamma_{m2}}{0,6 \times f_{ub} \times m} = \frac{83,53 \times 1,25}{0,6 \times 800 \times 2} = 108,76 \text{ mm}^2$$

$m = 2$: Nombre des plans de cisaillement

Donc on adopte des boulons **M16 HR de classe 8.8** $A_s = 157 \text{ mm}^2$

Disposition constructive

L'assemblage est réalisé par 3 boulons de classe 8.8 de diamètre $\phi 16 \text{ mm}$

Les dimensions des goussets

Gousset central : 660 mm x 660 mm ; t = 10 mm

Gousset de rive : 450 mm x 450 mm ; t = 10 mm

Distance entre axe des boulons**tableau 6.5.1-CCM97**

$$1.2d_0 = 20,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 12t = 120 \text{ mm} \quad \Rightarrow e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 = 25,5 \text{ mm} \leq e_2 \leq 12t = 120 \text{ mm} \quad \Rightarrow e_2 = 80 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 = 37,4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 14t = 140 \text{ mm} \quad \Rightarrow p_1 = 60 \text{ mm}$$

VII.2.3.2 Soudure du gousset :

- **Cordon de soudure :**

Epaisseur de la platine : $e_p = 10 \text{ mm}$

$$a_{min} \leq a \leq a_{max}$$

Avec :

- $t_{max} = t_{platine} = 10 \text{ mm}$ donc $a_{min} = 3 \text{ mm}$
- $t_{min} = 7,5 \text{ mm}$
- $a_{max} = 0,7 \times t_{min} = 5,25 \text{ mm}$

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

VII.2.3.3 Vérification de la soudure gousset-semelle du poteau à la traction :

$$N_{max} \leq F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{(3 - \sin^2 \alpha)} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

La longueur totale des cordons de soudure: $\sum l = 750 \text{ mm}$

$$\sin \alpha = \sin 40,9^\circ = 0,65$$

$$F_{w,Rd} = \frac{5 \times 750 \times 360}{\sqrt{(3 - 0,65^2)} \times 0,8 \times 1,25} = 840,8 \text{ kN} > N_{sd} = 250,61 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.2.3.4 Vérification au cisaillement des boulons :

TABLEAU 6. 5. 3 – CCM97

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \times \beta_{LF} \times A_s \times f_{ub} \times m}{\gamma_{m2}}$$

Avec :

$\beta_{LF} = 1.0$: Assemblages courants

$\alpha_v = 0.6$

$m = 2$: Nbr des plans de cisaillement

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 1 \times 157 \times 800 \times 2}{1,25} = 120,57 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{3} = 83,53 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 120,57 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.2.3.5 Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{K_s \times \alpha_b \times d \times t \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

Avec :

$$K_s = 2,5$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \left(\frac{p_1}{3d_0} - 0,25\right); \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0,78$$

$t = 25 \text{ mm}$: Somme des épaisseurs

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,78 \times 16 \times 25 \times 360}{1,25} = 224,6 \text{ kN} > \frac{N_{sd}}{3} = 83,53 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.2.3.6 Vérification à la résistance du bloc :

On considère que le chargement est centre sur la cassure

$$N_{max} \leq V_{eff,Rd} = \frac{A_{nt} \times f_y}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y \times A_{nv}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M2}}$$

Avec :

A_{nt} : Section nette tendue.

$$A_{nt} = \left(\frac{l}{2} - \frac{d_0}{2}\right) t = (20 - 8,5)10 = 115 \text{ mm}^2$$

A_{nv} : Section nette cisailée.

$$A_{nv} = (e_1 + 2p_1 - 2,5d_0)t = (40 + 120 - 42,5)10 = 1175 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff,Rd} = \frac{115 \times 235}{1,25} + \frac{235 \times 1175}{\sqrt{3} \times 1,25} = 149,15 \text{ kN} > \frac{N_{sd}}{2} = 125,3 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

Il n'y a pas un risque de rupture par cisaillement

VII.3. ETUDE DES ASSEMBLAGES DU HALLE :

VII.3.1 Liaison poteau-traverse (IPE500-IPE550):

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 perçages qui sont effectués sur l'aile du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assemblés. Le jarret qui figure sous la traverse 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.

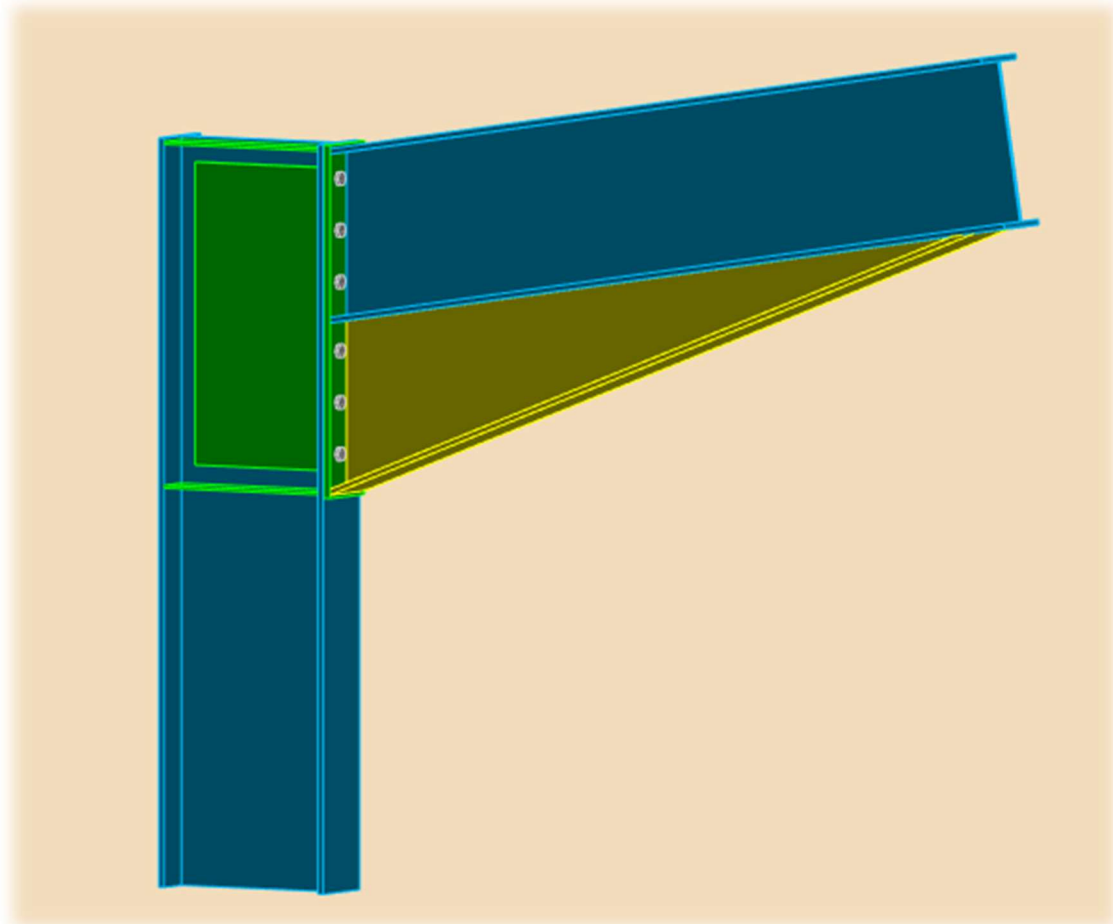


Fig. VII.8 3D d'assemblage poteau - traverse (IPE500-IPE500)

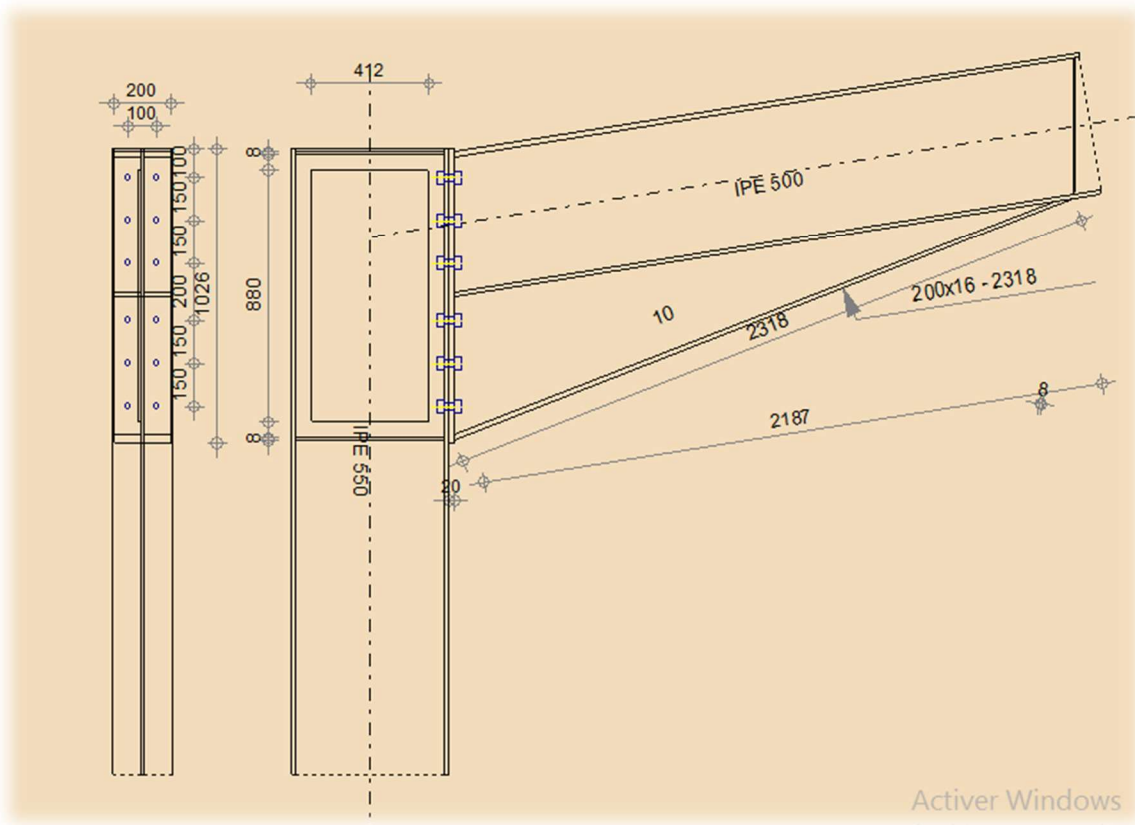


Fig. VII.9 Détail d'assemblage poteau - traverse (IPE550-IPE500)

a/ Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant sur l'assemblage sont donnée par le logiciel Robot:

$M_{b1,Ed} =$	-754,36	kN.m	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	-174,58	kN	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	195,52	kN	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	-754,36	kN.m	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	188,40	kN	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	172,53	kN	Effort axial dans le poteau inférieur

Disposition constructive

L'assemblage est réalisé par 12 boulons HR de classe 10.9 de diamètre $\phi 22$ mm ainsi que les dimensions de la platine d'about sont 1026mm x 200mm ; épaisseur platine = 20mm

L'épaisseur la plus mince pour la détermination les pinces est :

$$t = \min(t_f; t_{platine}) = 17,2 \text{ mm}$$

Avec :

- t_f : l'épaisseur de la semelle,
- $t_{platine}$: l'épaisseur de la platine,
- **Distance entre axes des boulons** (tableau 6.5.1-CCM97)

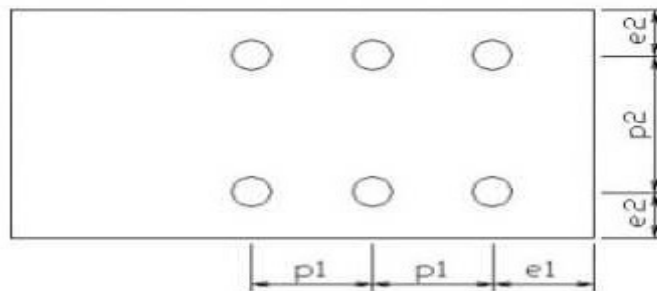


Figure VII.10 Désignation des entraxes et des pinces.

$$1.2d_0 = 28,8 \text{ mm} \leq e_1 \leq 12t = 206,4 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 100 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 = 36 \text{ mm} \leq e_2 \leq 12t = 206,4 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 50 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 = 52,8 \text{ mm} \leq p_1 \leq 14t = 240,8 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 150 \text{ mm}$$

$$3d_0 = 48 \text{ mm} \leq p_2 \leq 14t = 240,8 \text{ mm} \Rightarrow p_2 = 100 \text{ mm}$$

VII.3.1.1 Soudure de la platine :

- **Cordon de soudure :**

Epaisseur de la platine : $e_p = 20 \text{ mm}$

$$a_{min} \leq a \leq a_{max}$$

Avec :

- $t_{max} = t_{platine} = 20 \text{ mm}$ donc $a_{min} = 5 \text{ mm}$
- $t_{min} = 16 \text{ mm}$
- $a_{max} = 0,7 \times t_{min} = 11,2 \text{ mm}$

Donc on prend $a = 8 \text{ mm}$

VII.3.1.2 Vérification de la soudure de la semelle a la traction:

$$N_{sd} \leq F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

Avec : $\beta_w = 0,8$; $\gamma_{mw} = 1,25$

La longueur totale des cordons de soudure des semelles :

$$\sum l = 2b + 4(b - t_w) = 1159,2 \text{ mm}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{8 \times 1272 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 2360,67 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{754,36}{1,026} = 735,24 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 735,24 \text{ kN} < F_{w,Rd} = 2360,67 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.3.1.3 Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement :

$$N_{sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

Avec : $\beta_w = 0,8$; $\gamma_{mw} = 1,25$

La longueur totale des cordons de soudure de l'âme :

$$\sum l = 4h_i = 2062,4 \text{ mm}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{8 \times 2062,4 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 3429,29 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 188,40 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 188,40 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 3429,29 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.3.1.4 Disposition constructives :

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents ; le choix du diamètre se fera en déterminant leurs résistances tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

VII.3.1.5 Détermination des efforts dans les boulons :

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

Calcul de la hauteur de la partie comprimée

$$x = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 17,2 \sqrt{\frac{210}{11,1}} = 74,81 \text{ mm}$$

L'axe neutre se trouve au-dessous de la dernière rangée de boulons ce qu'il fait que tous les boulons travaillent à la traction.

$$d_1 = 900 \text{ mm}$$

$$d_2 = 750 \text{ mm}$$

$$d_3 = 600 \text{ mm}$$

$$d_4 = 400 \text{ mm}$$

$$d_5 = 250 \text{ mm}$$

$$d_6 = 100 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 1,965 \text{ m}^2$$

L'effort de traction dans les deux boulons supérieurs :

$$N_1 = \frac{754,36 \times 0,9}{1,965} = 345,5 \text{ kN}$$

VII.3.1.6 Détermination de diamètre requise des boulons :

L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons :

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s \quad \text{Formule 6.5-CCM97}$$

$$N_1 = n \times F_p \quad \rightarrow \quad A_s \geq \frac{N_{sd}}{0,7 \times f_{ub} \times n} = \frac{345,5}{0,7 \times 1000 \times 2} = 246,78 \text{ mm}^2$$

Donc on adopte des boulons **M22 HR de classe 10.9** $A_s = 303 \text{ mm}^2$

VII.3.1.7 Vérification à la résistance de l'assemblage

Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 303 = 212,1 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{2 \times 212,1 \times 1,965}{0,9} = 926,17 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 926,17 \text{ kN} > M_{sd} = 754,36 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.3.1.8 Vérification des boulons à l'interaction cisaillement-traction :

La résistance au glissement par boulons doit satisfaire la condition suivante

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{K_s \times m \times \mu}{\gamma_{m2}} (F_{p,cd} - 0,8N_{sd}) \quad \text{FORMULE 6. 7 - CCM97}$$

Avec :

$K_s = 1.0$: Trous normaux

$m = 1.0$: Plans de glissement

$\mu = 0.3$: Classe de surface D

$$F_{v,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3}{1,25} \left(212,1 - 0,8 \frac{345,5}{2} \right) = 17,73 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{174,58}{12} = 14,54 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 17,73 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.3.1.9 Vérification au poinçonnement de la semelle du poteau :

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{m2}} \quad \text{FORMULE 6. 2 - CCM97}$$

$t_p = t_f = 17,2 \text{ mm}$ Épaisseur de la pièce poinçonnée

$d_m = 37,78 \text{ mm}$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 37,78 \times 17,2 \times 360}{1,25} = 352,58 \text{ kN}$$

$$F_{t,sd} = \frac{N_1}{1} = \frac{345,5}{2} = 172,7 \text{ kN} < 352,58 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.3.1.10 Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{K_s \times \alpha_b \times d \times t \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

TABLEAU 6. 5. 3 – CCM97

Avec : $K_s = 2,5$

$$\alpha_b = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \left(\frac{p_1}{3d_0} - 0,25 \right); \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 1$$

$t = 37,2 \text{ mm}$ Épaisseur platine + semelle poteau

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 22 \times 37,2 \times 360}{1,25} = 589,2 \text{ kN} > F_{v,sd} = \frac{174,58}{12} = 14,54 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.3.1.11 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

$$F_v \leq F_{t,Rd} = t_{wc} \times b_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$F_{t,Rd}$: Résistance de lame du poteau a la traction,

t_{wc} : Épaisseur de lame du poteau,

b_{eff} : Entraxe des boulons. ($P_1=100\text{mm}$),

$$F_{t,Rd} = 11,1 \times 100 \frac{235}{1,1} = 237,1 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - e_1} = \frac{754,36}{1,026 - 0,10} = 814,64 \text{ kN} > F_{t,Rd} = 237,1 \text{ kN}$$

Condition non vérifiée

Donc on prévoit un raidisseur d'épaisseur 10 mm

VII.3.1.12 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd} = \frac{K_c \times b_{eff} \times \rho \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{1 + 1,3(b_{eff}/h)^2}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

Avec :

t_{fb} : Épaisseur semelle poutre,

t_{fc} : Épaisseur semelle poteau,

t_p : Épaisseur platine,

r_c : Rayon de raccordement âme-semelle du poteau,

a_p : Épaisseur de la gorge de la soudure,

$$b_{eff} = 16 + 2 \times 8 \times \sqrt{2} + 5(17,2 + 24) + 2 \times 20 = 284,6 \text{ mm}$$

Élancement réduit de la partie efficace de l'âme:

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}} = 0,932 \sqrt{\frac{28,4 \times 46,7 \times 23,5}{2,1 \times 10^4 \times 1,11^2}} = 1,02$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,2}{\bar{\lambda}_p^2} = 0,78$$

K_c : interaction avec la contrainte de compression dans l'âme du poteau . par simplification $K_c = 1.0$

$$F_{c,Rd} = \frac{1 \times 28,46 \times 0,78 \times 1,11 \times 23,5}{1,1 \sqrt{1 + 1,3(28,46/55)^2}} = 456,25 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd} \times \sum d_i}{\sum d_i^2} = \frac{754,36 \times 3,0}{1,965} = 1151,6 \text{ kN}$$

$N_{sd} > F_{c,Rd}$ Condition non vérifiée

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible. Il faut donc prévoir

un raidisseur d'épaisseur 10 mm.

VII.3.1.13 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée :

$$F_v \leq V_{Rd} = 0,58 \times f_y \times h \frac{t_w}{\gamma_{m0}} = 0,58 \times 23.5 \times 55 \frac{1,11}{1,1} = 756,4 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{754,36}{1,026 - 0,017} = 747,63 \text{ kN} > V_{Rd} = 756,4 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.3.2 Liaison traverse-traverse (IPE500-IPE500):

L'assemblage traverse – traverse est réalisé à l'aide de deux platines boulonnées entre elles et soudées avec les deux traverses.

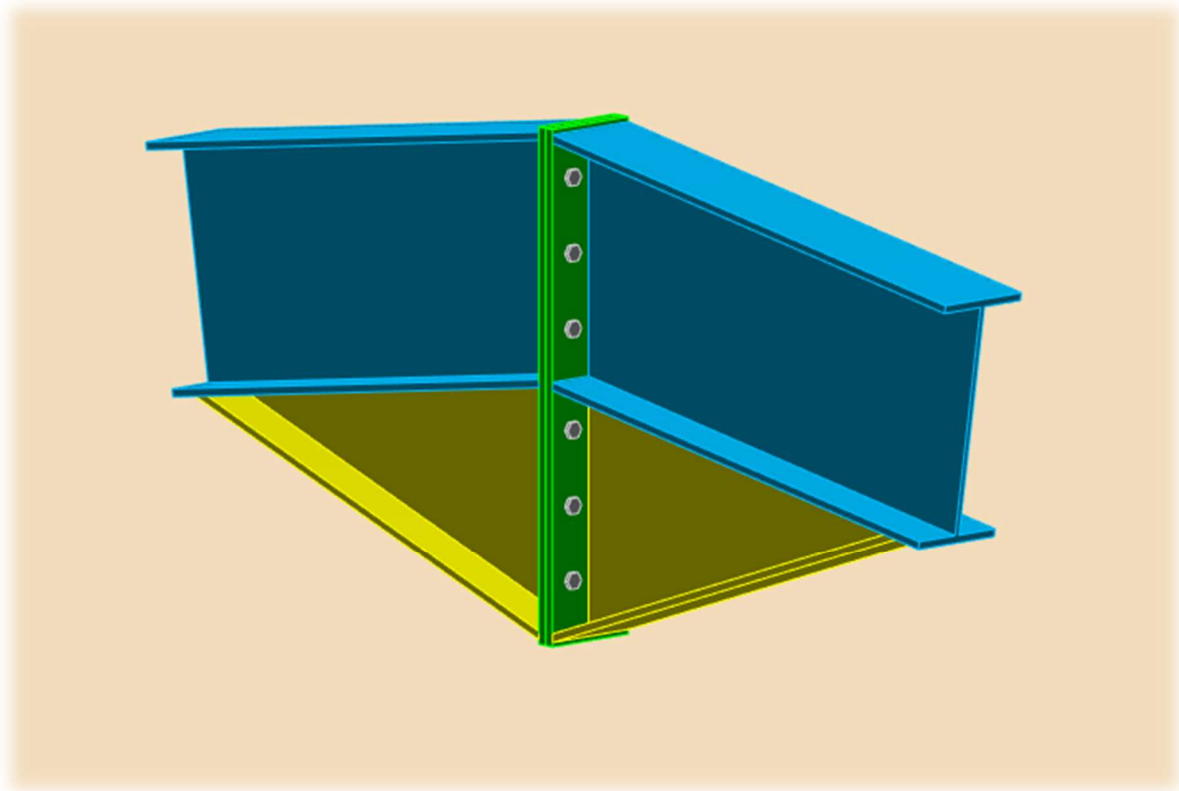


Fig. VII.11 3D d'assemblage poteau - traverse (IPE500-IPE500)

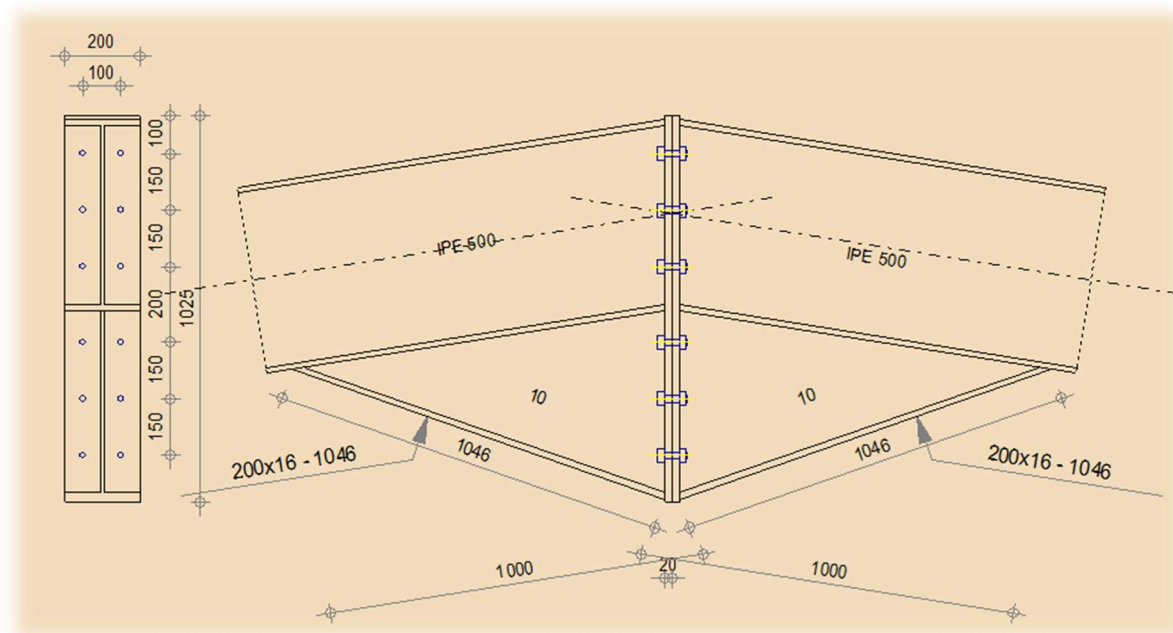


Fig. VII.12 Détail d’assemblage poteau - traverse (IPE500-IPE500)

a/ Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant sur l’assemblage sont donnée par le logiciel Robot:

$M_{b1,Ed} =$	338,81	kN.m	Moment fléchissant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-69,31	kN	Effort axial dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	12	kN	Effort tranchant dans la poutre droite

Disposition constructive

L’assemblage est réalisé par 12 boulons HR de classe 8.8 de diamètre $\varnothing 18$ mm ainsi que les dimensions de la platine d’about sont 1026mm x 200mm ; épaisseur platine = 20mm

L’épaisseur la plus mince pour la détermination les pinces est :

$$t = \min(t_f; t_{platine}) = 16 \text{ mm}$$

Avec :

- t_f est l’épaisseur de la semelle,
- $t_{platine}$ est l’épaisseur de la platine,

- **Distance entre axes des boulons** (tableau 6.5.1-CCM97)

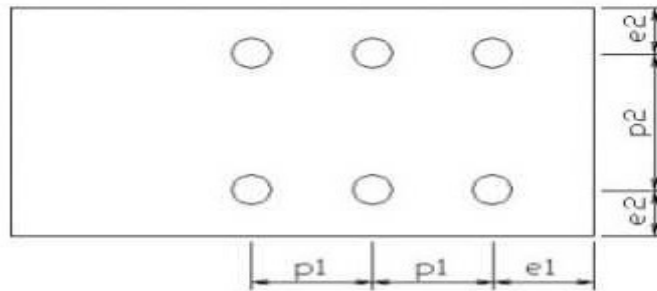


Figure VII.13 Désignation des entraxes et des pinces.

$$1.2d_0 = 24 \text{ mm} \leq e_1 \leq 12t = 192 \text{ mm} \quad \Rightarrow e_1 = 100 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 = 30 \text{ mm} \leq e_2 \leq 12t = 192 \text{ mm} \quad \Rightarrow e_2 = 50 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 = 44 \text{ mm} \leq p_1 \leq 14t = 224 \text{ mm} \quad \Rightarrow p_1 = 150 \text{ mm}$$

$$3d_0 = 60 \text{ mm} \leq p_2 \leq 14t = 224 \text{ mm} \quad \Rightarrow p_2 = 100 \text{ mm}$$

VII.3.2.1 Soudure de la platine :

- **Cordon de soudure :**

Epaisseur de la platine : $e_p = 20 \text{ mm}$

$$a_{min} \leq a \leq a_{max}$$

Avec :

- $t_{max} = t_{platine} = 20 \text{ mm}$ donc $a_{min} = 5 \text{ mm}$
- $t_{min} = 16 \text{ mm}$
- $a_{max} = 0,7 \times t_{min} = 11,2 \text{ mm}$

Donc on prend $a = 8 \text{ mm}$

VII.3.2.2 Vérification de la soudure de la semelle a la traction:

$$N_{sd} \leq F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

Avec : $\beta_w = 0,8$; $\gamma_{mw} = 1,25$

La longueur totale des cordons de soudure des semelles :

$$\sum l = 2b + 4(b - t_w) = 1159,2 \text{ mm}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{8 \times 1159,2 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 2360,67 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{338,81}{1,026} = 330,22 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 330,22 \text{ kN} < F_{w,Rd} = 2360,67 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.3.2.3 Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement :

$$N_{sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

Avec : $\beta_w = 0,8$; $\gamma_{mw} = 1,25$

La longueur totale des cordons de soudure de l'âme :

$$\sum l = 4h_i = 2062,4 \text{ mm}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{8 \times 2062,4 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 3429,29 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 12 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 12 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 3429,29 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.3.2.4 Disposition constructives :

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents ; le choix du diamètre se fera en déterminant leurs résistances tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

VII.3.2.5 Détermination des efforts dans les boulons :

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

Calcul de la hauteur de la partie comprimée

$$x = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 16 \sqrt{\frac{200}{10,2}} = 70,8 \text{ mm}$$

L'axe neutre se trouve au-dessous de la dernière rangée de boulons ce qu'il fait que tous les boulons travaillent à la traction.

$$d_1 = 900 \text{ mm}$$

$$d_2 = 750 \text{ mm}$$

$$d_3 = 600 \text{ mm}$$

$$d_4 = 400 \text{ mm}$$

$$d_5 = 250 \text{ mm}$$

$$d_6 = 100 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 1,965 \text{ m}^2$$

L'effort de traction dans les deux boulons supérieurs :

$$N_1 = \frac{338,81 \times 0,9}{1,965} = 155,1 \text{ kN}$$

VII.3.2.6 Détermination de diamètre requise des boulons

L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons :

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s \quad \text{Formule 6.5-CCM97}$$

$$N_1 = n \times F_p \quad \rightarrow \quad A_s \geq \frac{N_{sd}}{0,7 \times f_{ub} \times n} = \frac{69,31}{0,7 \times 800 \times 2} = 61,88 \text{ mm}^2$$

Donc on adopte des boulons **M18 HR de classe 8.8**

VII.3.2.7 Vérification à la résistance de l'assemblage

Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 800 \times 192 = 107,5 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{2 \times 107,5 \times 1,965}{0,9} = 469,5 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 469,5 \text{ kN} > M_{sd} = 338,81 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.3.2.8 Vérification des boulons à l'interaction cisaillement-traction :

La résistance au glissement par boulons doit satisfaire la condition suivante

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{K_s \times m \times \mu}{\gamma_{m2}} (F_{p,cd} - 0,8N_{sd}) \quad \text{FORMULE 6. 7 - CCM97}$$

Avec :

$K_s = 1.0$: Trous normaux

$m = 1.0$: Plans de glissement

$\mu = 0.3$: Classe de surface D

$$F_{v,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3}{1,25} \left(107,5 - 0,8 \frac{69,31}{2} \right) = 19,14 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{12}{12} = 1 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 19,14 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.3.2.9 Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{K_s \times \alpha_b \times d \times t \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

TABLEAU 6. 5. 3 - CCM97

Avec : $K_s = 2.5$

$$\alpha_b = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \left(\frac{p_1}{3d_0} - 0,25 \right); \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 1$$

$t = 40 \text{ mm}$ (2 × Épaisseur platine)

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 18 \times 40 \times 360}{1,25} = 518,4 \text{ kN} > F_{v,sd} = \frac{12}{12} = 1 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

a/ Efforts sollicitant :

L'effort sollicitant sur l'assemblage sont donnée par le logiciel Robot:

$$N_{sd} = 103,31 \text{ kN}$$

VII.3.3.1 Détermination de diamètre requise des boulons :

L'effort de cisaillement repris par un boulon est: **Tableau 6.5.3-CCM97**

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{3} = \frac{103,31}{3} = 34,43 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times A_s \times f_{ub} \times m}{\gamma_{m2}}$$

$m = 2$: Nombre des plans de cisaillement

$$A_s \geq \frac{F_{v,sd} \times \gamma_{m2}}{0,6 \times f_{ub} \times m} = \frac{34,43 \times 1,25}{0,6 \times 800 \times 2} = 89,66 \text{ mm}^2$$

$m = 2$: Nombre des plans de cisaillement

Donc on adopte des boulons **M16 HR de classe 4.8** $A_s = 157 \text{ mm}^2$

Disposition constructive

L'assemblage est réalisé par 3 boulons de classe 8.8 de diamètre $\phi 16 \text{ mm}$

Les dimensions des goussets

Gousset central : 660 mm x 660 mm ; t = 10 mm

Gousset de rive : 450 mm x 450 mm ; t = 10 mm

Distance entre axe des boulons**tableau 6.5.1-CCM97**

$$1.2d_0 = 20,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 12t = 120 \text{ mm} \quad \Rightarrow e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 = 25,5 \text{ mm} \leq e_2 \leq 12t = 120 \text{ mm} \quad \Rightarrow e_2 = 80 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 = 37,4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 14t = 140 \text{ mm} \quad \Rightarrow p_1 = 60 \text{ mm}$$

VII.3.3.2 Soudure du gousset :

- **Cordon de soudure :**

Epaisseur de la platine : $e_p = 10 \text{ mm}$

$$a_{min} \leq a \leq a_{max}$$

Avec :

- $t_{max} = t_{platine} = 10 \text{ mm}$ donc $a_{min} = 3 \text{ mm}$
- $t_{min} = 7,5 \text{ mm}$
- $a_{max} = 0,7 \times t_{min} = 5,25 \text{ mm}$

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

VII.3.3.3 Vérification de la soudure gousset-semelle du poteau à la traction

$$N_{max} \leq F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{(3 - \sin^2 \alpha)} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

La longueur totale des cordons de soudure: $\sum l = 750 \text{ mm}$

$$\sin \alpha = \sin 53,1^\circ = 0,79$$

$$F_{w,Rd} = \frac{5 \times 750 \times 360}{\sqrt{(3 - 0,79^2)} \times 0,8 \times 1,25} = 875,82 \text{ kN} > N_{sd} = 103,31 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.3.3.4 Vérification au cisaillement des boulons :

TABLEAU 6. 5. 3 - CCM97

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \times \beta_{LF} \times A_s \times f_{ub} \times m}{\gamma_{m2}}$$

Avec :

$\beta_{LF} = 1.0$: Assemblages courants

$\alpha_v = 0.6$

$m = 2$: Nbr des plans de cisaillement

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 1 \times 157 \times 400 \times 2}{1,25} = 60,28 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{3} = 34,43 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 60,28 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.3.3.5 Vérification à la pression diamétrale

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{K_s \times \alpha_b \times d \times t \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

Avec :

$$K_s = 2,5$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \left(\frac{p_1}{3d_0} - 0,25\right); \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0,78$$

$t = 25 \text{ mm}$: Somme des épaisseurs

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,78 \times 16 \times 25 \times 360}{1,25} = 224,6 \text{ kN} > \frac{N_{sd}}{3} = 34,43 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.3.3.6 Vérification à la résistance du bloc :

On considère que le chargement est centre sur la cassure

$$N_{max} \leq V_{eff,Rd} = \frac{A_{nt} \times f_y}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y \times A_{nv}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M2}}$$

Avec :

A_{nt} : Section nette tendue.

$$A_{nt} = \left(\frac{l}{2} - \frac{d_0}{2}\right) t = (20 - 8,5)10 = 115 \text{ mm}^2$$

A_{nv} : Section nette cisailée.

$$A_{nv} = (e_1 + 2p_1 - 2,5d_0)t = (40 + 120 - 42,5)10 = 1175 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff,Rd} = \frac{115 \times 235}{1,25} + \frac{235 \times 1175}{\sqrt{3} \times 1,25} = 149,15 \text{ kN} > \frac{N_{sd}}{2} = 51,65 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

Il n y à pas un risque de rupture par cisaillement

VIII.1 INTRODUCTION :

Les portiques de notre structure possèdent des pieds de poteaux encastrés, ce type de liaison est nécessaire dans le cas d'un pont roulant.

Pour ce qui concerne la norme Algérienne 'CCM97' il évoque dans son paragraphe 6.9.3 que les principes de calcul des pieds de poteau articulés. Ce règlement nous oriente vers d'autres règles à condition qu'elles soient en accord avec les mêmes principes, qui conduisent au moins au même niveau de sécurité.

Pour cela nous allons utiliser l'Eurocode 3 partie 1-8 calcul des assemblages

Dans ce cas, le poteau est sollicité en pied par un effort axial et un moment de flexion. Ce qui est équivalent à un effort vertical excentré.

VIII.2. ETUDE DE FONDATION DU BATIMENT R+3 :

VIII.2.1 Pieds de poteaux :

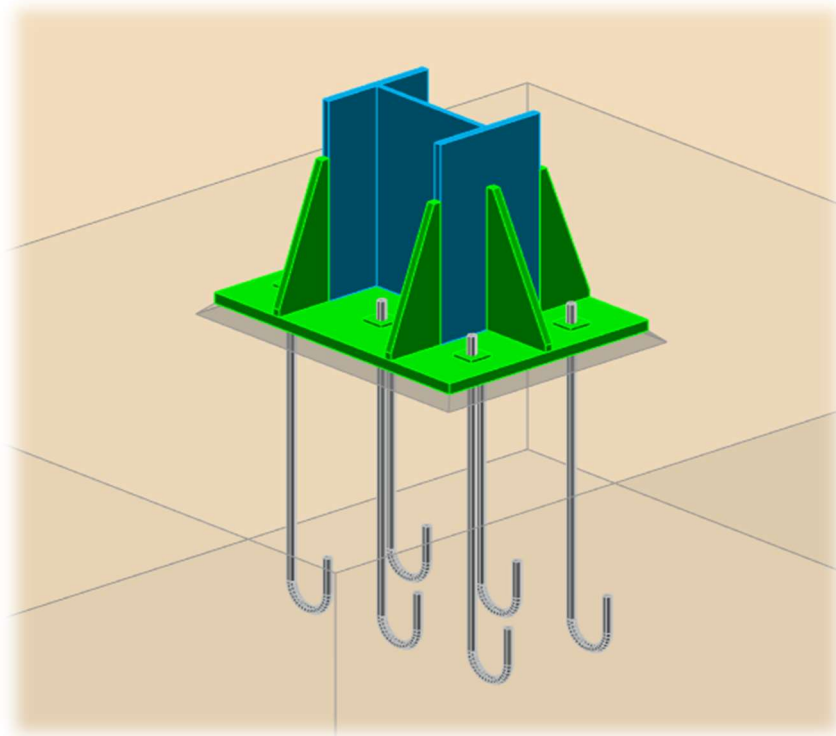


Fig. VIII.1 3D d'assemblage pied de poteau

VIII.2.2.1 Dimensionnement de la plaque d'assise

Le dimensionnement de la plaque d'assise d'un HEA 400 se fait sous l'action des charges suivantes :

$$N_{sd} = 1538,10 \text{ kN} \quad ; \quad M_{sd} = 117,99 \text{ kN.m}$$

VIII.2.2.2 Resistance du béton à la compression

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$$

$$\gamma_c = 1.5 ; \alpha_{cc} = 1 \quad \Rightarrow f_{cd} = 1 \times 25 / 1.5 = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

VIII.2.2.3 Resistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement

$$f_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd}$$

$\beta_j = 2/3$: La valeur du coefficient du matériau de scellement

$\alpha = 1,5$: Les dimensions de la fondation étant inconnues

$$f_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd} = 16,7 \text{ N/mm}^2$$

VIII.2.2.4 Estimation de l'aire de la plaque d'assise

$$A_{co} = \frac{1}{h \cdot b} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 = \frac{1}{390 \cdot 300} \left(\frac{1538,10 \times 10^3}{16,7} \right)^2 = 72502,05 \text{ mm}^2$$

$$A_{co} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} = \frac{1538,10 \times 10^3}{16,7} = 92101,7 \text{ mm}^2$$

- **Choix du type de la plaque d'assise**

$$A_{co} = 92101,7 < 0,95 h \cdot b = 0,95 \times 390 \times 300 = 111150 \text{ mm}^2$$

Une plaque à projection courte est satisfaisante

- **Les Dimensions de la platine**

$$b_p \geq b + 2t_f = 300 + 2 \times 19 = 338 \text{ mm}$$

$$h_p \geq h + 2t_f = 390 + 2 \times 19 = 428 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } b_p = 600 \text{ mm ; } h_p = 780 \text{ mm}$$

Ce qui donne : $A_{co} = 780 \times 600 = 468000 > 92101,7 \text{ mm}^2$

- **Calcul de la largeur d'appui additionnelle C**

En posant : $t = 30 \text{ mm}$ comme épaisseur de la platine.

Il n'y a pas de recouvrement des ails en compression pour les tronçons des deux semelles.

$$C = t \left(\frac{f_{yp}}{3f_{jd}\gamma_{m0}} \right)^{0,5} = 30 \left(\frac{235}{3 \times 16,7 \times 1,1} \right)^{0,5} = 61,94$$

$$C < \frac{h - 2t_f}{2} = 176 \text{ mm}$$

Il n'y a pas de recouvrement des ails en compression pour les tronçons des deux semelles.

❖ **Détermination de l'épaisseur de la plaque d'assise**

L'épaisseur de la plaque devra satisfaire aux conditions suivantes :

$$t_p \geq t_{p.min} = c \sqrt{\frac{3 \times f_j \times \gamma_{m0}}{f_y}} = 61,94 \sqrt{\frac{3 \times 16,67 \times 1,1}{235}} = 29,96 \text{ mm}$$

On adopte une épaisseur de la plaque d'assise de : $t_p = 30 \text{ mm}$

VIII.2.2.5 Cordon de soudure :

On choisit le cordon de soudure platine-poteau à l'aide de l'abaque de prédimensionnement de la gorge (a)

$$HEA400 : t_w = 11 \text{ mm} ; t_f = 19 \text{ mm}$$

$$a_{min} = 2.8 \text{ mm} \leq a_w \leq a_{max} = 6.5 \text{ mm}$$

$$a_{min} = 3.5 \text{ mm} \leq a_f \leq a_{max} = 9 \text{ mm}$$

On choisit un cordon de soudure de 5 mm

VIII.2.2.6 Calcul de la résistance à la flexion en présence de l'effort axial :

➤ Résistance en compression d'un tronçon en T de la semelle :

$$F_{c.Rd} = f_{jd} \times b_{eff} \times l_{eff}$$

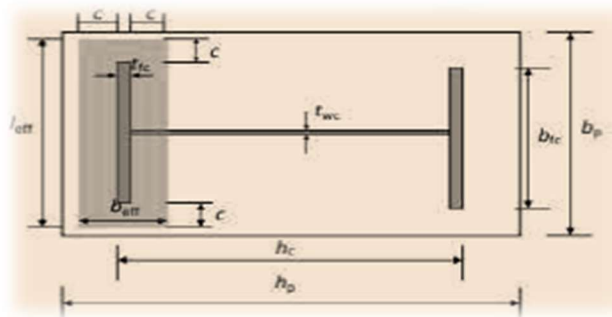


Fig VIII.2 illustration de la partie comprimée du pied de poteau

$$l_{eff} = \min(b_p; b_{fc} + 2c) = \min(600; 300 + 2(61,94)) = 423,88 \text{ mm}$$

$$l_{eff} = \min\left(c; \frac{h}{2} - t_{fc}\right) + t_{fc} + \min\left(c; \frac{h_p - h_c}{2}\right)$$

$$l_{eff} = \min\left(61,94; \frac{390}{2} - 19\right) + 19 + \min\left(61,94; \frac{780 - 390}{2}\right) = 142,08 \text{ mm}$$

$$F_{c.Rd} = 16,7 \times 423,88 \times 142,08 = 1011,41 \text{ kN}$$

➤ **Resistance au cisaillement de l'assemblage**

$$F_{w,Rd} = F_{f,Rd} + n_b \times F_{vb,Rd}$$

Résistance par frottement en présence d'un effort axial de compression:

$$F_{f,Rd} = 0,2N_{sd} = 307,62 \text{ kN}$$

Pour 6 tiges M30 de classe 6.8 : le choix est justifié par le logiciel ROBOT

$$A_s = 561 \text{ mm}^2$$

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

$$\alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003f_{yb} = 0,296$$

$$F_{vb,Rd} = \frac{0,296 \times 561 \times 600}{1,25} = 79,70 \text{ kN}$$

$$F_{w,Rd} = 307,62 + 79,70 \times 6 = 785,82 \text{ kN} > F_{v,sd} = 193,83 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

➤ **Résistance au cisaillement de la soudure**

$$N_{sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

Avec : $\beta_w = 0,8$; $\gamma_{mw} = 1,25$; $a = 5 \text{ mm}$

La longueur totale des cordons de soudure de l'âme :

$$\sum l = 2h_i + 4l_r = 1484 \text{ mm}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{5 \times 1482 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 1540,13 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 193,83 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 193,83 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 1540,13 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

➤ **Longueurs participantes du tronçon en T équivalent tendu**
Calcul de Longueurs efficaces du tronçon en T :

$$W = 300 \text{ mm} ; e = 150 \text{ mm} ; ex = 90 \text{ mm} ; mx = 105 \text{ mm}$$

Mécanisme circulaire

$$l_{eff,cp} = \min \begin{cases} 2 \pi mx = 659,4 \text{ mm} \\ \pi mx + w = 629,7 \text{ mm} \\ \pi mx + 2e = 629,7 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow l_{eff,cp} = 629,7 \text{ mm}$$

Mécanisme non circulaire

$$l_{eff,np} = \min \begin{cases} 4 mx + 1,25ex = 535,5 \text{ mm} \\ 2 mx + 0,625ex + \frac{w}{2} = 416,25 \text{ mm} \\ 2 mx + 0,625ex + e = 416,25 \text{ mm} \\ \frac{bp}{2} = 300 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow l_{eff,np} = 300 \text{ mm}$$

VIII.2.2.7 Vérification de la résistance de tiges d'ancrage

$$F_{t,anc,Rd} = \min[f_{t,bond,Rd}; f_{t,Rd}]$$

Résistance du boulon d'ancrage a la traction :

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0,9 \times 561 \times 600}{1,25} = 242,35 \text{ kN}$$

➤ Calcul de la contrainte d'adhérence

On a : $d \leq 32 \text{ mm}$

$$F_{bd} = \frac{0,36 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36 \times 5}{1,25} = 1,2 \text{ kN}$$

Résistance de calcul par adhérence entre le béton et le boulon d'ancrage

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi \times d \times l_b \times f_{bd}}{\alpha}$$

$$l_1 = 20d = 600 \text{ mm}$$

$$r = 3d = 90 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2d = 60 \text{ mm}$$

: Diamètre de la tige $d_0 = 33 \text{ mm}$

l_b : L'encrage dans le béton $l_b = (l_1 + 6.4r + 3.5l_2) = 1386 \text{ mm}$

f_{ck} : Résistance du béton $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

α : Facteur tenant en compte la forme de la tige : crochet $\rightarrow \alpha = 0.7$

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi \times 30 \times 1,2 \times 1386}{0,7} = 223,81 \text{ kN}$$

$$F_{t,anc,Rd} = \min[223,81 \text{ kN} ; 242,35 \text{ kN}] = 223,81 \text{ kN}$$

VIII.2.2.8 Résistance de la partie tendue de l'assemblage :

Vérification de la présence de l'effet de levier

L_b : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage

$$L_b = 8d + e_m + t_p + t_{wa} + 0,5k$$

t_{wa} : Épaisseur de la rondelle $t_{wa} = 5 \text{ mm}$

k : Épaisseur de l'écrou $k = 0,8d$

e_m : Épaisseur de mortier de calage : $e_m = 30 \text{ mm}$

$$L_b = 8 \times 30 + 30 + 30 + 5 + 0,5 \times 0,8 \times 30 = 317 \text{ mm}$$

L_b^* : Longueur limite d'allongement du boulon d'ancrage.

$$L_b^* = \frac{8,8 \times m x^3 \times A_s}{l_{eff,1} t_p^3} = \frac{8,8 \times 105^3 \times 561}{300 \times 30^3} = 705,55 \text{ mm}$$

$$L_b^* > L_b$$

L'effet de levier ne peut pas être développé et les modes de ruine 1-2, 3 et 4 peuvent être considérés.

VIII.2.2.9 Résistance à la flexion de la plaque d'assise (par unité de longueur)

$$m_{pl,Rd} = \frac{t_p^2 f_{yp}}{4 \times \gamma_{m0}} = \frac{30^2 \times 235}{4 \times 1,1} = 48,06 \text{ kN}$$

Résistances à la flexion de la plaque d'assise

$$\text{Mode1} : M_{pl,1,Rd} = m_{pl,Rd} \times l_{eff;1} = 14,41 \text{ kN.m}$$

$$l_{eff,np} = \min(l_{eff,nc} ; l_{eff,np}) = 300 \text{ mm}$$

Calcul de la résistance de l'assemblage à la traction

La résistance finale de l'assemblage d'un tronçon en T équivalent tendu pris égale à la valeur de résistance la plus petite des modes de ruine.

$$F_{T,Rd} = \min(F_{t,1-2,Rd} ; F_{t,3,Rd} ; F_{t,4,Rd})$$

✓ Mode 1-2:

$$F_{t,1-2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m_x} = \frac{2 \times 14,41}{105} = 274,47 \text{ kN}$$

✓ Mode 3:

$$F_{t,3,Rd} = 2F_{t,Rd,anch} = 2 \times 242,35 = 484,7 \text{ kN}$$

✓ Mode 4:

$$F_{t,4,Rd} = \frac{b_{eff,t} t_w f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{300 \times 11 \times 235}{1,1} = 705,00 \text{ kN}$$

$$F_{T,Rd} = \min(F_{t,1-2,Rd} ; F_{t,3,Rd} ; F_{t,4,Rd}) = 274,47 \text{ kN}$$

VIII.2.2.10 Vérification à la résistance en flexion

Moment de flexion dominant

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = \min \left[\frac{-F_{C,Rd} \times Z}{\frac{Z_T}{e_N} - 1} ; \frac{F_{T,Rd} \times Z}{\frac{Z_c}{e_N} + 1} \right]$$

$$Z = Z_T + Z_c = 300 + 185,5 = 485,5 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = \min \left(\frac{-1011,41 \times 0,4855}{\frac{0,3}{7,6 \times 10^{-2}} - 1} ; \frac{274,47 \times 0,4855}{\frac{0,1855}{7,6 \times 10^{-2}} + 1} \right)$$

$$M_{Rd} = \min(166,6; 38,72)$$

$$M_{sd} \geq M_{Rd}$$

Condition non vérifiée

Puisque la valeur du moment résistant est proche que celle du moment de flexion

Donc on préfère d'ajouter des raidisseurs bidirectionnelles.

VIII.2.3 Étude de l'infrastructure

VIII.2.3.1 Introduction :

Tout structure à 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.

➤ 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.

➤ Le rapport géotechnique :

D'après le rapport géotechnique effectué par le Laboratoire des Travaux Publics de l'Ouest (L.T.P.O) :

- $\sigma_{sol} = 1,80$ bars
- $\gamma_h = 2,09$ t/m³
- C = 4

Le L.T.P.O recommande pour cet ilot de :

- Passer par des fondations semi profondes, sur puits.
- Les ancrer à 3,00 m de profondeur.
- Prévoir un trottoir périphérique pour éviter toute infiltration des eaux.
- Utiliser des canalisations souples.
- Eviter la plantation des arbres à proximité de ce bloc.

VIII.2.3.2 Détermination des sollicitations

Pour la détermination des sollicitations on considère les deux états limites.

$$ELU : M_u = 117,99 \text{ kN.m} ; N_u = 1538,10 \text{ kN}$$

$$ELS: M_s = 84,35 \text{ kN.m} ; N_s = 999,79 \text{ kN}$$

VIII.2.3.3 Dimensionnement de la semelle

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celles du pied de poteau.

Les dimensions du fut sont généralement débordées aux dimensions de la platine d'assise avec une distance de 20 cm.

$$a = a_p + c = 0,78 + 0,2 \approx 1,0 \text{ m}$$

$$b = b_p + c = 0,6 + 0,2 = 0.80 \text{ m}$$

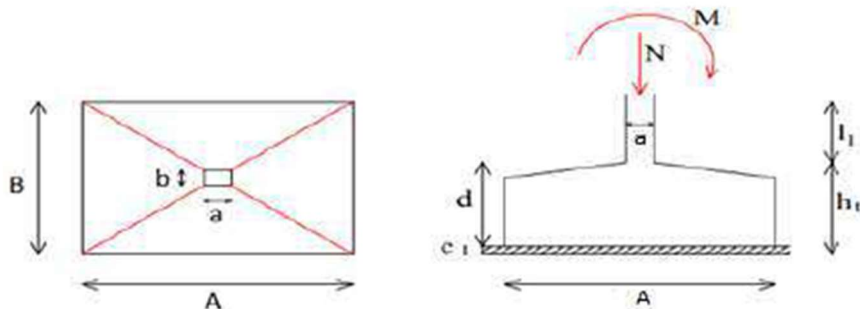
Avec : a_p et b_p : dimensions de la platine

$$\frac{b}{a} = \frac{0,8}{1,0} = \frac{4}{5} \Rightarrow \frac{A}{B} = \frac{4}{5} \Rightarrow B = \frac{4}{5}A$$

A et B : dimensions de la semelle

VIII.2.3.3.1 Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M_s}{N_s} = 0,084 \text{ m}$$



figVIII.3 Les dimensions de la semelle sous poteau

Pour les semelles de dimensions A x B la valeur des contraintes extrêmes est donnée par :

On écrit que les dimensions minimaux de A et B sont telles que :

$$\sigma(A/4) = \bar{\sigma}_s$$

$$\frac{N}{S} + \frac{M_y}{I} \leq \sigma_{sol} \quad \text{ou} \quad y = \frac{A}{4}; \quad I = \frac{\frac{4A}{5} \times A^3}{12}; \quad S = A \times B.$$

$$\frac{N}{AB} + \frac{M_y}{\frac{\frac{4A}{5} \times A^3}{12}} \leq \sigma_{sol}$$

Après simplification

$$B^3 - 740B - 186,48 \geq 0$$

On prend : $B = 2.5 \text{ m}$ et $A = 2.5 \text{ m}$

VIII.2.3.3.2 Hauteur utile de la semelle est donnée par la condition

$$d = \max\left(\frac{B-b}{4}; \frac{A-a}{4}\right) = \max(42,5; 37,5) = 42,5 \text{ cm}$$

On prend : $d = 45 \text{ cm}$

$h_t = d + 5 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$: Hauteur total de la semelle

VIII.2.3.4 Vérification des contraintes

L'effort N à l'intérieur du noyau central, donc le diagramme des contraintes est trapézoïdal.

Il faut vérifier ces deux conditions

$$\sigma_{min} = \frac{N}{AB} \left(1 - \frac{6e}{A}\right) = \frac{999,79}{6,25} \left(1 - \frac{6 \times 0,084}{2,5}\right) = 127,33 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{6e}{A}\right) = \frac{999,79}{6,25} \left(1 + \frac{6 \times 0,084}{2,5}\right) = 192,26 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 176,54 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 180 \text{ kN/m}^2$$

Condition vérifiée

VIII.2.3.5 Vérification de la stabilité au renversement

La stabilité au renversement des fondations doit se faire pour les semelles sous la combinaison : G+Q+E

$$N = 1195,61 \text{ kN} ; M = 81,17 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0,084 < \frac{A}{4} = 0,625 \text{ m}$$

Condition vérifiée

VIII.2.3.6 Calcul des armatures de la semelle

La première étape de calcul consiste à déterminer le diagramme des contraintes sur le sol (σ_1, σ_2) ; on a :

$$\sigma_s = \frac{N}{S} \pm \frac{Mv}{I} \quad \text{avec} \quad v = \frac{A}{2} = \frac{250}{2} = 1,25 \text{ m}$$

$$I = B \frac{A^3}{12} = 3,25 \text{ m}^4$$

$$S = A \times B = 6,25 \text{ m}^2$$

$$\sigma_s = \frac{999,79}{6,25} \pm \frac{84,35 \times 1,25}{3,25} = 159,96 \pm 32,44$$

$$\sigma_1 = 192,40 \text{ kN/m}^2 ; \sigma_2 = 127,52 \text{ kN/m}^2$$

VIII.2.3.6.1 Méthode des bielles :

$$\sigma_{(A/4)} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 176,18 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = \sigma_{(A/4)} \times S = 1101,125 \text{ kN}$$

$$A' = \frac{Q(A - a)}{8d \times \sigma_{st}} = \frac{1101,125(2,5 - 1,0)}{8 \times 0,45 \times 201,63} = 22,1 \text{ cm}^2$$

VIII.2.3.6.2 La condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} A \times h_t = 15,09 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.06f_{c28} + 0.6 = 2.1MPa$$

On choisit **20T12** ($A' = 22,60cm^2$)

On prend le même ferrailage pour l'autre sens (la section de semelle est carrée)

VIII.2.3.7 Le fut

VIII.2.3.7.1 Calcul du ferrailage :

Le RPA99 exige dans son article 7.4.2.1 une section minimale d'armature longitudinale de 0.8% en zone **IIa**

ORAN : zone de sismicité **IIa** $A_{min} = 0.8\% S$

$$\Rightarrow A_{min} = 0.8\% [(100 \times 80) - (78 \times 60)] = 26,56 cm^2$$

Soit un ferrailage longitudinal : **24T12** ; $A = 27,12 cm^2$

Soit un cadre et épingle de diamètre ϕ 8 mm dans l'espacement donnée et de :

$$S_t \leq \min(10\phi_l ; 15cm)$$

On prend un espacement de 15 cm

VIII.2.3.8 Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

VIII.2.3.8.1 Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

On prend $S = 30 \times 40cm$.

VIII.2.3.8.2 Calcul du ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max[N/\alpha ; 20 kN].$$

Avec :

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3 ($\alpha = 15$).

- L'ELU :

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1538,10}{15} = 102,54 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{102,54}{348} = 2,94 \text{ cm}^2$$

- L'ELS :

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{999,79}{15} = 66,65 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{66,65}{201,63} = 3,33 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale : $A_{\min} = 0,6\% S = 0,6\%(30 \times 40) = 9,6 \text{ cm}^2$. On prend $A_{ct6T14} = 9,23 \text{ cm}^2$.

VIII.2.3.8.3 Vérification de condition de non fragilité :

On doit vérifier que :

$$A_{ct} \leq 0,23 \times b \times h \times f_{c2} = 17,25 \text{ cm}^2$$

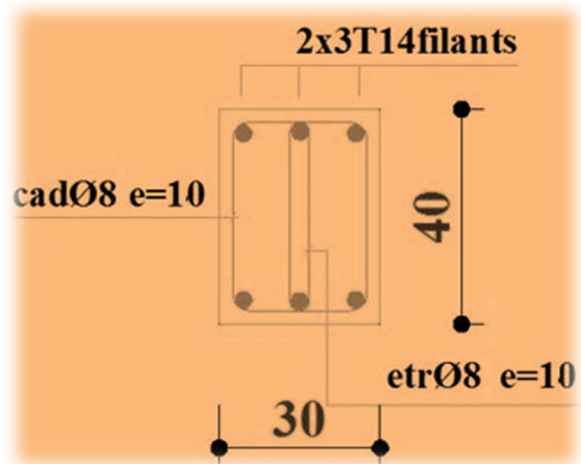
VIII.2.3.8.4 Calcul d'armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{\min}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{400}{35}; 14; \frac{300}{10}\right)$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$ (Cadre + étrier).

$$St \leq (20 \text{ cm}; 15\phi_t) \rightarrow St \leq (20 \text{ cm}; 12) \text{ On prend } St = 10 \text{ cm}.$$

Figure VIII.4 : Ferrailage de la longrine.



VIII.3. ETUDE DE FONDATION DU HALL :

VIII.3.1 Pieds de poteaux :

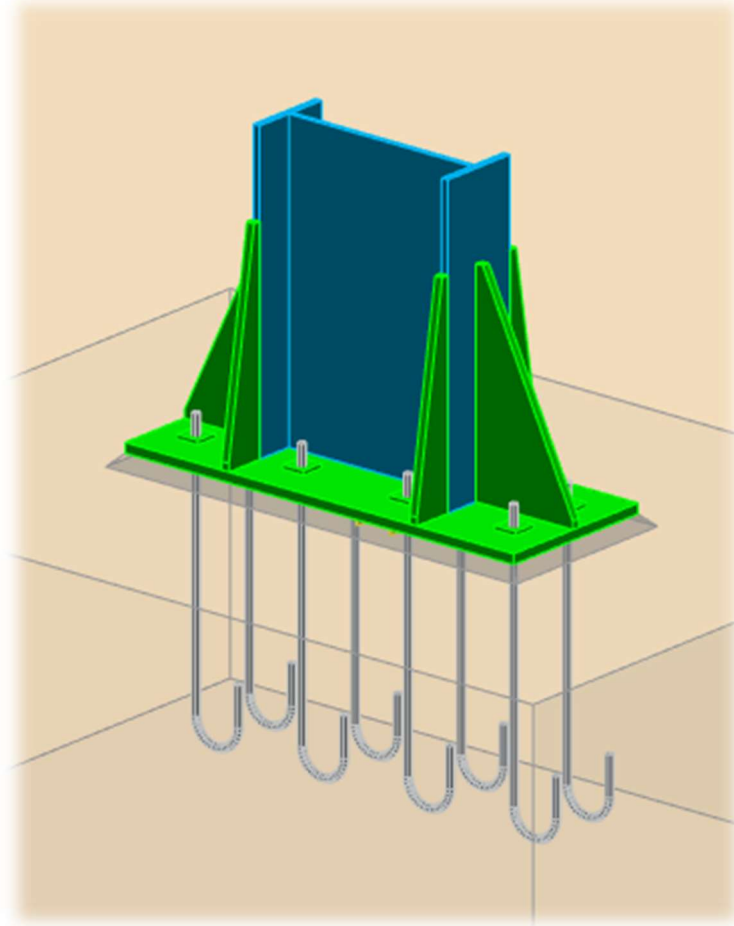


Fig. VIII.5 3D d'assemblage pied de poteau

VIII.3.1.1 Dimensionnement de la plaque d'assise

Le dimensionnement de la plaque d'assise d'un HEA 400 se fait sous l'action des charges suivantes :

$$N_{sd} = 172,51 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 103,94 \text{ kN.m}$$

VIII.3.1.2 Resistance du béton à la compression

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$\gamma_c = 1.5 ; \alpha_{cc} = 1$$

$$\Rightarrow f_{cd} = 1 \times 25 / 1.5 = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

VIII.3.1.3 Resistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement

$$f_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd}$$

$\beta_j = 2/3$: La valeur du coefficient du matériau de scellement

$\alpha = 1,5$: Les dimensions de la fondation étant inconnues

$$f_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd} = 16,7 \text{ N/mm}^2$$

VIII.3.1.4 Estimation de l'aire de la plaque d'assise

$$A_{co} = \frac{1}{h \cdot b} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 = \frac{1}{550 \cdot 210} \left(\frac{172,51 \times 10^3}{16,7} \right)^2 = 923,87 \text{ mm}^2$$

$$A_{co} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} = \frac{172,51 \times 10^3}{16,7} = 10329,94 \text{ mm}^2$$

- **Choix du type de la plaque d'assise**

$$A_{co} = 10329,94 < 0,95 h \cdot b = 0,95 \times 550 \times 210 = 109725 \text{ mm}^2$$

Une plaque à projection courte est satisfaisante

- **Les Dimensions de la platine**

$$b_p \geq b + 2t_f = 550 + 2 \times 17,2 = 584,4 \text{ mm}$$

$$h_p \geq h + 2t_f = 210 + 2 \times 17,2 = 244,4 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } b_p = 800 \text{ mm ; } h_p = 420 \text{ mm}$$

Ce qui donne : $A_{co} = 800 \times 420 = 336000 > 10329,94 \text{ mm}^2$

- **Calcul de la largeur d'appui supplémentaire C**

En posant : $t = 30 \text{ mm}$ comme épaisseur de la platine.

Il n'y a pas de recouvrement des ails en compression pour les tronçons des deux semelles.

$$C = t \left(\frac{f_{yp}}{3f_{jd}\gamma_{m0}} \right)^{0,5} = 30 \left(\frac{235}{3 \times 16,7 \times 1,1} \right)^{0,5} = 61,94$$

$$C < \frac{h - 2t_f}{2} = 257,8 \text{ mm}$$

Il n'y a pas de recouvrement des ails en compression pour les tronçons des deux semelles.

❖ **Détermination de l'épaisseur de la plaque d'assise**

L'épaisseur de la plaque devra satisfaire aux conditions suivantes :

$$t_p \geq t_{p.min} = c \sqrt{\frac{3 \times f_j \times \gamma_{m0}}{f_y}} = 61,94 \sqrt{\frac{3 \times 16,67 \times 1,1}{235}} = 29,96 \text{ mm}$$

On adopte une épaisseur de la plaque d'assise de : $t_p = 30 \text{ mm}$

VIII.3.1.5 Cordon de soudure :

On choisit le cordon de soudure platine-poteau à l'aide de l'abaque de prédimensionnement de la gorge (a)

IPE550 : $t_w = 11,1 \text{ mm}$; $t_f = 17,2 \text{ mm}$

$a_{min} = 2.8 \text{ mm} \leq a_w \leq a_{max} = 6.5 \text{ mm}$

$a_{min} = 3.5 \text{ mm} \leq a_f \leq a_{max} = 9 \text{ mm}$

On choisit un cordon de soudure de 5 mm

VIII.3.1.6 Calcul de la résistance à la flexion en présence de l'effort axial :

➤ Résistance en compression d'un tronçon en T de la semelle :

$$F_{c.Rd} = f_{jd} \times b_{eff} \times l_{eff}$$

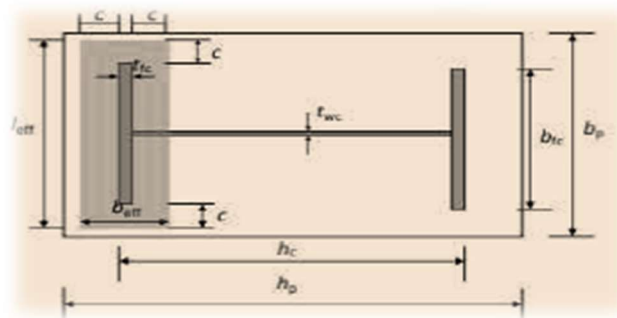


Fig VIII.6 illustration de la partie comprimée du pied de poteau

$$l_{eff} = \min(b_p; b_{fc} + 2c) = \min(420; 210 + 2(61,94)) = 333,88$$

$$l_{eff} = \min\left(c; \frac{h}{2} - t_{fc}\right) + t_{fc} + \min\left(c; \frac{h_p - h_c}{2}\right)$$

$$l_{eff} = \min\left(61,94; \frac{550}{2} - 17,2\right) + 17,2 + \min\left(61,94; \frac{800 - 550}{2}\right) = 141,08 \text{ mm}$$

$$F_{c.Rd} = 16,7 \times 333,88 \times 141,08 = 786,63 \text{ KN}$$

➤ **Resistance au cisaillement de l'assemblage**

$$F_{w,Rd} = F_{f,Rd} + n_b \times F_{vb,Rd}$$

Résistance par frottement en présence d'un effort axial de compression:

$$F_{f,Rd} = 0,2N_{sd} = 34,50 \text{ kN}$$

Pour 8 tiges M30 de classe 6.8 : le choix est justifié par le logiciel ROBOT

$$A_s = 561 \text{ mm}^2$$

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

$$\alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003f_{yb} = 0,296$$

$$F_{vb,Rd} = \frac{0,296 \times 561 \times 600}{1,25} = 79,70 \text{ kN}$$

$$F_{w,Rd} = 34,50 + 79,70 \times 8 = 672,10 \text{ kN} > F_{v,sd} = 93,38 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

➤ **Résistance au cisaillement de la soudure**

$$N_{sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

Avec : $\beta_w = 0,8$; $\gamma_{mw} = 1,25$; $a = 5 \text{ mm}$

La longueur totale des cordons de soudure de l'âme :

$$\sum l = 2h_i + 4l_r = 1531,2 \text{ mm}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{5 \times 1531,2 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 1591,26 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 93,38 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 93,38 < F_{v,Rd} = 1591,26 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

➤ **Longueurs participantes du tronçon en T équivalent tendu**

Calcul de Longueurs efficaces du tronçon en T :

$$W = 120 \text{ mm} ; e = 150 \text{ mm} ; ex = 70 \text{ mm} ; mx = 55 \text{ mm}$$

Mécanisme circulaire

$$l_{eff,cp} = \min \begin{cases} 2 \pi mx = 345,4 \text{ mm} \\ \pi mx + w = 292,7 \text{ mm} \\ \pi mx + 2e = 472,7 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow l_{eff,cp} = 292,7 \text{ mm}$$

Mécanisme non circulaire

$$l_{eff,np} = \min \begin{cases} 4 mx + 1,25ex = 307,5 \text{ mm} \\ 2 mx + 0,625ex + \frac{w}{2} = 213,75 \text{ mm} \\ 2 mx + 0,625ex + e = 303,75 \text{ mm} \\ \frac{bp}{2} = 210 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow l_{eff,np} = 210 \text{ mm}$$

VIII.3.1.7 Vérification de la résistance de tiges d'ancrage

$$F_{t,anc,Rd} = \min[f_{t,bond,Rd}; f_{t,Rd}]$$

Résistance du boulon d'ancrage a la traction :

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0,9 \times 561 \times 600}{1,25} = 242,35 \text{ kN}$$

➤ **Calcul de la contrainte d'adhérence**

On a : $d \leq 32 \text{ mm}$

$$F_{bd} = \frac{0,36 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36 \times 5}{1,25} = 1,2 \text{ kN}$$

Résistance de calcul par adhérence entre le béton et le boulon d'ancrage

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi \times d \times l_b \times f_{bd}}{\alpha}$$

$$l_1 = 20d = 600 \text{ mm}$$

$$r = 3d = 90 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2d = 60 \text{ mm}$$

d : Diamètre de la tige $d = 30 \text{ mm}$

l_b : L'encrage dans le béton $l_b = (l_1 + 6.4r + 3.5l_2) = 1386 \text{ mm}$

f_{ck} : Résistance du béton $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

α : Facteur tenant en compte la forme de la tige : crochet $\rightarrow \alpha = 0.7$

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi \times 30 \times 1,2 \times 1386}{0,7} = 223,81 \text{ kN}$$

$$F_{t,anc,Rd} = \min[223,81 \text{ kN} ; 242,35 \text{ kN}] = 223,81 \text{ kN}$$

VIII.3.1.8 Résistance de la partie tendue de l'assemblage :

Vérification de la présence de l'effet de levier

L_b : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage

$$L_b = 8d + e_m + t_p + t_{wa} + 0,5k$$

t_{wa} : Épaisseur de la rondelle $t_{wa} = 5 \text{ mm}$

k : Épaisseur de l'écrou $k = 0,8d$

e_m : Épaisseur de mortier de calage : $e_m = 30 \text{ mm}$

$$L_b = 8 \times 30 + 30 + 30 + 5 + 0,5 \times 0,8 \times 30 = 317 \text{ mm}$$

L_b : Longueur limite d'allongement du boulon d'ancrage.

$$L_b^* = \frac{8,8 \times m \times 3 \times A_s}{l_{eff,1} t_p^3} = \frac{8,8 \times 55^3 \times 561}{210 \times 30^3} = 144,86 \text{ mm}$$

$$L_b^* < L_b$$

Condition vérifiée

VIII.3.1.9 Résistance à la flexion de la plaque d'assise (par unité de longueur)

$$m_{pl,Rd} = \frac{t_p^2 f_{yp}}{4 \times \gamma_{m0}} = \frac{30^2 \times 235}{4 \times 1,1} = 48,06 \text{ kN}$$

Résistances à la flexion de la plaque d'assise

$$\text{Mode 1 : } M_{pl,1,Rd} = m_{pl,Rd} \times l_{eff,1} = 10,09 \text{ kN.m}$$

$$l_{eff,1} = \min(l_{eff,nc} ; l_{eff,np}) = 210 \text{ mm}$$

Calcul de la résistance de l'assemblage à la traction

La résistance finale de l'assemblage d'un tronçon en T équivalent tendu pris égale à la valeur de résistance la plus petite des modes de ruine.

$$F_{T,Rd} = \min(F_{t,1-2,Rd} ; F_{t,3,Rd} ; F_{t,4,Rd})$$

✓ Mode 1-2:

$$F_{t,1-2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m_x} = \frac{2 \times 10,09}{55} = 367,00 \text{ kN}$$

✓ Mode 3:

$$F_{t,3,Rd} = 2F_{t,Rd,anchor} = 2 \times 223,81 = 447,62 \text{ kN}$$

✓ Mode 4:

$$F_{t,4,Rd} = \frac{b_{eff,t} t_w f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{210 \times 11,1 \times 235}{1,1} = 497,98 \text{ kN}$$

$$F_{T,Rd} = \min(F_{t,1-2,Rd} ; F_{t,3,Rd} ; F_{t,4,Rd}) = 367,00 \text{ kN}$$

VIII.3.1.10 Vérification à la résistance en flexion

Moment de flexion dominant

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = \min \left[\frac{-F_{C,Rd} \times Z}{\frac{Z_T}{e_N} - 1} ; \frac{F_{T,Rd} \times Z}{\frac{Z_C}{e_N} + 1} \right]$$

$$Z = Z_T + Z_C = 330 + 266,4 = 596,4 \text{ mm}$$

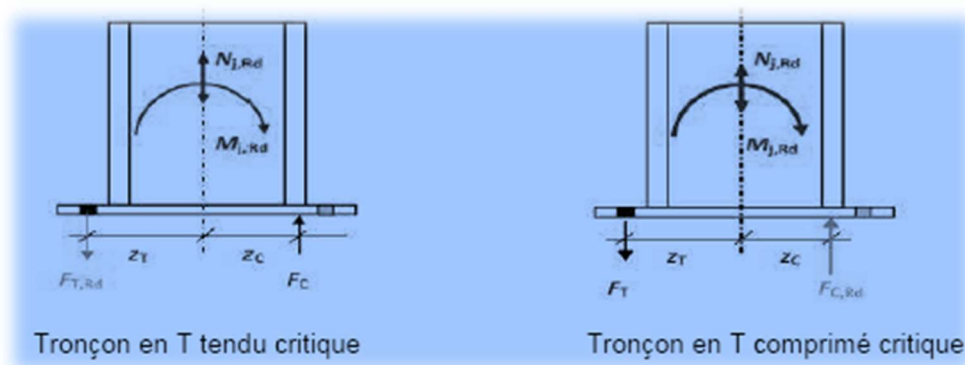


Fig VIII.7 Illustration moment+effort normal

$$M_{Rd} = \min \left(\frac{-786,63 \times 0,5964}{\frac{0,33}{0,6} - 1} ; \frac{367,00 \times 0,5964}{\frac{0,2664}{0,6} + 1} \right)$$

$$M_{Rd} = \min(1042,54; 151,57) = 151,57 \text{ kN}$$

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

Condition vérifiée

VIII.3.2 Étude de l'infrastructure

VIII.3.2.1 Détermination des sollicitations

Pour la détermination des sollicitations on considère les deux états limites.

$$ELU : M_u = 103,94 \text{ kN.m} ; N_u = 172,51 \text{ kN}$$

$$ELS: M_s = 61,89 \text{ kN.m} ; N_s = 109,76 \text{ kN}$$

VIII.3.2.2 Dimensionnement de la semelle

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celles du pied de poteau.

Les dimensions du fut sont généralement débordées aux dimensions de la platine d'assise avec une distance de 20 cm.

$$a = a_p + c = 0,80 + 0,2 = 1,0 \text{ m}$$

$$b = b_p + c = 0,42 + 0,2 = 0,62 \text{ m}$$

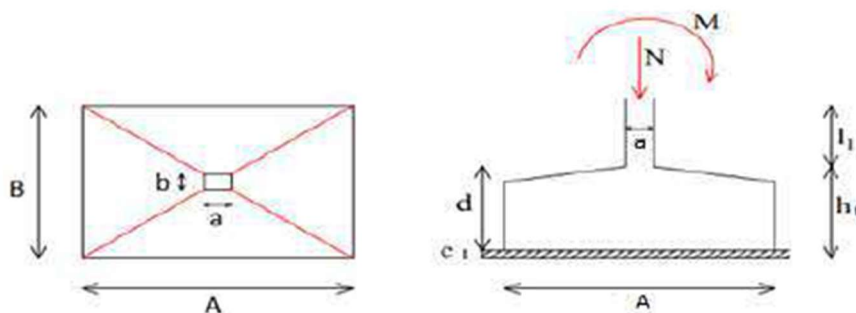
Avec : a_p et b_p : dimensions de la platine

$$\frac{b}{a} = \frac{0,62}{1,0} = \frac{3,1}{5} \Rightarrow \frac{A}{B} = \frac{3,1}{5} \Rightarrow B = \frac{3,1}{5} A$$

A et B : dimensions de la semelle

VIII.3.2.2.1 Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M_s}{N_s} = 0,56 \text{ m}$$



figVIII.8 Les dimensions de la semelle sous poteau

Pour les semelles de dimensions A x B la valeur des contraintes extrêmes est donnée par :

On écrit que les dimensions minimaux de A et B sont telles que :

$$\sigma(A/4) = \bar{\sigma}_s$$

$$\frac{N}{S} + \frac{M_y}{I} \leq \sigma_{sol} \quad \text{ou} \quad y = \frac{A}{4}; \quad I = \frac{3,1A}{5} \times A^3 \quad ; \quad S = A \times B.$$

$$\frac{N}{AB} + \frac{M \times y}{\frac{3,1A}{5} \times A^3} \leq \sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{\frac{3,1}{5} A^2} + \frac{M \times \frac{A}{4}}{\frac{3,1A}{5} \times A^3} \leq \sigma_{sol}$$

Après simplification

$$1,11B^3 - 109,76B - 184,39 \geq 0$$

On prend : $B = 1,5 \text{ m}$ et $A = 2,5 \text{ m}$

VIII.3.2.2 Hauteur utile de la semelle est donnée par la condition

$$d = \max\left(\frac{B-b}{4}; \frac{A-a}{4}\right) = \max(22; 37,5) = 37,5 \text{ cm}$$

On prend : $d = 40 \text{ cm}$

$h_t = d + 5 \text{ cm} = 45 \text{ cm}$: Hauteur total de la semelle

VIII.3.2.3 Vérification des contraintes

L'effort N à l'intérieur du noyau central, donc le diagramme des contraintes est trapézoïdal.

Il faut vérifier ces deux conditions

$$\sigma_{min} = \frac{N}{AB} \left(1 - \frac{6e}{A}\right) = \frac{109,76}{3,75} \left(1 - \frac{6 \times 0,56}{2,5}\right) = -10,06 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{6e}{A} \right) = \frac{109,76}{3,75} \left(1 + \frac{6 \times 0,56}{2,5} \right) = 68,60 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 48,94 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 180 \text{ kN/m}^2$$

Condition vérifiée

VIII.3.2.4 Vérification de la stabilité au renversement

La stabilité au renversement des fondations doit se faire pour les semelles sous la combinaison : G+Q+E

$$N = 76,61 \text{ kN} \quad ; \quad M = 41,88 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0,54 < \frac{A}{4} = 0,625 \text{ m}$$

Condition vérifiée

VIII.3.2.5 Calcul des armatures de la semelle

La première étape de calcul consiste à déterminer le diagramme des contraintes sur le sol (σ_1, σ_2) ; on a :

$$\sigma_s = \frac{N}{S} \pm \frac{Mv}{I} \quad \text{avec}$$

$$v = \frac{A}{2} = \frac{250}{2} = 1,25 \text{ m}$$

$$I = B \frac{A^3}{12} = 3,25 \text{ m}^4$$

$$S = A \times B = 6,25 \text{ m}^2$$

$$\sigma_s = \frac{109,76}{3,75} \pm \frac{61,89 \times 1,25}{1,95} = 29,26 \pm 39,67$$

$$\sigma_1 = 68,93 \text{ kN/m}^2; \quad \sigma_2 = -10,41 \text{ kN/m}^2$$

VIII.3.2.5.1 Méthode des bielles :

$$\sigma_{(A/4)} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 49,09 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = \sigma_{(A/4)} \times S = 184,10 \text{ kN}$$

Sens A :

$$A' = \frac{Q(A - a)}{8d \times \sigma_{st}} = \frac{184,10(2,5 - 1,0)}{8 \times 0,40 \times 201,63} = 4,27 \text{ cm}^2$$

Sens B :

$$A'' = \frac{Q(B - b)}{8d \times \sigma_{st}} = \frac{184,10(1,5 - 0,62)}{8 \times 0,40 \times 201,63} = 2,51 \text{ cm}^2$$

VIII.3.2.5.2 La condition de non fragilité

Sens A : $A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} A \times h_t = 13,58 \text{ cm}^2$

Sens B : $A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} B \times h_t = 8,15 \text{ cm}^2$

$$f_{t2} = 0.06f_{c2} + 0.6 = 2.1 \text{ MPa}$$

On choisit : **14T12** ($A' = 15,82 \text{ cm}^2$) pour le sens A

8T12 ($A'' = 9,04 \text{ cm}^2$) Pour le sens B

VIII.3.2.6 Le fut

VIII.3.2.6.1 Calcul du ferrailage :

Le RPA99 exige dans son article 7.4.2.1 une section minimale d'armature

longitudinal de 0.8% en zone **IIa**

ORAN : zone de sismicité **IIa** $A_{min} = 0.8\% S$

$$\Rightarrow A_{min} = 0.8\% [(100 \times 62) - (80 \times 42)] = 22,72 \text{ cm}^2$$

Soit un ferrailage longitudinal : **22T12** ; $A = 24,86 \text{ cm}^2$

Soit un cadre et épingle de diamètre ϕ 8 mm dans l'espace donnée et de :

$$S_t \leq \min(10\phi_l ; 15\text{cm})$$

On prend un espacement de 15 cm

CONCLUSION

D'une manière générale, ou dans une discipline bien définie, la formation de l'homme n'est jamais complète mais c'est toujours à parfaire.

Arrivant à la fin de ce modeste travail, qui nous a donné une occasion pour appliquer et approfondir toutes nos connaissances acquises durant le cursus de formation de master.

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 la charpente métallique département de génie civil (faculté de Tlemcen).

La conception d'une structure métallique repose 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 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.

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans un domaine très vaste, il nous a acquis des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans la vie professionnelle.

Annexe A

Chapitre II : Evaluation des charges

A.1 Effet de la neige :

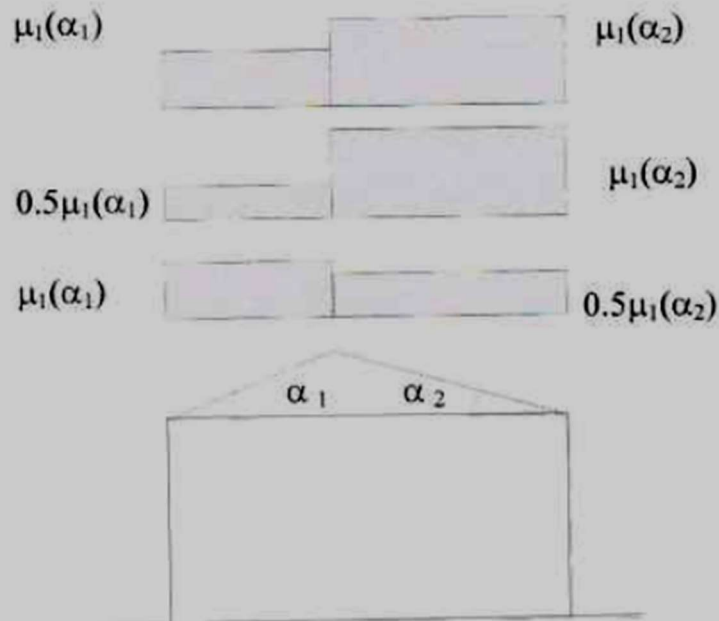


Figure 6 : Coefficient de forme - Toitures à deux versants

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en $^\circ$)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau 2 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants

A.2 Effet du vent :

Zone	$q_{\text{réf}}$ (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

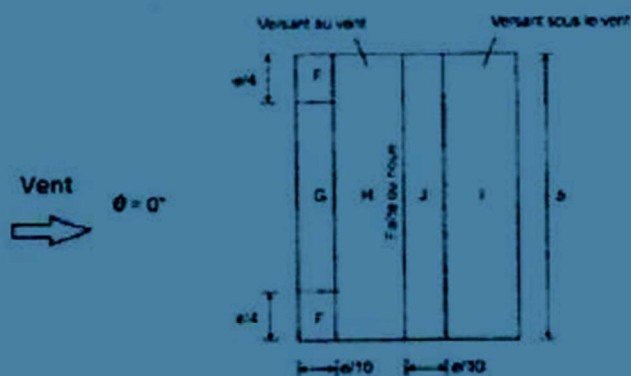
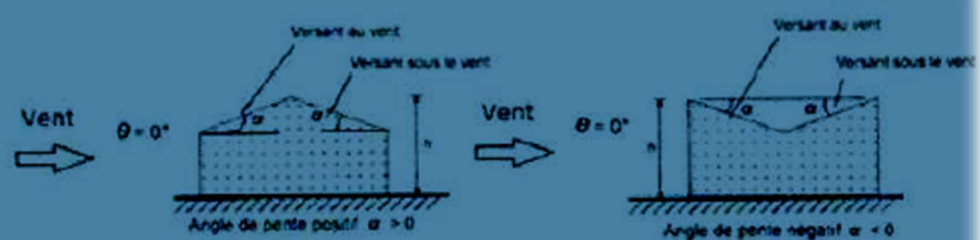
Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

Hauteur z (m)	Catégories de terrain				
	0	I	II	III	IV
≤ 1	1,811	1,545	1,423	1,276	1,173
2	2,137	1,883	1,423	1,276	1,173
5	2,603	2,373	1,929	1,276	1,173
10	2,983	2,776	2,352	1,703	1,173
15	3,216	3,025	2,616	1,973	1,440
20	3,387	3,207	2,810	2,174	1,640
25	3,521	3,352	2,965	2,335	1,801
30	3,633	3,472	3,094	2,470	1,937
35	3,729	3,575	3,205	2,587	2,055
40	3,813	3,666	3,302	2,690	2,159
50	3,956	3,820	3,468	2,865	2,337
60	4,074	3,947	3,606	3,012	2,487
70	4,175	4,056	3,725	3,139	2,617
80	4,264	4,152	3,829	3,250	2,731
100	4,414	4,315	4,006	3,440	2,926
125	4,566	4,480	4,187	3,634	3,127
150	4,692	4,617	4,337	3,796	3,295
175	4,800	4,735	4,466	3,936	3,440
200	4,895	4,838	4,579	4,058	3,568

Tableau 2.3 : Valeurs du coefficient d'exposition $C_e(z)$ pour $C_1(z) = 1$

Hauteur z (m)	Catégories de terrains				
	0	I	II	III	IV
≤ 1	0,906	0,783	0,701	0,605	0,539
2	1,014	0,901	0,701	0,605	0,539
3	1,078	0,970	0,778	0,605	0,539
5	1,157	1,056	0,875	0,605	0,539
10	1,265	1,174	1,007	0,754	0,539
15	1,329	1,243	1,084	0,841	0,634
20	1,374	1,292	1,138	0,903	0,701
25	1,408	1,330	1,181	0,951	0,753
30	1,437	1,361	1,215	0,990	0,796
35	1,461	1,387	1,245	1,023	0,832
40	1,482	1,410	1,270	1,052	0,863
50	1,517	1,448	1,312	1,100	0,915
60	1,545	1,479	1,347	1,139	0,958
70	1,569	1,505	1,376	1,172	0,994
80	1,590	1,528	1,402	1,201	1,025
100	1,625	1,566	1,444	1,249	1,078
125	1,659	1,604	1,487	1,297	1,130
150	1,688	1,635	1,521	1,336	1,172
175	1,712	1,661	1,550	1,369	1,209
200	1,733	1,684	1,576	1,398	1,240

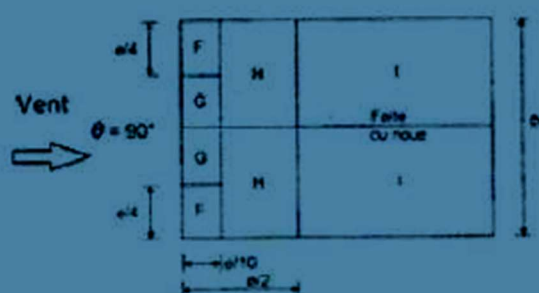
Tableau 2.5 : Valeurs du coefficient de rugosité $C_r(z)$



(a) Direction du vent $\theta = 0^\circ$

$$e = \text{Min}(b; 2h)$$

b : dimension du côté perpendiculaire au vent

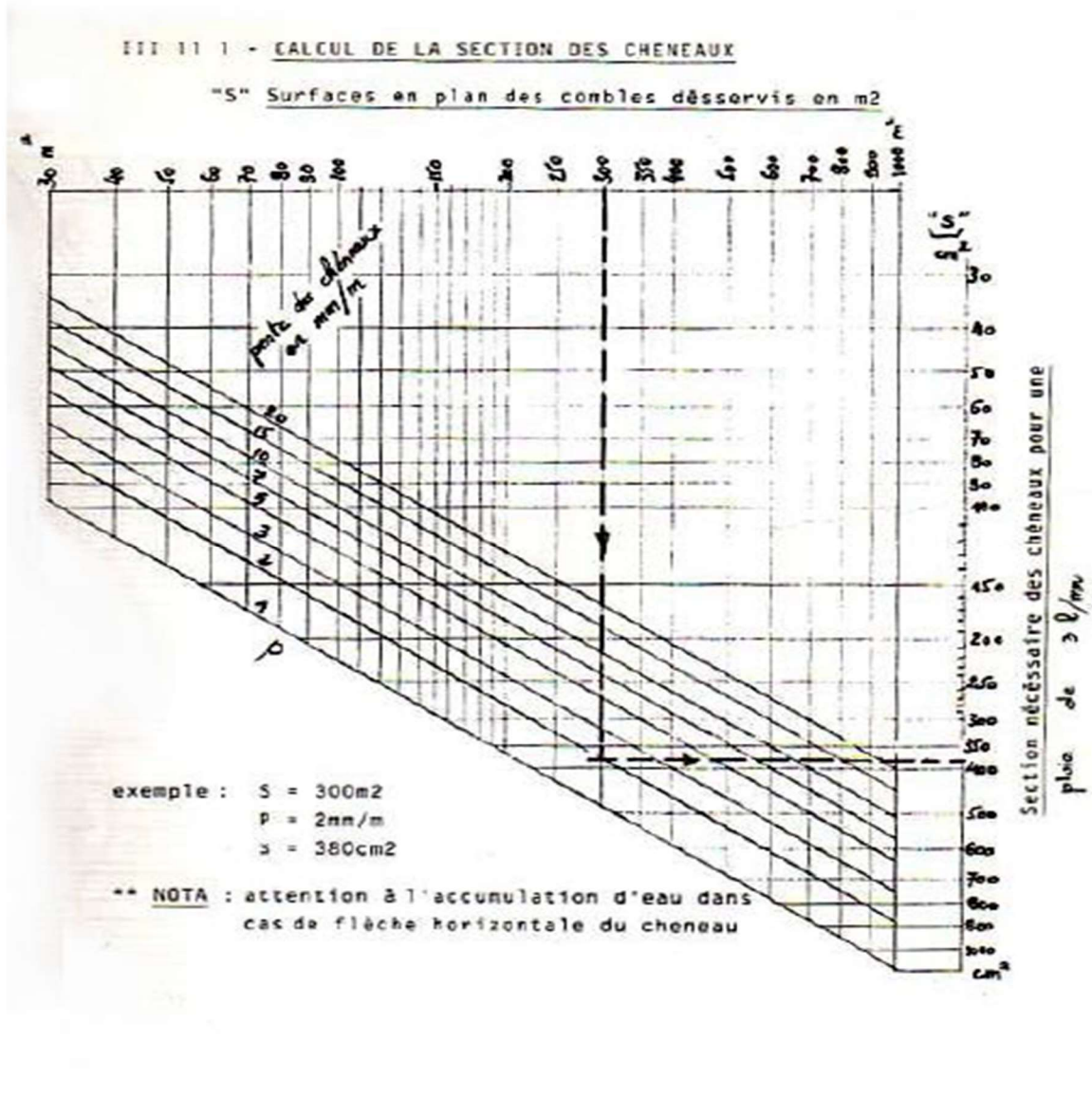


(b) Direction du vent $\theta = 90^\circ$

Figure 5.4 : Légende pour les toitures à deux versants

Annexe B

Chapitre III : Pré-dimensionnement



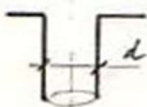
111 11 2 - CALCUL DU DIAMETRE DES DESCENTES D'EAU

(écartement maxi des descentes = 30m)

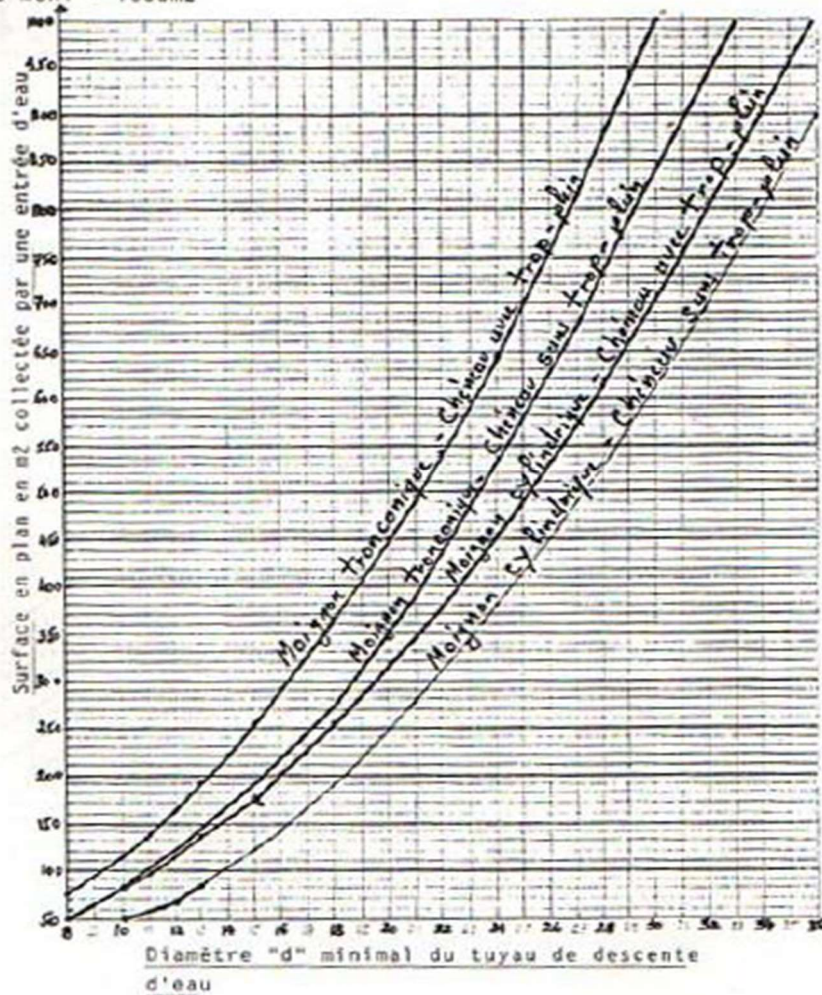
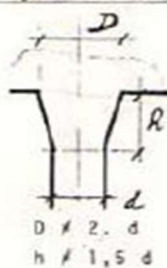
(d mini = 8cm)

S maxi = 1000m²

Voignon cylindrique



Voignon tronconique



Annexe C

Chapitre IV : Étude sismique

Tableau 4.1. : Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂ (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
B	<u>Acier</u>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
C	<u>Maçonnerie</u>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

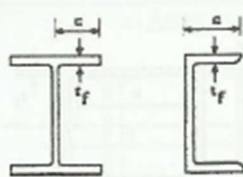
Annexe D

Chapitre V : Dimensionnement

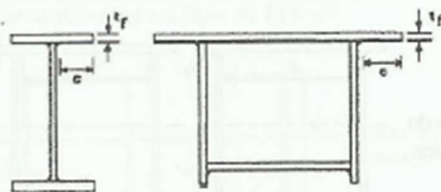
(a) Ames : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

Classe	Ame fléchie	Ame comprimée	Ame en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) / (1 - \psi)$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81

(b) Parois semelles en console :



Sections laminées



Sections soudées

Classe	Type de section	Parti comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées soudées	$c/t_f \leq 10 \epsilon$ $c/t_f \leq 9 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha \cdot \alpha}$ $c/t_f \leq \frac{9\epsilon}{\alpha \cdot \alpha}$	
2	laminées soudées	$c/t_f \leq 11 \epsilon$ $c/t_f \leq 10 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{11\epsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11\epsilon}{\alpha \cdot \alpha}$ $c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha \cdot \alpha}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées soudées	$c/t_f \leq 15 \epsilon$ $c/t_f \leq 14 \epsilon$	$c/t_f \leq 23 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$ $c/t_f \leq 21 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$ Pour k_σ voir tableau 5.3.3		
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275	355
		ϵ	1	0,92	0,81

COURBES DE FLAMBEMENT

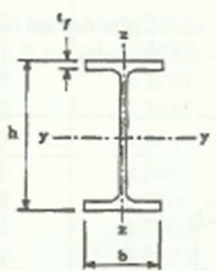
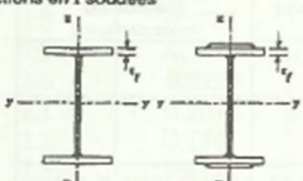
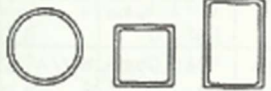
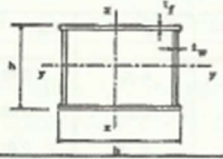
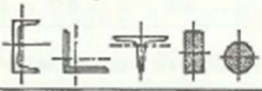
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{yb}^*)$	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{yb}^*)$	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

Tableau 53.3 : Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

DEVERSEMENT

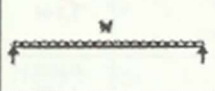
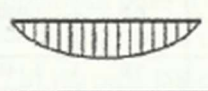
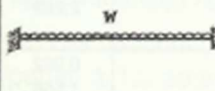
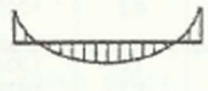
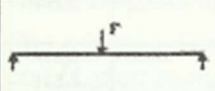
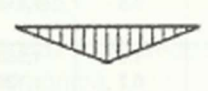
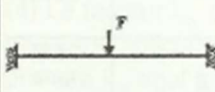
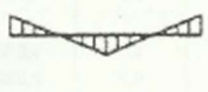
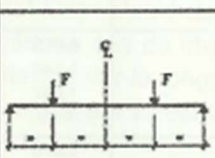
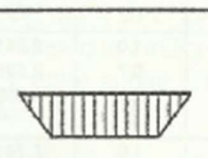
Tableau B.1.2 Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,600
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Tableau B.1.2. : Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k dans le cas de charges transversales

Annexe E

Chapitre VII : Etude des assemblages

	M 12	M 16	M 20	M 24	M 27
Diamètre tige d (mm)	12	16	20	24	27
Diamètre Trou d (mm)	14	18	22	26	30
Section Tige A (mm ²)	113	201	314	452	573
Section Résistance A _s	84	157	245	353	459

Caractéristique des boulons

Boulons	Valeurs usuelles (mm)			Valeurs minimales (mm)		
	P ₁ , P ₂	e ₁	e ₂	P ₁ , P ₂	e ₁	e ₂
M 12	40	25	20	35	20	15
M 16	50	35	25	40	25	20
M 20	60	40	30	45	30	25
M 24	70	50	40	55	35	30
M 27	80	55	45	65	40	35

Tableau : entraxe des boulons et pincés

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Charges permanentes et charges d'exploitation. « D.T.R-B.C-2.2 ».

Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

Règlement neige et vent « RNV99 version 2013 » (D.T.R. C 2- 4.7) MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

Règles parasismiques algériennes « RPA 99 version 2003 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « CBA93 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

Lahlou Dahmani. (2009), « Calcul des éléments résistants d'une construction métallique ».

Manfred A.H, Michel. C (1995) « CHARPENTES METALLIQUES : Conception et dimensionnement des halles et bâtiments.» Vol.11, Presses polytechniques et universitaires romandes (EPFL).

Manfred A.H, Michel. C (1994) « CHARPENTES METALLIQUES : Notions fondamentales de dimensionnement » Vol.10, Presses polytechniques et universitaires romandes (EPFL).

M.Belazougui (2004), « Calcul des ouvrages en béton arme »