

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université de Mohamed Elbachir El Ibrahimi
Bordj Bou Arreridj
Faculté des sciences et de la technologie
Département de Génie Civil



MÉMOIRE

En vue de l'obtention d'un diplôme de Master en Génie Civil

Option: Structures

Thème

**Étude d'une halle métallique avec
traverses à âme pleine à usage d'exposition**

Dirigé par :

Dr. Mazoz aida

Réalisé par :

**Mansouri Djelal et
Bouzok Mehdi Nejmeddine**

Devant le jury composé de:

Président : Mr.NOUI Ammar

Examineurs :Mr.Mazouz badis

Mr.Djoudi larbi

Mr.Abdemeziane nabil

Promotion: 2019/2020

Remerciements

Dieu tout puissant de nous avoir donné cette opportunité et de nous avoir aidé à arriver jusqu'au bout.

- Tous les enseignants qui nous ont guidées le long de notre formation en Particulier : Dr **Mazoz aida**, pour son suivi et ces conseils.
- Nos très chères familles pour leur soutien moral et physique.
- Les membres du jury, de s'être donné la peine d'examiner notre modeste travail.
- Toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation

Dédicaces

A mon père.

A ceux qui m'ont tout donné sans rien en retour

A ceux qui m'ont encouragé et soutenu depuis toujours

Et ceux à qui je dois tant

A ma chère mère pour leur amour et leur support continu pour

Que ce travail soit le témoignage sincère et affectueux de ma
profonde

Reconnaissance pour tout ce qu'ils ont fait pour moi.

A mes frères

A tous mes amis sans exception

A n toute la promotion 2020

Résumé

Notre projet de fin d'études consiste à faire une étude et dimensionnement d'une halle d'exposition en charpente métallique situé à la ville de Bordj Bou Arreridj. Il est constitué de plusieurs portiques, stabilisés par des contreventements, et couvert par une toiture à deux versants symétriques. Ce projet est élaboré en plusieurs étapes ; en premier lieu l'évaluation des charges et surcharges ainsi que les effets des actions climatiques (neige et vent) selon le règlement Algérien « RNV 99 / V2013 », ensuite le dimensionnement des différents éléments (secondaires et porteurs), après l'étude dynamique de l'ouvrage selon le règlement parasismique Algérien « RPA 99 V 2003 », puis l'étude des assemblages selon le « CCM 97 », et enfin l'étude de l'infrastructure selon le « BAEL 91 », et comme logiciel nous avons utilisé le «ROBOT ». Le mémoire a été achevé par une conclusion.

Mots clés: Charpente métallique –halle d'exposition –Dimensionnement- Assemblage- Neige - Vent.

Summary

Our end-of-studies project consists of carrying out a study and dimensioning of a metal frame exhibition hall located in the town of Bordj Bou Arreridj. It consists of several gables, stabilized by bracing, and covered by a roof with two symmetrical slopes. This project is developed in several steps ; firstly the assessment of loads and overloads as well as the effects of climatic actions (snow and wind) according to the Algerian regulation "RNV 99 / V2013", then the dimensioning of the different elements (secondary and carriers), after dynamic study of the structure according to the Algerian seismic regulation "RPA 99 V 2003 ", then the study of assemblies according to " CCM 97 ", and finally the study of the infrastructure according to "BAEL 91", and as software we used "ROBOT". The brief was concluded with a conclusion.

Keywords: Metal frame - exhibition hall - Dimensioning - Assembly - Snow - Wind.

ملخص

هذا المشروع الخاص بنهاية الدراسة يتمثل في دراسة و تحديد أبعاد قاعة معارض بالهيكل المعدنية تقع في ولاية برج بو عريريج تتكون من العديد من الإطارات المعنية المثبتة عن طريق الدعامات المعدنية و مغطاة بسقف ذو منحدرين متناظرين و متمائلين . هذا المشروع أنجز عبر عدة مراحل
أولا : حساب و تقييم الحمولات و الحمولات الزائدة و كذلك العوامل المناخية كالرياح و الثلوج معتمدين على القانون RNV99version2003 الجزائري
بعدها , تحديد أبعاد و مقاطع مختلف العناصر المكونة للبنية (العناصر الأساسية و الثانوية) ثم دراسة ديناميكية للمنشأ حسب CCM 97بعدها دراسة تركيب العناصر مع بعضها
في النهاية قمنا بدراسة البنية التحتية للبنية حسب القانون العالمي BAEL 91 كما إستعملنا برنامج الروبو لتعيين مختلف التحريصات
الكلمات المفتاحية: إطار معدني - صالة عرض - أبعاد - تجميع - ثلج - ريح

SOMMAIR

INTRODUCTION	1
Définition ossature métallique	2

Chapitre 1: Présentation du projet

1.1- Présentation du projet	3
1.1.1- Caractéristiques géographiques du lieu d'implantation	3
1.1.2- Caractéristiques géométriques et techniques	3
1.2- Pré dimensionnement des éléments porteurs	6
1.3- Caractéristiques des matériaux	6
1.3.1- Acier de construction	7
1.3.2- Béton armé et brique	7
1.4- Règlements utilisés	8

a) Influence de la localisation géographique

b) Influence de l'altitude

Chapitre 2: Calcul des surcharges climatiques de neige et de vent (selon les Règles RNV99)

2.1- Valeur du coefficient de forme de la toiture (μ)	9
2.1.1 Action du vent sur la halle métallique	9
2.1.2- Détermination du coefficient dynamique C_d	9
2.2- Détermination de la pression dynamique du vent q_{dyn}	10
2.2.1- Hauteur de référence z_e	11
2.2.2 Coefficient d'exposition au vent C_e	12

a) Coefficient de topographie C_t

b) Facteur de terrain K_T

c) Coefficient de rugosité C_r

d) Intensité de turbulence I_v

2.2.2.1-Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} et intérieure C_{pi}	12
2.2.2.2-Coefficients de pression extérieure C_{pe}	12
2.2.2.3- Coefficients de pression intérieure C_{pi}	19
c) Influence de la localisation géographique	
d) Influence de l'altitude	

Chapitre3 : Calcul des pannes

3.1- Définition.....	27
3.2- Détermination des charges et surcharges.....	27
3.1-Pré dimensionnement	27
3.3- Combinaisons de charge les plus défavorables.....	28
3.4- Vérification à la sécurité.....	30
3.4.1- Vérification à l'état limite ultime	30
3.4.1.1- Vérification à la flexion	30
3.4.1.2-Vérification au cisaillement	30
3.4.1.3- Vérification au déversement	31
3.5-Dimensionnement des pannes (avec des liernes)	33
3.5.1- Vérification à la sécurité	33
3.5.1.1- Vérification à l'état limite ultime	33
3.5.1.1.1- Vérification à la flexion	33
3.5.1.1.2- Vérification au cisaillement	33
3.5.1.1.3- Vérification au déversement	34
3.5.2- Vérification à l'état limite de service	36
3.5.2.1- Vérification à la flèche	36
3.6- Calcul des liernes.....	37

3.6.1- Introduction	37
3.6.2- Dimensionnement des liernes	38
3.6.3- Calcul de la section des liernes	38
3.7-Calcul de l'échantignolle	39
3.7.1-Introduction	39
3.7.2-Calcul des charges revenant à l'échantignolle	39
3.7.3-Dimensionnement de l'échantignolle	40

Chapitre 4: Calcul des lisses de bardages

4.1- Introduction	41
4.2- Détermination des charges et surcharges	41
4.2.1- Surcharge climatique due au vent	41
4.2.1.1- Combinaisons d'action	42
4.2.1.2- Pré dimensionnement	42
4.2.1.3- Dimensionnement des lisses	42
4.2.1.4- Détermination des sollicitations	42
4.2.1.5-Vérification de la résistance des lisses	42
4.2.1.6-Vérification à L'ELS	43
4.2.1.7-Vérification la flèche	43
4.2.1.8- Dimensionnement des lisses (avec des liernes)	43
4.2.1.8.1- Détermination des sollicitations	43
4.2.1.9 -Vérification de la résistance des lisses (avec des liernes)	44
4.2.1.9.1- Condition de résistance	44
4.2.1.9.2 -Vérification au cisaillement	44
4.2.1.9.3- Vérification au diversement	44
4.2.1.9.4 - Vérification à L'ELS	45

4.2.1.9.4.1- Combinaisons de calcul	45
4.2.1.9.4.2- Vérification la flèche.....	45
4.2.1.10- Dimensionnement des liernes	46
4.2.1.11- Calcul de la section des liernes	46
4.2.2- Surcharge climatique due au vent	47
4.2.2.1- Combinaisons d'action	47
4.2.2.2- Pré dimensionnement	47
4.2.2.3- Dimensionnement des lisses	47
4.2.2.3.1- Les combinaisons de calcul	47
4.2.2.3.2- Détermination des sollicitations	47
4.2.2.4- Vérification de la résistance des lisses	48
4.2.2.4.1- Condition de résistance	48
4.2.2.4.2- Vérification à L'ELS	48
4.2.2.4.3- Vérification la flèche	48
4.2.2.5- Dimensionnement des lisses (avec des liernes)	48
4.2.2.5.1- Détermination des sollicitations	48
4.2.2.5.2- Vérification de la résistance des lisses (avec des liernes)	49
4.2.2.5.3- Vérification au cisaillemen	49
4.2.2.5.4- Vérification au diversement	49
4.2.2.5.5- Vérification à L'ELS	49
4.2.2.6- Dimensionnement des liernes	51
4.2.2.7- Calcul de la section des liernes	51

Chapitre5 : Calcul des potelets

5.1-Introduction.....	53
5.2-charges permanentes G (verticale concentrée)	53
5.3-Surcharge climatique V (vent)	53

5.4-Dimensionnement du potelet	53
5.5-Vérification de la section à la résistance	54
5.5.1-Sous la flexion	54
5.5.2-Sous l'effort normal	54
5.6-Vérification de l'élément aux instabilités.....	54
5.6.1-Flexion composée avec risque de déversement	54
5.6.2-Vérification au flambement	57
5.6.3-Vérification au déversement	57
5.7-Conclusion	

Chapitre 6: Etude de stabilités et contreventements

6.1-Introduction	58
6.2-Calcul de la poutre au vent en pignon	58
6.3- Effort en tête de poteau	58
6.4-Réactions R_{A1} et R_{B1}	58
6.5 - Calcule de la diagonale	59
6.6 -Vérification les diagonales à la traction	60
6.7- Palée de stabilité pour hangar	60
6.7.1 - Disposition	60
6.7.2 - Hypothèses de calcul	60
6.7.3 - Calcul des diagonales	60
6.8 - Vérification des diagonales D_1 et D_2 à la traction	61
6.9 - Vérification à la traction des diagonales	61
6.10 - Calcul de la sablière	62
6.10.1 - Généralité	62
6.10.2- Pré dimensionnement	62
6.10.3- conditions de la résistance	62

6. 10.3.1- Vérification de la poutre sablière au flambement	62
6. 10.3.2- Vérification au flambement	64

Chapitre 7: Etude de sismique

7.1-Introduction	65
7.2-principe de calcul	65
7.3- calcul l'effort sismique dans la structure	65
7.3.1- Effort sismique a la base de l structure	65
7.3.2-Détermination les coefficients de la force sismique totale	65
7.3.3-Poids total de la structure (W)	67
7.3.4-Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	68
7.3.4.1-Sens longitudinal	68
7.3.4.2-Sens transversal.....	68
7.4-conclusion	69

Chapitre8 : Calcul de portique

8.1-Calcul de portique	70
8.2-Caractéristiques des barres	70
8.3-Caractéristiques des Matériaux	70
8.4-Donnée des barres	71
8.5-Charges sur le portique	71
8.6-Efforts extrêmes globaux	74
8.7-Note de calcul	74

Chapitre9 : Assemblage avec ETUDE FONDATION

9.1-Assemblage poteau Traverse	80
9.1.1- Introduction	80
9.1.2- L'effort sollicitant	80

9.1 .3- Détermination des efforts dans les boulons	80
9.1.4- Dimensionnement des boulons	81
9.1 .5- Condition de résistance des boulons	81
9.1 .5.1- Distance entre axe des boulons	81
9.1 .5.2- Moment résistant effectif de l'assemblage	81
9.1 .5.3- Résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction	82
9.1 .5.3.1- Assemblages résistant au glissement à l'état limite ultime	82
9.1 .5.3.2-Effort de cisaillement sollicitant par boulon	82
9.1 .5.3.3-Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction sollicitant par boulant... 82	
9.1 .5.3.4-Vérification au poinçonnement	82
9.1 .5.3.5-Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue	83
9.1 .5.3.6-Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée.....	83
10-Etude des fondations	117
10.1- Efforts sollicitant	117
10.1.1- Dimensionnement de la plaque d'assise	117
10.1.2-Epaisseur de la platine	117
10.1.3-Vérification de la contrainte de compression sur la semelle	117
10.1.4-CALCUL DES FONDATIONS	118
10.1.5-Charge à prendre en considération	118
8.1.6-Choix du type de fondations	118
10.1.7-Calcul de la hauteur (h) de la semelle	119
10.1.8-Calcul de ferrailage	119
10.2-CALCUL DES LONGRINES	121
10.2.1-Dimensionnement des longrines	121
10.2.2-Calcul du ferrailage	121
10.2.3-Ferrailage	121

10.2.4-Ferrailages des longrines	121
10.2.5-Condition de nom fragilités	121
10.2.6-L'espacement des cadres	121
10.2.7-Les armatures transversales	121
CONCLUSION.....	124
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	125

Liste des Figures :

Chapitre 1: Présentation du projet

Figure 1.1 : Perspective de la halle (dimensions en m)

Figure 1.2 : Élévation de la façade Pignon

Figure 1.3 : Élévation de la façade Long-pan

Figure 1.4: Plan d'implantation

Chapitre 2: Calcul des surcharges climatiques de neige et de vent (selon les Règles RNV99)

Figure 2.1: Surcharge de Neige sur la toiture

Figure 2.2: Vent perpendiculaire au long-pan

Figure 2.3: Vent perpendiculaire au pignon

Figure 2.4 : Légende pour les parois verticales

Figure 2.5 : Répartition des C_{pe} pour les parois verticales (sens V1)

Figure 2.6 : Zones de pression pour la toiture (sens V1)

Figure 2.7 : Valeurs de C_{pe} pour chaque zone de la toiture (sens V1)

Figure 2.8 : Zones de pression et répartition des C_{pe} pour les parois verticales (sens V2)

Figure 2.10 : Zones de pression et répartition des C_{pe} pour la toiture (sens V2)

Figure 2.11 : Répartition des pressions sur les parois verticales pour le Sens V1

Figure 2.12 : Répartition des pressions sur la toiture pour le Sens V1

Figure 2.13 : Répartition des pressions sur les parois verticales pour le Sens V2

Figure 2.14 : Répartition des pressions sur la toiture pour le Sens V2

Figure 2.15 : Surcharges de vent pour (sens V1)

Figure 2.16 : Surcharges de vent pour (sens V2)

Chapitre 3 : Calcul des pannes

Figure 4.1 Schéma statique sous charge d'entretien

Figure 4.2 Moment due à la charge d'entretien

Figure 4.3 présentation les charges et les moments

Figure 4.4.1 Présentation d'un lierne

Figure 4.4.2 Présentation d'un lierne

Figure 5.1: Echantignole

Figure 5.2 : Dimensions de l'échantignolle

Chapitre 4: Calcul des lisses de bardages

Figure6.1 les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.

Figure 6.2 représentation des efforts

Chapitre5 : Calcul des potelets

Figure7.1 : Schéma statique du potelet

Chapitre 6: Etude de stabilités et contreventements

Figure8.1 : Schéma statique des contreventements de la toiture

Figure8.2 : Schéma statique des contreventements de long pont

Figure8.2 : présentation la sablière

Chapitre8 : Calcul de portique

Figure9.1 : Vue de portique

Figure 9.2 : Présentation de la charge permanente

Figure9.3 : Présentation de la charge du vent

Figure9.4 : Présentation de la charge de neige

Figure9.5 : présentation de la charge sismique

Figure9.6 : présentation du Moment max et min

Figure9.7 : présentation de l'effort tranchant Fz

Chapitre9 : Assemblage avec ETUDE FONDATION

Figure10.1:Représentation de l'assemblage Poteau Traverse

Figure10.2:Représentation de l'assemblage Traverse Traverse

Figure10.3:Représentation le plan de l'assemblage Poteau Traverse

Figure10.4:Représentation de l'assemblage pied de poteau

Figure10.5:Représentation le plan de l'assemblage pied de poteau

Figure10.6 : ferrailage des semelles isolées

Figure10.7 : ferrailage des longrines

Liste des tableaux :

Tableau 2.1 : Facteur de terrain

Tableau 2.3 : Valeurs du coefficient d'exposition au vent C_e

Tableau 2.3. Valeurs de la pression dynamique

Tableau 2.4: Valeurs de surface et de C_{pe} pour chaque zone des parois verticales (**sens V1**)

Tableau 2.5: Valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture (**sens V1**)

Tableau 2.6. Valeurs de C_{pe} pour chaque zone de la toiture (sens V1)

Tableau 2.7: Valeurs des surfaces et C_{pe} des zones de vent pour les parois verticales (**sens V2**)

Tableau 2.8: Valeurs des surfaces des zones de vent pour la toiture (**sens V2**)

Tableau 2.9: Valeurs pression sur les parois verticales pour le **Sens V1**

Tableau 2.10: Valeurs de pression sur les parois verticales pour le **Sens V1**

Tableau 2.11: Valeurs pression sur les parois verticales pour le **Sens V2**

Tableau 2.12: Valeurs de pression sur les parois verticales pour le **Sens V2**

Tableau 3.1 : critère q

Tableau 3.2: Poids des éléments

Tableau4.1 : Caractéristiques des barres

Tableau4.2 : Caractéristiques d'acier

Tableau4.3: Coordonner des nœuds dans le portique

Tableau4.4 :coordonné d es barres dans le portique

Tableau4.5 : les charges permanentes dans portique 1

Tableau4.6 :Les efforts défavorables dans le portique

Tableau 5.1:Section de calcul du boulon de la partie lisse et de la partie fileté

LES ANNEXES

ANNEXE1 : Valeur de x en fonction de $\bar{\lambda}$

NOTATIONS

Les principales notations utilisées sont les suivants :

A	Aire de la section brute.
Anet	Aire de la section nette.
Aeff	Aire de la section efficace.
Av	Aire de cisaillement.
H	Hauteur de la section transversale.
b	Largueur des semelles.
r	Rayon du congé de raccordement.
t_f	Epaisseur des semelles.
t_w	Epaisseur de l'âme.
I _{y.z}	Moment d'inertie.
iy.z	Rayon de giration de la section.
Iw	Facteur de gauchissement.
It	Moment d'inertie de torsion.
Wply.z	Module plastique de la section.
Wely.z	Module élastique de la section.
Weff	Module élastique efficace de la section.
Npl	Effort normal résistant plastique.
Nu	Effort normal ultime de la section nette.
Nnet	Effort normal résistant de la section nette.
Mply.z	Moment résistant plastique de la section.
Mely.z	Moment résistant élastique de la section.
Meff.z	Moment résistant de la section efficace.
Mcr	Moment critique de déversement.
$\lambda_{y.z}$	Elancement géométrique pour le mode de flambement.
$\lambda_{y.z}$	Elancement réduit pour le mode de flambement.
λ_{cr}	Elancement critique d'Euler.
$\chi_{y.z}$	Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.
Ψ_s	Coefficient de scellement relatif a une armature (psi).
τ	Contrainte tangente (tau).
τ_u	Contrainte tangente conventionnelle.
τ_s	Contrainte d'adhérence.
Φ	Diamètre d'une armature transversale.
N	Coefficient de poissant (nu).
μ_{ser}	Moment ultime à L'ELS (mu).
μ_{bu}	Moment réduit à L'ELU.
α	Facteur d'imperfection pour le flambement

INTRODUCTION

Depuis le milieu du XVIII^{ème} siècle, le fer a commencé à faire son apparition comme matériau de construction. Les progrès techniques réalisés dans le domaine de la production métallique contribuèrent à l'amélioration des qualités de ce matériau : le fer en fonte, puis à l'apparition d'un autre matériau appelé : « **acier** ». Ce dernier dérivant directement du fer apparut à la fin du XIX^{ème} siècle, modifie l'environnement de la construction. Mais cela ne se limitait pas seulement à l'acier, il y a aussi l'acier doux, l'acier haute résistance et les aciers spéciaux. Ils se différencient par leur taux de carbone. La sécurité est inversement proportionnelle à la teneur en carbone, c'est pour cela que seuls les aciers doux (à faible taux de carbone : 0,05% à 0,3%) sont autorisés en construction métallique.

Les performances de ce nouveau matériau entraînèrent aussi la modification des procédés d'assemblage : du rivetage au boulonnage puis à la découverte de la soudure ; également à l'apparition des produits fabriqués en usine avec des dimensions importantes.

Plusieurs travaux impressionnants ont marqué le développement de la construction métallique comme la construction du « *Cristal Palace* » à Londres en 1851 qui est un bâtiment avec un revêtement en verre reposant sur une ossature métallique ; la réalisation en 1889 de la « *Tour Eiffel* » à Paris qui s'élève à 320m de hauteur, composé de 12 000 barres assemblées entre elles par 2 500 000 boulons ; la réalisation des ponts comme le pont suspendu au Japon de 1990m de portée ; sans oublier la réalisation des gratte-ciel de très grande hauteur si on ne cite que celui de Taïpeh à Taïwan avec 101 étages et 508m de haut.

Les bâtiments métalliques peuvent être conçus fort différemment selon leur exploitation, leur environnement, les exigences architecturales et les habitudes des constructeurs, ... De cela, on distingue les bâtiments à étage avec des ossatures métalliques pour un usage d'habitation, de bureau, ..., les halles métalliques qui englobent un espace libre important pour usage soit sportif, soit culturel, soit industriel, voire un usage d'entrepôts.

L'acier est utilisé de plus en plus pour ces capacités économiques, mécanique et sa légèreté. En construction métallique, l'étude des phénomènes d'instabilité est particulièrement importante car ils sont très fréquents étant donné le fait d'utiliser des éléments minces et de grand élanement.

Pour vérifier la sécurité d'une construction, on doit tenir compte de trois critères tels que : le critère **de résistance, de rigidité et de stabilité**.

De ce fait, notre projet de fin d'étude de master s'est porté sur l'étude d'un ouvrage métallique. L'ouvrage en question est une halle métallique d'exposition dont l'implantation est prévue à Bordj Bou Arreridj .

L'étude de la structure est menée essentiellement en utilisant le logiciel d'éléments finis ROBOT qui permet à la fois de modéliser, analyser et de dimensionner différents types de structure, ainsi après un redimensionnement des différents éléments de la structure, un modèle 3D de celle-ci est implanté le logiciel.

Ce travail est composé d'une introduction, d'une conclusion et de dix autres chapitres qui sont comme suit :

- **Chapitre 1: Présentation du projet**
- **Chapitre 2: Calcul des surcharges climatiques de neige et de vent (selon les Règles RNV99)**
- **Chapitre 3 : Calcul des pannes**
- **Chapitre 4: Calcul des lisses de bardages**
- **Chapitre 5 : Calcul des potelets**
- **Chapitre 6: Etude de stabilités et contreventements**
- **Chapitre 7: Etude de stabilités et contreventements**
- **Chapitre 8 : Calcul de portique**
- **Chapitre 9 : Assemblage avec étude fondation**

Chapitre 1:

Présentation du projet

1.1- Présentation du projet :

Le projet consiste à étudier une halle en charpente métallique implantée à Bordj Bou Arreridj, destinée à l'exposition des machines électroménagers avec une toiture en pente à 2 versants. Vu son exploitation, on classe cette structure parmi les constructions qui regroupe l'ensemble des bâtiments industriels et des ouvrages de stockage (cf. *Principes de calcul RNV 99/2013*).

1.1.1-Caractéristiques géographiques du lieu d'implantation :

Cet ouvrage sera bâti à Bordj Bou Arreridj qui est une ville située à une altitude de **928 m** par rapport au niveau moyen de la mer.

On a adopté quelques classifications nécessaires dans le déroulement des calculs :

- D'après la classification des zones de vent, Bordj Bou Arreridj fait partie de la **zone IIa** (cf. *annexe 1, RNV 99/2013 page109*)
- Pour les zones de neige, elle appartient à la **zone B** (cf. *zones de neige par commune, RNV99/2013*)
- La construction est sise sur un site normal de terrain plat et sur une zone industrielle de **catégorie III** d'après la définition des catégories de terrain (cf. *RNV 99/2013, tableau 2.4*).
- La halle sera implantée sur un sol meuble avec une contrainte admissible: $\sigma_{sol} = 2,0 \text{ bar}$. Le site est classé dans la zone sismique **IIa**.

1.1.2-Caractéristiques géométriques et techniques :

La longueur du long-pan L_l est de : $L_l = 5 \times 6 = 30 \text{ m}$

La longueur du pignon L_p est de : $L_p = 20 \text{ m}$

Pour les hauteurs on a :

- La hauteur des parois verticales H_{pv} est de : $H_{pv} = 9 \text{ m}$
- La hauteur de la toiture D est de : $D = 1 \text{ m}$

\Rightarrow La hauteur totale H de la halle est alors $H = H_{pv} + D = 9 + 1 \Rightarrow H = 10 \text{ m}$

L'ossature de la halle est constituée de **6 portiques** avec traverses à **âmes pleines** espacés de

6m, vérifiant la relation $\frac{H_{pv}}{2} < E < H_{pv}$

E désigne l'entraxe des portiques ; $4.5 < E < 9 \Rightarrow E = 6 \text{ m}$

Chaque portique est composé de **2 poteaux** distants de **20m** encastrés à leur pied, reliés entre eux par **2 traverses**. La pente des versants est de **10%** c'est-à-dire que chaque versant fait un angle $\alpha = 5,71^\circ$ par rapport à l'horizontal.

Pour se protéger contre les précipitations, on utilisera les grands éléments de couverture, plus précisément des tôles d'acier nervurées et galvanisées de type **TN 40**. Elles sont supportées par des pannes espacées de **2m**, ce qui revient à **6 pannes par versant** fixées perpendiculairement aux traverses par l'intermédiaire des **échantignoles** pour éviter tout risque de glissement des pannes.

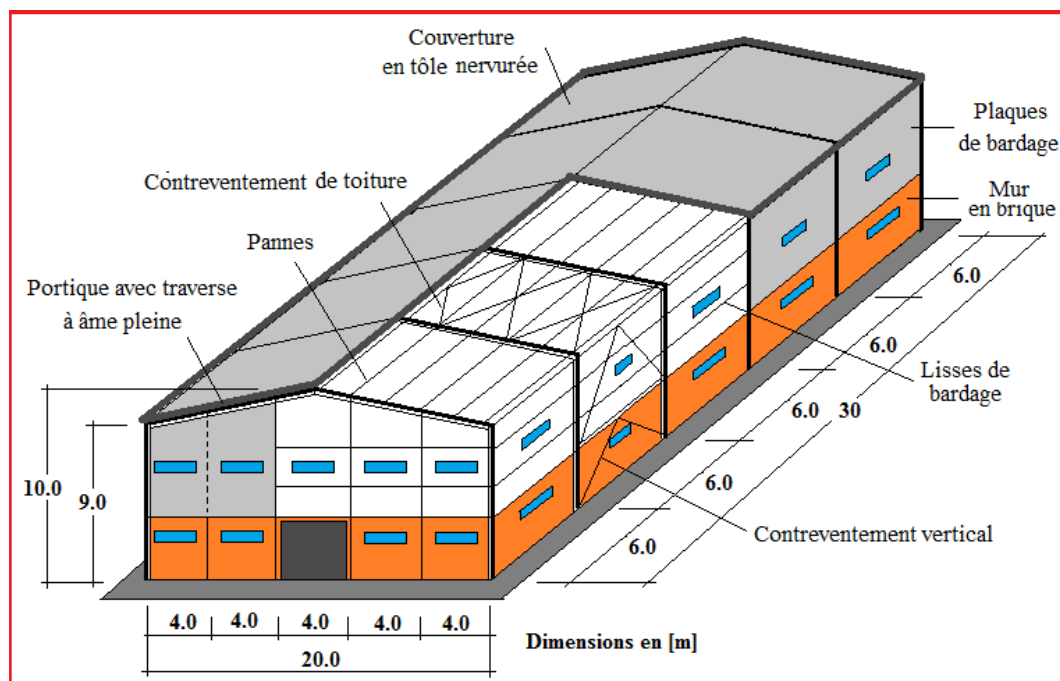


Figure 1.1 : Perspective de la halle (dimensions en m)

Le bardage, ayant pour rôle le remplissage des façades, est exécuté en tôle de même type que la couverture, de **5m** de haut (**bardage simple peau**), fixé aux lisses de bardage qui s'attachent à leur tour aux **potelets** de pignon et aux poteaux pour reprendre les sollicitations dues au vent et assurer la stabilité de la structure. Sur chaque pignon, on dressera **4 potelets** espacés de **4m** articulés en tête et en pieds. Sous le bardage sera édifié un mur en brique de **4m** de haut à **double parois** pour laisser une place aux barres de contreventement et pour améliorer l'isolation thermique de la halle.

Les façades comprennent également des portes et des fenêtres :

- Chaque long-pan comporte **10 fenêtres vitrées** de 1.80mx0.60m parmi lesquelles 5 fenêtres sont ouvertes.

- De même, chaque pignon comporte un **portail** de 4mx4met **9 fenêtres** de 1.8mx0.60m parmi lesquelles 4 fenêtres sont ouvertes.

Façade PIGNON - Portique

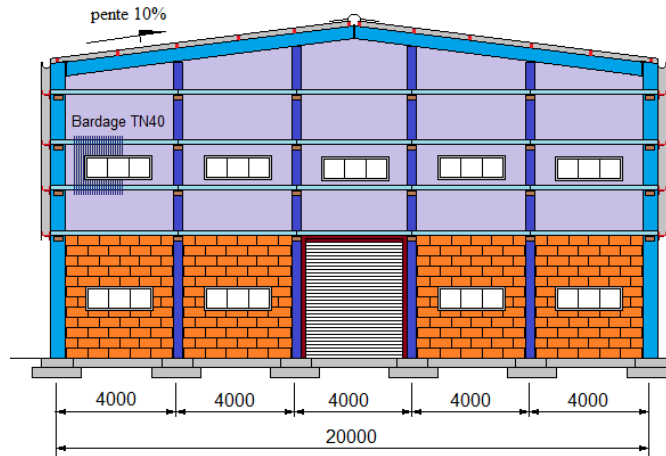


Figure 1.2 : Élévation de la façade Pignon

La rigidité de la structure ainsi que sa stabilité sont assurées par les portiques dans le sens transversal et par des dispositifs de contreventement dans le sens longitudinal. Tout cela pour pouvoir transmettre aux fondations la totalité de la poussée du vent qui agit sur la halle et pour conserver sa géométrie.

Façade LONG PAN

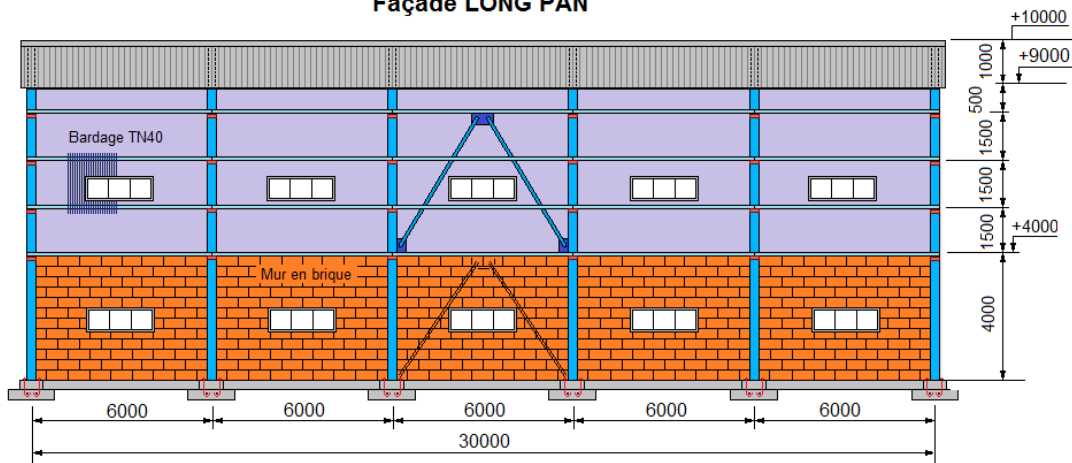


Figure 1.3 : Élévation de la façade Long-pan

Pour transmettre au sol d'assise toutes les charges et surcharges venant de la structure, on utilisera des semelles isolées liées entre elles par des longrines pour éviter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux de ces semelles. Sur les massifs de béton sont fixés les pieds de poteaux et les pieds de potelets par l'intermédiaire d'une platine en tôle, soudée à leur base, destinée à transférer les efforts de réaction du montant (poteau, potelet) dans le béton de fondation. Cette platine est percée de plusieurs trous (2 ou 4 ou 6, ... selon le cas) pour le passage des tiges d'ancrage nécessaires pour maintenir le montant en position d'équilibre

verticale afin de résister au soulèvement ainsi que pour créer un encastrement du montant dans la fondation.

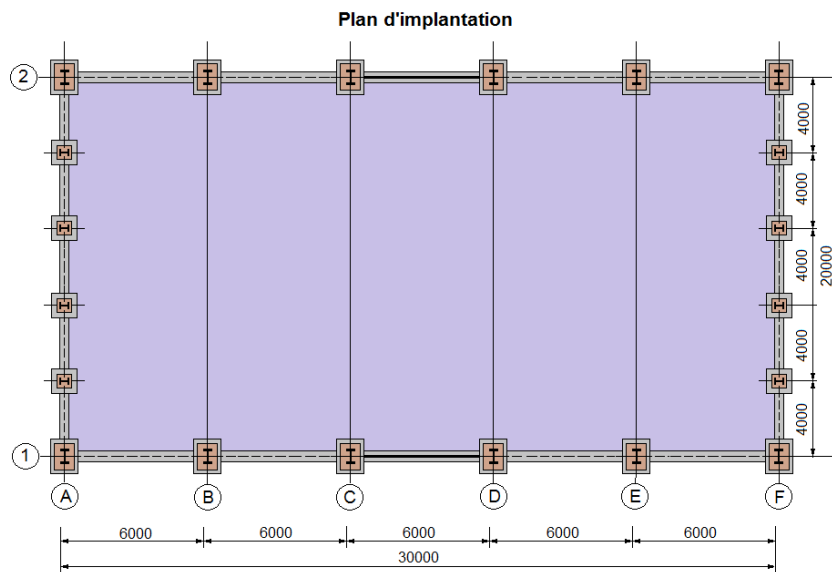


Figure 1.4: Plan d'implantation

1.2- Prédimensionnement des éléments porteurs

Le choix des éléments porteurs, est basé sur les règles empiriques de prédimensionnement suivantes :

- ❖ **Traverses** : la portée $L = 20\text{ m} \Rightarrow h \cong \frac{L}{60} = 333.3\text{ mm} \Rightarrow$ choix **IPE330**,
- ❖ **Poteaux** : profilé **IPE330** (de même section que la traverse),
- ❖ **Pannes** : la portée $l = 6\text{ m} \Rightarrow h \cong \frac{l}{40} = 150\text{ mm} \Rightarrow$ choix **IPE140 à 160**,
- ❖ **Lisses** : pour une portée $l = 6\text{ m} \Rightarrow h \cong \frac{l}{40} = 150\text{ mm} \Rightarrow$ choix **UPE140 à 160**,
pour une portée $l = 4\text{ m} \Rightarrow h \cong \frac{l}{40} = 100\text{ mm} \Rightarrow$ choix **UAP100**.
- ❖ **Potelets** : \Rightarrow choix **HEA160**.

1.3- Caractéristiques des matériaux

La conception et le calcul d'une halle en construction métallique sont basés sur son utilisation prévue, et essentiellement sur leurs caractéristiques de résistance pour assurer une sécurité suffisante et pour garantir une bonne aptitude au service. Ils sont alors fortement influencés par les propriétés des matériaux de construction qui composent l'ouvrage.

1.3.1- Acier de construction

a) L'acier possède de très bonne capacité de résistance mécanique lorsqu'il est soumis à un effort de traction. Effectivement, les valeurs limites de son élasticité et de sa résistance à la traction sont très élevées.

Tous les éléments en construction métallique utilisés dans ce projet sont :

- de nuance **S235**, ce qui signifie que $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$, où f_y désigne la résistance à la traction obtenue par essai de traction de l'acier.
- de module d'élasticité longitudinale **E = 21000 daN/mm²**

En compression, son comportement est presque identique à son comportement sous un effort de traction (leur diagramme contrainte-déformation est symétrique par rapport à l'origine) mis à part les phénomènes d'instabilités éventuels.

b) Pour les pièces fortement sollicitées, les assemblages sont réalisés au moyen de boulons à haute résistance **HR de classe 8×8 et 10×9** (c'est-à-dire avec **des rondelles** pour développer une forte résistance au glissement relatif des pièces à assembler par frottement mutuel des pièces) ; ainsi que **des boulons ordinaires de classe 4×6 et 4×8** pour les autres pièces.

1.3.2- Béton armé et brique :

a) Pour les fondations et le plancher, on utilisera du béton armé qui est un matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers appelés « **les armatures** », disposées de telle façon à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal par lui-même , c'est-à-dire les efforts de traction, ou bien à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut, à lui seul, accomplir ce rôle. Le béton destiné au béton armé se différencie du béton ordinaire par son dosage et par la grosseur des granulats employés.

Comme on avait dit précédemment, les poteaux reposent sur un massif en béton armé, cela nous incite à utiliser un **béton contrôlé dosé à 350 kg/m³ de ciment**. Le dosage qui est le poids, exprimé en kilogramme, de ciment utilisé pour 1m³ de béton mis en œuvre (pour le béton armé, le dosage est généralement compris entre 300 et 400 kg)

La résistance caractéristique à 28 jours d'âge f_{c28} du béton utilisé est de :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} = 2,5 \text{ daN/mm}^2$$

La contrainte admissible de compression $\bar{\sigma}_b$ du béton est : $\bar{\sigma}_b = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

γ_b : coefficient de sécurité, dans les situations normales, elle a pour valeur $\gamma_b = 1,5$

$$\text{D'où } \bar{\sigma}_b = 0,85 \frac{2,5}{1,5} = 14,17 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 14,17 \text{ MPa} = 1,417 \text{ daN/mm}^2$$

b) Pour le mur édifié sous le bardage, on utilisera **des briques creuses de terre cuite** dont les trous sont placés horizontalement parallèle au plan de pose (trous dirigés suivant l'axe longitudinal de la pièce). Ces briques sont bourdées au mortier de ciment et dont les joints verticaux sont décalés d'assise en assise ce qui permet d'obtenir une cohésion du mur et une meilleure répartition et transmission des charges.

1.4- Règlements utilisés

Les règlements utilisés dans l'étude de cette structure sont:

- Règles neige et vent (**RNVA2013**) **D.T.R-C2.47.**
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation **D.T.R-B.C-22.**
- Règles parasismique algériennes (**RPA99 version 2003**) **D.T.R-B.C-2.48.**
- Règles de conception et de calcul des structures en acier (**CCM97**)- **D.T.R-B.C-2.44.**
- Règles de calcul des fondations superficielles **D.T.R-B.C-2.33.**

Chapitre 2: Calcul des surcharges climatiques de neige et de vent (selon les Règles RNV99)

2.1- Action de la neige sur la toiture de la halle métallique

La toiture d'une construction est soumise à l'accumulation de la neige. Selon les Règles Algériennes **RNV99** qui sont applicables sur l'ensemble des constructions situées à une altitude inférieure à **200m**, la valeur représentative de la charge statique de neige dépend de la localisation du lieu d'implantation de l'ouvrage sur la carte des zones de neige, de l'altitude de ce site par rapport au niveau moyen de la mer et aussi de la forme de la toiture de l'ouvrage.

La charge caractéristique de neige (S) s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k [\text{kN/m}^2] \dots\dots\dots (2.1)$$

avec

S : charge caractéristique de neige par unité de surface (en KN/m^2)

S_k : charge de neige sur le sol en $[\text{kN/m}^2]$

μ : coefficient d'ajustement des charges ou coefficient de forme

Remarque :

Il n'est pas nécessaire de calculer les charges de neige suspendues en débord des toitures, car cette charge doit être prise en compte seulement pour les constructions situées à plus de **1000m** d'altitude, ce qui n'est pas le cas dans notre étude.

2.1.1- Charge de neige S_k sur le sol

La valeur de S_k varie suivant la localisation géographique et suivant l'altitude du lieu considéré.

e) Influence de la localisation géographique

La halle métallique est construite à Bordj Bou Arréridj, qui fait partie de la **zone B** selon les zones de neige définis par la RNV 99/2013, d'où on a la formule suivante :

Pour la **zone B** :
$$S_k = \frac{0,04 \cdot H + 10}{100} \dots\dots\dots (2.2)$$

H : altitude par rapport au niveau de la mer du site considéré (en m).

f) Influence de l'altitude

Le site se trouve à une altitude de 928 m au dessus de la mer.

$$H = 928 \text{ m} \Rightarrow S_k = \frac{0,04 \cdot 928 + 10}{100} \Rightarrow S_k = 0,4712 \text{ KN/m}^2 = 47,12 \text{ daN/m}^2$$

2.1.2- Valeur du coefficient de forme de la toiture (μ)

Elle est en fonction de la forme de la toiture. On a une toiture en pente de 10% (c'est-à-dire: $\alpha = 5,71^\circ$) à deux versants, sans obstacle de retenue ; (μ) s'obtient du Tableau des coefficients de forme pour une toiture à 2 versants avec une valeur unique de α

$$0^\circ < \alpha = 5,71^\circ < 30^\circ ; \text{ on a : } \mu = 0,8$$

d'où la charge caractéristique de neige S est comme suit:

$$S = 0,8 \times 47,12 \Rightarrow S = 37,7 \text{ daN/m}^2.$$

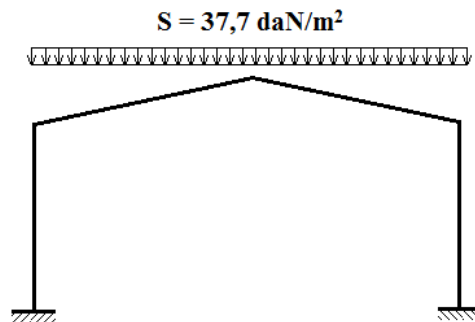


Figure 2.1: Surcharge de Neige sur la toiture

2.2- Action du vent sur la halle métallique

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être effectuée pour déterminer l'action du vent dans toutes les directions possibles dont le calcul est mené conformément au règlement Algérien de Neige et Vent RNV99/2013. La pression du vent dépend d'un certain nombre de facteurs, en particulier:

- la région,
- le site d'implantation,
- la hauteur de la construction,
- la forme géométrique de la construction,
- la rigidité de la construction et
- les ouvertures (ou de la perméabilité à l'air) de la construction.

Il s'agit, donc, de calculer la pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j . Les règles RNV99 sont applicables car notre structure a une hauteur totale $H=10\text{m} < 200 \text{ m}$.

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la structure. Pour notre cas, on a une halle métallique de forme rectangulaire donc on considèrera les deux directions du vent qui sont :

- La direction du vent perpendiculaire au long-pan (**sens V_1**)
- La direction du vent perpendiculaire au pignon (**sens V_2**)

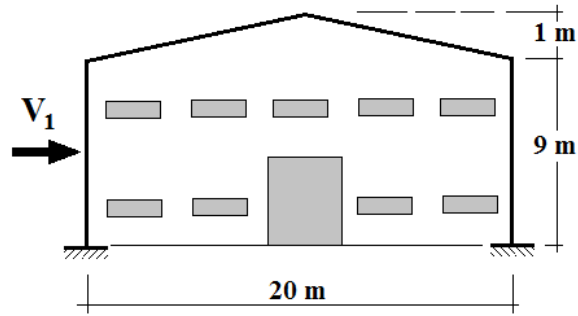


Figure 2.2: Vent perpendiculaire au long-pan

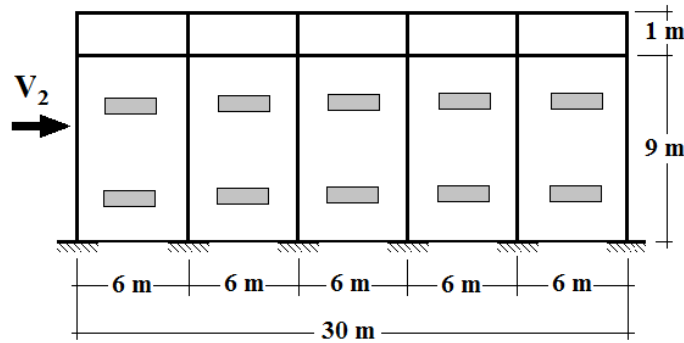


Figure 2.3: Vent perpendiculaire au pignon

La pression (q_j) due au vent sur la surface de l'élément j est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d * W(z_j) \text{ en } [N/m^2] \dots\dots\dots (2.3)$$

C_d : coefficient dynamique de la construction

$W(z_j)$: pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur z_j de l'élément, elle est donnée par :

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) * [C_{pe} - C_{pi}] \text{ en } [N/m^2] \dots\dots\dots (2.4)$$

où q_{dyn} : pression dynamique du vent calculée à la hauteur z_j

C_{pe} : coefficient de pression extérieure

C_{pi} : coefficient de pression intérieure.

2.2.1- Détermination du coefficient dynamique C_d

Le coefficient dynamique C_d dépend du type de matériau de la construction ainsi que sa hauteur totale. Pour un bâtiment métallique de hauteur inférieure à 15m. On prend :

$$C_d = 1 \text{ (chap.3§3.2 - RNV/2013)}$$

2.2.2- Détermination de la pression dynamique du vent q_{dyn}

La pression dynamique q_{dyn} à la hauteur de référence z_e est donnée par (§2.3.1- RNV/2013) :

$$q_{dyn}(z_e) = q_{réf} * C_e(z_e) \text{ en } [N/m^2] \dots\dots\dots(2.5)$$

où $q_{réf}$: pression dynamique de référence (en N/m^2),

$C_e(z_e)$: coefficient d'exposition au vent,

La valeur de la pression dynamique de référence $q_{réf}$ est en fonction de la zone de vent du lieu d'implantation. Bordj Bou Arreridj fait partie de la **zone II**

$$\Rightarrow q_{réf} = 435 \text{ N/m}^2 \text{ (Tableau 2.2, RNV99/2013)}$$

2.2.2.1- Hauteur de référence z_e

- Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales, la hauteur de référence z_e est déterminée selon la figure 2.1 de RNV99/ 2013. Dans notre cas, la hauteur des parois verticales (h) est inférieure à la longueur ou la largeur (b) de la halle métallique étudiée, c'est à dire ($h < b$), alors, la structure doit être considérée comme un tout et il n'est plus nécessaire de la subdiviser en éléments de surface j horizontaux $\Rightarrow z_e = h = 9\text{m}$;
- Pour les murs sous le vent et parallèles au vent, z_e est prise égale à la hauteur (h) de la halle métallique.
- Pour la toiture, z_e est prise égale à la hauteur maximale de la halle métallique, $z_e = h = 10\text{m}$.

2.2.2.2- Coefficient d'exposition au vent C_e

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

$C_e(z)$ est donné par l'expression ci-contre :

$$C_e(z) = C_t^2(z) * C_r^2(z) * [1 + 7I_v(z)] \dots\dots\dots(2.6)$$

où:

C_t est le coefficient de topographie,

C_r est le coefficient de rugosité,

I_v est l'intensité de la turbulence,

z (en m) est la hauteur considérée.

e) Coefficient de topographie C_t

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

Notre halle métallique est sise sur un site plat:

$$(\emptyset < 0,05) \Rightarrow C_t(z) = 1 \text{ [Fomule 2.4-RNV99/2013]}$$

f) Facteur de terrain K_T

La halle métallique est située dans une zone industrielle de **catégorie III** d'où les valeurs suivantes :

Tableau 2-1 : Facteur de terrain

Catégorie de terrain	K_T	$z_0(m)$	$z_{min}(m)$	ϵ
III	0,215	0,3	5	0,61

z_0 : paramètre de rugosité,

z_{min} : hauteur minimale,

ϵ : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d .

g) Coefficient de rugosité C_r :

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique népérienne(chap.2 §2.4.4-RNV/2013):

- **Pour les parois verticales :**

$$z = 9 \text{ m} \Rightarrow z_{min} = 5 \text{ m} \leq z = 9 \text{ m} \leq 200 \text{ m}$$

$$\text{Donc } C_r(z) = K_T * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \dots\dots\dots(2.7)$$

$$\Rightarrow C_r(9m) = 0,215 * \ln\left(\frac{9}{0,3}\right) = 0,73$$

- **Pour la toiture :**

$$z = 10 \text{ m} \Rightarrow z_{min} = 5 \text{ m} \leq z = 10 \text{ m} \leq 200 \text{ m} \text{ Donc } C_r(z) = K_T * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

$$\Rightarrow C_r(10m) = 0,215 * \ln\left(\frac{10}{0,3}\right) = 0,75$$

h) Intensité de turbulence I_v :

Elle est donnée par la formule suivante (§2.4.6 -RNV99/2013):

$$\text{Pour } Z > Z_{min} = 5 \text{ m} \rightarrow I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \dots\dots\dots(2.8)$$

- **Pour les parois verticales ($z = 9 \text{ m}$)**

$$I_v(9m) = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{9}{0,3}\right)} = \mathbf{0,294}$$

- **Pour la toiture ($z = 10 \text{ m}$)**

$$I_v(10m) = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{10}{0,3}\right)} = \mathbf{0,285}$$

❖ **Valeurs du coefficient d'exposition au vent C_e**

Tableau 2.3. Valeurs du coefficient d'exposition au vent C_e

Coefficients	C_t	C_r	I_v	$C_e(z)$
Parois verticales	1	0,73	0,294	1,63
Toiture	1	0,75	0,285	1,68

❖ **Valeurs de la pression dynamique du vent q_{dyn}**

Finalement, les valeurs de la pression dynamique q_{dyn} sont résumées dans le Tableau suivant:

Tableau 2.3. Valeurs de la pression dynamique

	$Z_e(m)$	C_t	C_r	I_v	C_e	$q_{réf} (N/m^2)$	$q_{dyn} (N/m^2)$
Parois verticales	9	1	0,73	0,294	1,63	435	709,05
Toiture	10	1	0,75	0,285	1,68	435	730,80

2.2.3-Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} et intérieure C_{pi}

2.2.3.1-Coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Comme notre construction est à base rectangulaire, le coefficient de pression extérieure C_{pe} dépend alors de la valeur de la surface chargée S (en m^2) de la paroi considérée, tel que :

$$C_{pe} = C_{pe1} s_i \quad S \leq 1m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(S) s_i \quad 1m^2 < S < 10m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe10} s_i \quad S \geq 10 m^2 \dots\dots\dots(2.9)$$

❖ **Vent perpendiculaire au long-pan (sens V1) :**

a)- Parois verticales:

$$b = 30m ; d = 20m ; h = 9m ; e = \min(b, 2xh) = \min(30, 2x9) = 18m$$

où b désigne la dimension du coté perpendiculaire au vent (en m)

d : dimension du coté parallèle au vent (en m)

e : excentricité (en m).

$$\text{On a : } \mathbf{d = 20m > e = 18m}$$

On divise donc, les parois verticales selon la légende du §5.1.2- chap.5-RNV99/2013) comme suit:

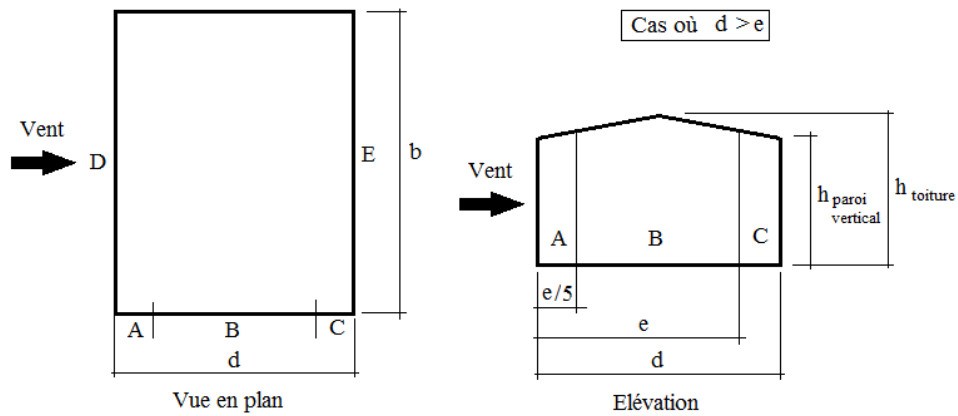


Figure 2.4. Légende pour les parois verticales

Par conséquent, les coefficients de pression extérieure C_{pe} pour chaque zone sont donnés au tableau suivant :

Tableau 2.4: Valeurs de surface et de C_{pe} pour chaque zone des parois verticales (**sens V_1**)

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m ²)	32,4	129,6	18	270	270
C_{pe}	-1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

La figure suivante illustre la répartition des C_{pe} pour les parois verticales :

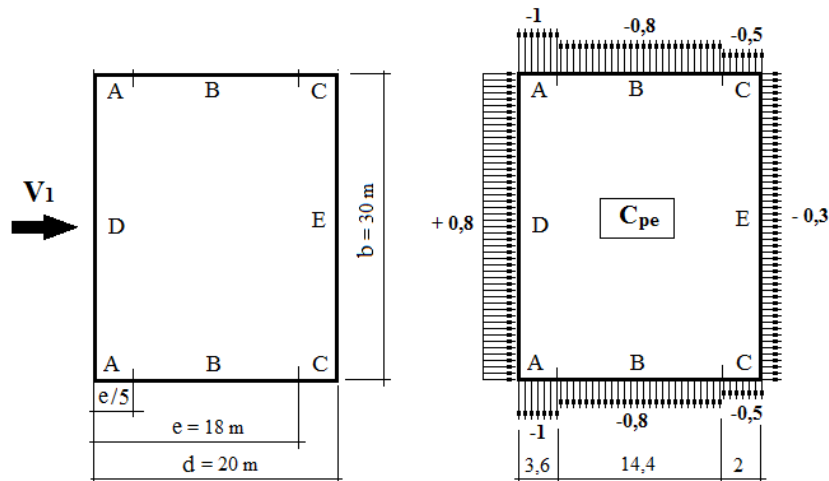


Figure 2.5. Répartition des C_{pe} pour les parois verticales (**sens V_1**)

b)- Toiture:

La direction du vent V_1 est perpendiculaire aux génératrices de la toiture d'où l'angle $\theta = 0^\circ$

On a : $\theta = 0^\circ$; $\alpha = 5,71^\circ$; $b = 30\text{m}$; $d = 20$; $h = 10\text{m}$

$e = \min(b; 2h) = \min(30; 2 \times 10) = 20\text{m}$

Dans ce cas, on a cinq zones F, G, H, J et I qui sont présentées à la figure suivante :

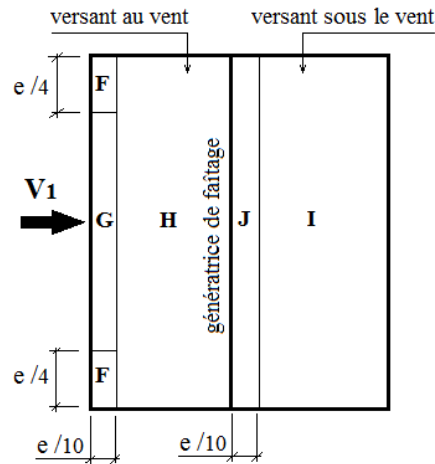


Figure 2.6. Zones de pression pour la toiture (sens V1)

Les surfaces des zones F, G, H, J et I sont données par le tableau suivant :

Tableau 2.5: Valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture (sens V1)

Zone	F		G		H		J		I	
Dimension Géométrique (m)	e/10	e/4	e/10	$b - \frac{2e}{4}$	$\frac{d}{2} - \frac{e}{10}$	b	e/10	b	$\frac{d}{2} - \frac{e}{10}$	b
	2	5	2	20	8	30	2	30	8	30
Surface (m ²)	10		40		240		60		240	

La surface de chaque zone est $\geq 10\text{m}^2$, donc : $C_{pe} = C_{pe10}$ (Voir §5.1.1.2 - RNV99/2013).

- Pour des valeurs de α situées entre 5° et 15° les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de $C_{pe}(5^\circ)$ et $C_{pe}(15^\circ)$ en appliquant la relation suivante:

$$C_{pe}(\alpha) = C_{pe}(5^\circ) + \left[\frac{\alpha - 5^\circ}{15^\circ - 5^\circ} (C_{pe}(15^\circ) - C_{pe}(5^\circ)) \right] \dots\dots\dots (2.10)$$

- Par simplification, on adopte les valeurs de C_{pe} pour l'angle (5°) qui est plus proche à la pente de notre toiture ($\alpha = 5,71^\circ$).

Tableau 2.6. Valeurs de C_{pe} pour chaque zone de la toiture (sens V1)

Zone	F	G	H	I	J
C_{pe}	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	-0,6

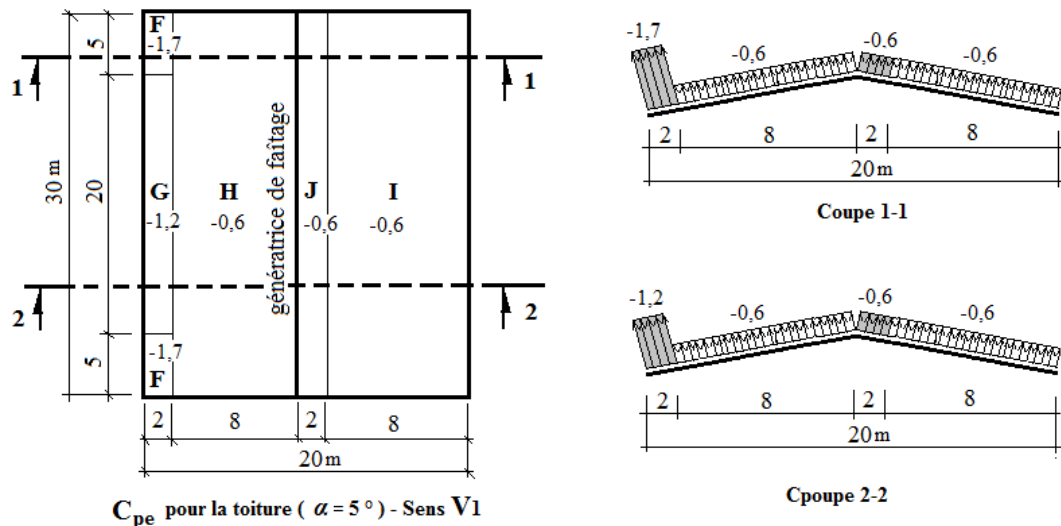


Figure 2.7. Valeurs de C_{pe} pour chaque zone de la toiture (sens V1)

❖ **Vent perpendiculaire au pignon (Sens V2) :**

a)- Parois verticales:

Pour la direction V_2 du vent, on a :

$$b = 20\text{m} ; d = 30\text{m} ; h = 9\text{m} ; e = \min(b, 2h) = \min(20, 2 \times 9) = 18\text{m}.$$

On voit bien que $d > e$, donc les parois verticales parallèles au vent V_2 seront subdivisées en trois zones A, B et C comme l'indique la figure 2.4 précédente.

Les surfaces des zones A, B, C, D, et E et les valeurs de C_{pe} correspondant à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Tableau 2.7: Valeurs des surfaces et C_{pe} des zones de vent pour les parois verticales (**sens V2**)

Zone	A		B		C		D		E	
	e/5	h	e-e/5	h	d-e	h	b	h	b	h
Dimension Géométrique (m)	3,6	9	14,4	9	12	9	20	9	20	9
Surface (m ²)	32,4		129,6		108		180		180	
$C_{pe} = C_{pe10}$	-1		-0,8		-0,5		+0,8		-0,3	

La figure 2.8 illustre la répartition des C_{pe} pour les parois verticales :

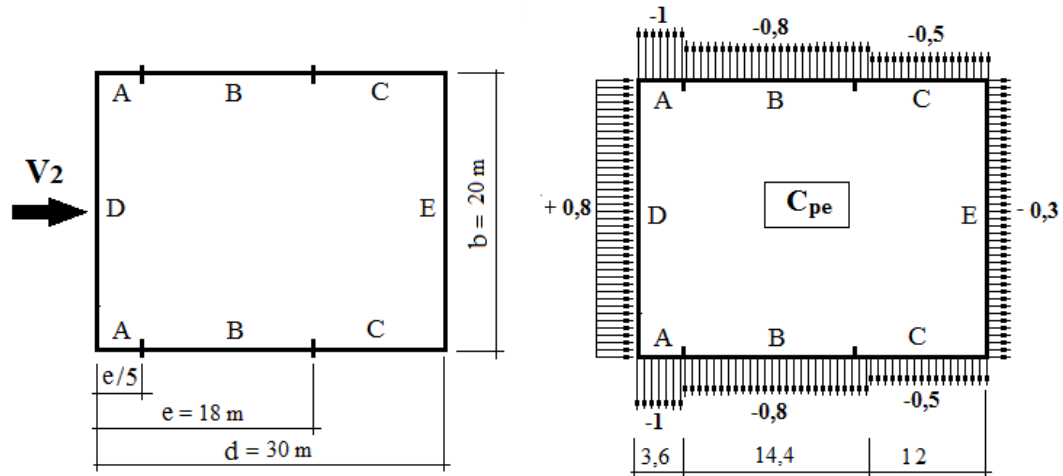


Figure 2.8. Zones de pression et répartition des C_{pe} pour les parois verticales (sens V_2)

b)- Toiture:

La direction du vent est parallèle aux génératrices de la toiture donc $\theta = 90^\circ$

On a : $\alpha = 5,71^\circ$; $b = 20\text{m}$; $d = 30\text{m}$; $h = 10\text{m}$

$e = \min(b ; 2h) = \min(20 ; 2 \times 10) = 20\text{m}$

Selon le paragraphe (§5.1.8.1-RNV99/2013), on a quatre zones F, G, H et I qui sont présentées à la figure 2.9 suivante :

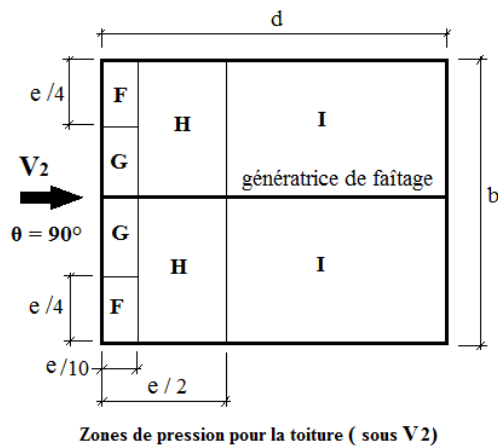


Figure 2.9. Zones de pression pour la toiture (sens V_2)

Les surfaces des zones F, G, H et I sont données par le tableau suivant :

Tableau 2.8: Valeurs des surfaces des zones de vent pour la toiture (**sens V2**)

Zone	F		G		H		I	
Dimension Géométrique (m)	e/10	e/4	e/10	b/2 -e/4	e/2 -e/10	b/2	d- e/2	b/2
	2	5	2	5	8	10	20	10
Surface (m ²)	10		10		80		200	

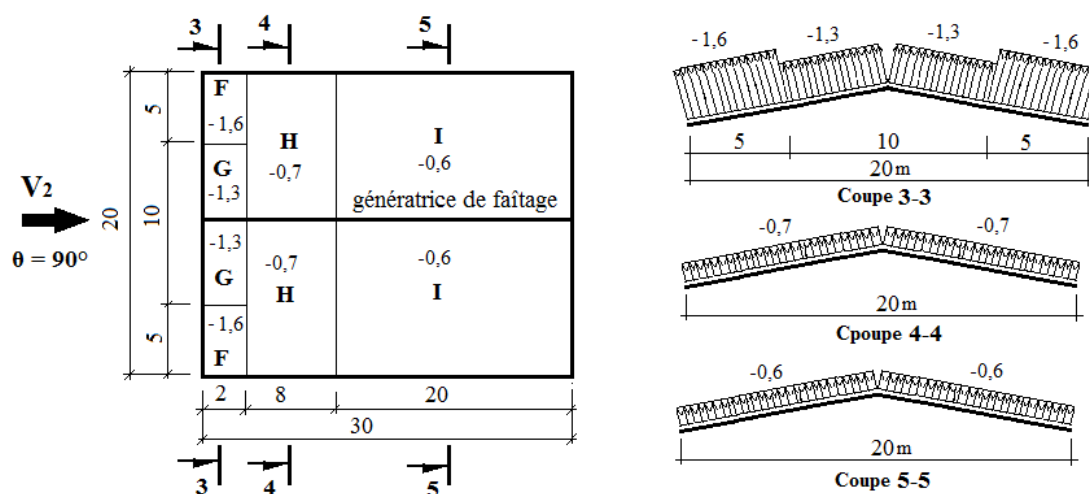
N.B.: Pour toutes les zones, la surface de chacune est $\geq 10\text{m}^2$, donc : $C_{pe} = C_{pe10}$

- Pour des valeurs de α situées entre 5° et 15° les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de $C_{pe}(5^\circ)$ et $C_{pe}(15^\circ)$.
- Par simplification, on adopte les valeurs de C_{pe} pour l'angle (5°) qui est plus proche à la pente de notre toiture ($\alpha = 5,71^\circ$).

Le tableau suivant donne les valeurs de C_{pe} de chaque zone :

Tableau 2.9: Valeurs de C_{pe} pour chaque zone de la toiture (**sens V2**)

Zone	F	G	H	I
$C_{pe} = C_{pe10}$	-1,6	-1,3	-0,7	-0,6



Figure

2.10. Zones de pression et répartition des C_{pe} pour la toiture (**sens V2**)

2.2.3.2- Coefficients de pression intérieure C_{pi} :

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir de (la figure 5.14 - RNV99/2013) avec (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ_p l'indice de perméabilité donné par:

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

❖ Vent perpendiculaire au long-pan (sens V1) :

- La somme des surfaces de toutes les ouvertures = 18 fenêtres et 2 portes = 51,44 m²
- La somme des ouvertures où $C_{pe} \leq 0$ = 13 fenêtres et 2 portes = 46,04 m²

$$\Rightarrow \mu_p = \frac{46,04}{51,44} = 0,895$$

D'autre part, on a : $0,25 < h/d = 9/20 = 0,45 < 1$

Donc, le coefficient de pression intérieure C_{pi} doit être calculé par une interpolation linéaire :

$$C_{pi} \left(\mu_p; \frac{h}{d} \right) = C_{pi}(\mu_p; 0,25) + \left[\frac{\frac{h}{d} - 0,25}{1 - 0,25} (C_{pi}(\mu_p; 1) - C_{pi}(\mu_p; 0,25)) \right]$$

$$C_{pi}(0,895; 0,45) = -0,3 + \left[\frac{0,45 - 0,25}{1 - 0,25} (-0,43 + 0,3) \right] = -0,33$$

$$C_{pi} = -0,33$$

❖ Vent perpendiculaire au pignon (sens V2) :

- La somme des surfaces de toutes les ouvertures = 18 fenêtres et 2 portes = 51,44 m²
- La somme des ouvertures où $C_{pe} \leq 0$ = 14 fenêtres et 1 porte = 31,12 m²

$$\Rightarrow \mu_p = \frac{31,12}{51,44} = 0,605$$

D'autre part, on a : $0,25 < h/d = 9/30 = 0,30 < 1$

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} doit être calculé par une interpolation linéaire :

$$C_{pi} \left(\mu_p; \frac{h}{d} \right) = C_{pi}(\mu_p; 0,25) + \left[\frac{\frac{h}{d} - 0,25}{1 - 0,25} (C_{pi}(\mu_p; 1) - C_{pi}(\mu_p; 0,25)) \right]$$

$$C_{pi}(0,605; 0,30) = 0,02 + \left[\frac{0,30 - 0,25}{1 - 0,25} (-0,05 - 0,02) \right] = +0,015$$

$$C_{pi} = +0,015$$

2.2.4- Calcul des pressions q_j dues au vent :

La pression (q_j) due au vent sur la surface de l'élément j est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d * W(z_j) \text{ en [N/m}^2\text{]}$$

$W(z_j)$: pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur z_j de l'élément:

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) * [C_{pe} - C_{pi}] \text{ en [N/m}^2\text{]}$$

$$\text{donc: } q_j = C_d * q_{dyn}(z_j) * [C_{pe} - C_{pi}]$$

où

C_d : coefficient dynamique de la construction

q_{dyn} : pression dynamique du vent calculée à la hauteur z_j

C_{pe} : coefficient de pression extérieure

C_{pi} : coefficient de pression intérieure.

❖ **Vent perpendiculaire au long-pan (Sens V1) :**

a) **Parois verticales :**

Le tableau 2.9 donne les valeurs de pression q_j sur les parois verticales pour le sens V1:

Tableau 2.9: Valeurs pression sur les parois verticales pour le **Sens V1**

Zone	C_d	$q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_j (N/m^2)$
A	1	709,05	-1	-0,33	- 475,06
B			-0,8		- 333,25
C			-0,5		- 120,54
D			+0,8		+ 801,23
E			-0,8		- 333,25

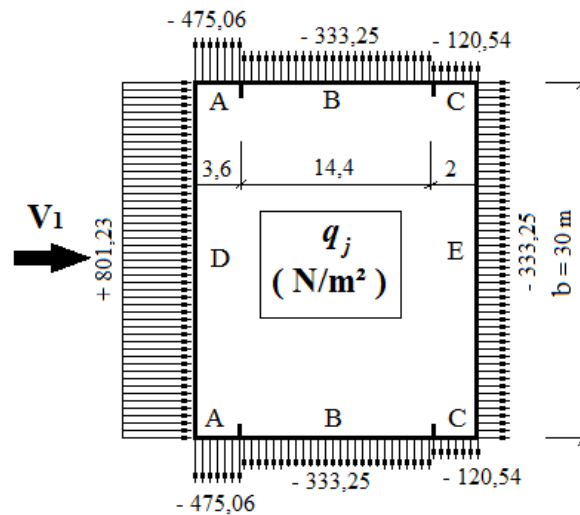


Figure 2.11. Répartition des pressions sur les parois verticales pour le **Sens V1**

b) **Toitures :**

Le tableau 2.10 donne les valeurs de pression q_j sur la toiture pour le sens V1

Tableau 2.10: Valeurs de pression sur les parois verticales pour le **Sens V1**

Zone	C_d	$q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_j (N/m^2)$
F	1	730,8	-1,7	-0,33	- 1001,20
G			-1,2		- 635,80
H			-0,6		- 197,32
I			-0,6		- 197,32
J			-0,6		- 197,32

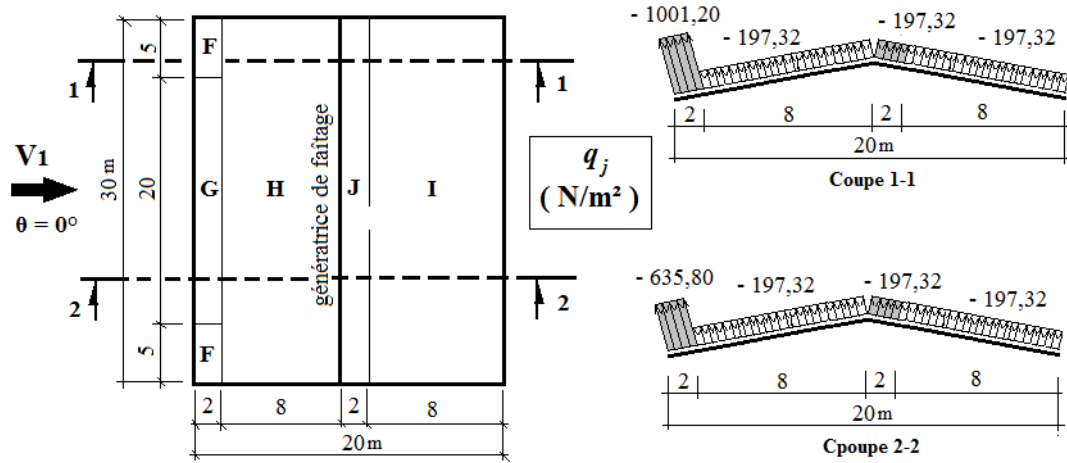


Figure 2.12. Répartition des pressions sur la toiture pour le Sens V1

❖ **Vent perpendiculaire au pignon (sens V2) :**

a)-Parois verticales :

Le tableau 2.11 donne les valeurs de pression q_j sur les parois verticales pour le sens V2:

Tableau 2.11: Valeurs pression sur les parois verticales pour le Sens V2

Zone	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m ²)
A	1	709,05	-1	+ 0,015	- 719,69
B			-0,8		- 577,88
C			-0,5		- 365,16
D			+0,8		+ 556,60
E			-0,3		- 223,35

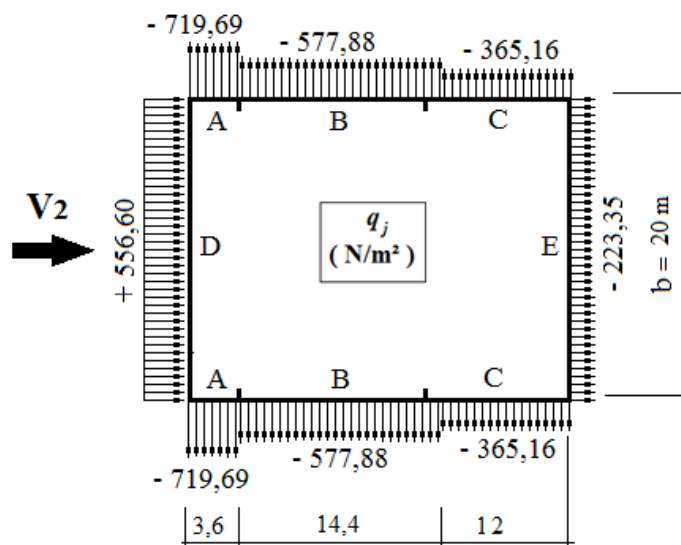


Figure 2.13. Répartition des pressions sur les parois verticales pour le Sens V2

b)- Toiture :

Le tableau 2.12 donne les valeurs de pression q_j sur la toiture pour le sens **V2**

Tableau 2.12: Valeurs de pression sur les parois verticales pour le **Sens V2**

Zone	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m ²)
F	1	730,8	- 1,6	+ 0,015	- 1180,24
G			- 1,3		- 961,00
H			- 0,7		- 522,52
I			- 0,6		- 449,44

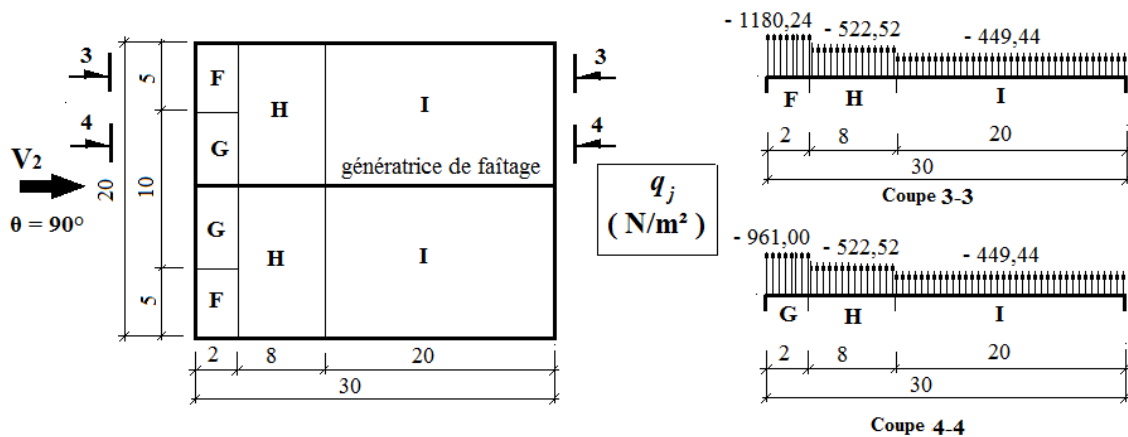


Figure 2.14. Répartition des pressions sur la toiture pour le **Sens V2**

2.2.5- Calcul des forces de frottement

Selon RNV99/ 2013 (Chap.2-§ 2.6.3), les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent).

❖ **Vent perpendiculaire au Long-pan (sens V_1) :**

- Calcul de toutes les surfaces parallèles au vent :

$$\text{Les surfaces des deux pignons : } = 2 \left[(9 \times 20) + \left(\frac{1 \times 20}{2} \right) \right] = 380m^2$$

La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

$$= 2 \times \left(\frac{10}{\cos 5,71^\circ} \right) \times 30 = 603m^2$$

$$\Rightarrow \text{Total des surfaces parallèle au vent} = 380m^2 + 603m^2 = 983m^2$$

- Calcul des surfaces perpendiculaire au vent (et sous le vent) :

$$\text{Les surfaces des deux long-pans : } = 2 \times (9 \times 30) = 540m^2$$

- Vérification de la condition du § 2.6.3-RNV99/2013 :

Total des surfaces parallèles au vent $\leq 4 \times$ Total des surfaces perpendiculaire au vent:

$$983m^2 < 4 \times 540m^2 = 2160m^2, C'est vérifiée.$$

\Rightarrow On peut, donc, négliger l'effet de frottement pour le cas du vent perpendiculaire au long-pan.

❖ **Vent perpendiculaire au Pignon (sens V_2) :**

- Calcul de toutes les surfaces parallèles au vent :

Les surfaces des deux long-pans : $2 \times 9 \times 30 = 540m^2$

La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

$$= 2 \times \left(\frac{10}{\cos 5,71^\circ} \right) \times 30 = 603m^2$$

$$\Rightarrow \text{Total des surfaces parallèles au vent} = 540m^2 + 603m^2 = 1143m^2$$

- Calcul des surfaces perpendiculaire au vent (et sous le vent) :

Les surfaces des deux pignons : $= 2 \left[(9 \times 20) + \left(\frac{1 \times 20}{2} \right) \right] = 380m^2$

- Vérification de la condition du § 2.6.3-RNV99/2013 :

Total des surfaces parallèles au vent $\leq 4 \times$ Total des surfaces perpendiculaire au vent:

$$1143m^2 < 4 \times 380m^2 = 1520m^2, C'est vérifiée.$$

\Rightarrow On peut, donc, négliger l'effet de frottement pour le cas du vent perpendiculaire au pignon.

2.2.6- Analyse des résultats :

a) **Parois verticales :**

❖ **Sens V_1**

- **Pour le long-pan :**

On prendra en compte la valeur de $q_j' = + 801,23 \text{ N/m}^2$

- **Pour le pignon :**

En faisant la moyenne des pressions de vent, on a :

$$q_j' = \frac{-475,06 - 333,25 - 120,54}{3} = -309,62 \text{ N/m}^2$$

- ❖ **Sens V₂**

- **Pour le long-pan :** $q_j'' = \frac{-719,69 - 577,88 - 365,16}{3} = -554,24 \text{ N/m}^2$

- **Pour le pignon :** on prendra $q_j'' = +556,60 \text{ N/m}^2$

D'où, la charge de vent normal V_n qui agit sur long-pan est : $V_n = q_j' = +801,23 \text{ N/m}^2$

Et celle du pignon est $V_n = q_j'' = +556,60 \text{ N/m}^2$

b) Toiture :

- ❖ **Sens V₁**

En faisant la moyenne des charges de vent agissant sur le versant le plus sollicité de la toiture, on obtient :

$$q_j' = \frac{-1001,20 - 197,32}{2} = -599,26 \text{ N/m}^2$$

- ❖ **Sens V₂**

En faisant la même procédure que précédente, on a :

$$q_j'' = \frac{-1180,24 - 522,52}{2} = -851,38 \text{ N/m}^2$$

Donc, le cas le plus défavorable donne la charge du vent normal V_n au niveau de la toiture, d'où :

$$V_n = q_j'' = -851,38 \text{ N/m}^2$$

2.2.7- Schémas récapitulatifs

Après avoir calculé les surcharges climatiques de vent en respectant *la RNV 99/2013*, nous allons récapituler ici les surcharges de vent qu'on prendra en compte dans le prochain calcul.

- ❖ **Vent perpendiculaire au Long-pan (sens V₁) :**

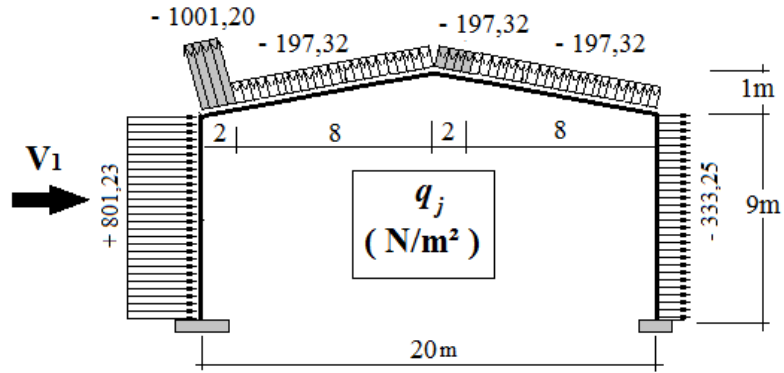


Figure 2.15. Surcharges de vent pour (sens V_1)

❖ Vent perpendiculaire au Pignon (sens V_2) :

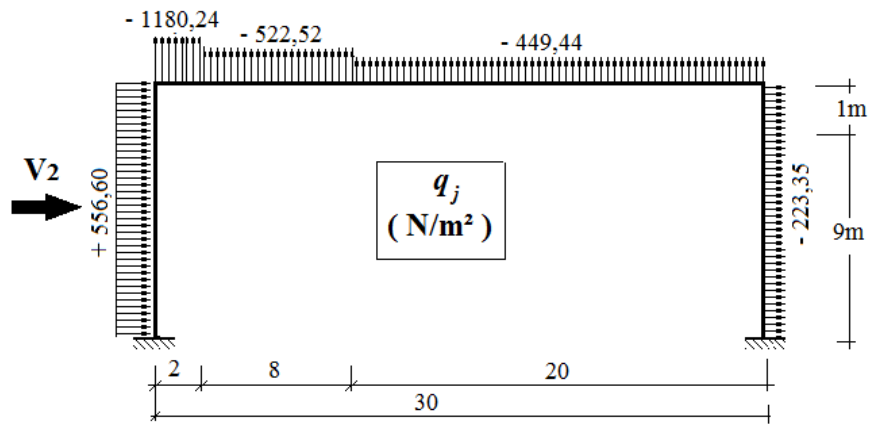


Figure 2.16. Surcharges de vent pour (sens V_2)

Chapitre3 : Calcul des pannes

3.1- Définition :

Les pannes sont des éléments qui ont pour fonction de supporter la couverture, sont Disposées parallèlement à la ligne de faîtage, dans les plans des versants. Elles sont Calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes et d'exploitation et des Charges climatiques.

3.2- Détermination des charges et surcharges :

a- Les charges permanentes : (selon le DTR .b1.c.2.2)

- Poids propre de la couverture (Tôle nervuré 40)..... 11 daN/m²
- Poids propre d'accessoires d'attache. 4 daN/m²
- Poids propre des pannes est estimés à..... 12 daN/m²

$$G = [(P_{\text{accessoire}} + P_{\text{couverture}}) \times e] + PP_{\text{panne}}$$

e : espacement entre les pannes est : e = 2.01m

$$G = [(11 + 4) \times 2.01] + 12 = 42.15 \text{ daN/m}^2$$

b- Surcharge d'entretien P_{eq} :

Dans le cas des toitures inaccessible on considère uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente a deux charges concentrées de 100 kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

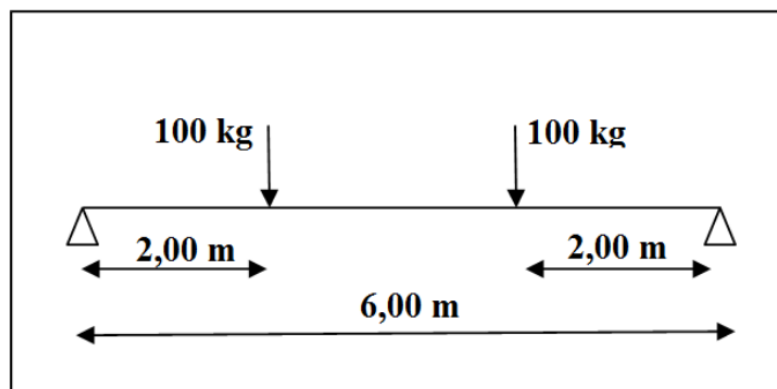


Figure4.1 Schéma statique sous charge d'entretien

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

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

$$M_{\max} = \frac{PL}{3} = \frac{PeqL^2}{8}$$

$$Peq = \frac{8}{3} \times \frac{P}{L} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{3} \leftrightarrow Peq = 44.44 \text{ daN/ml}$$

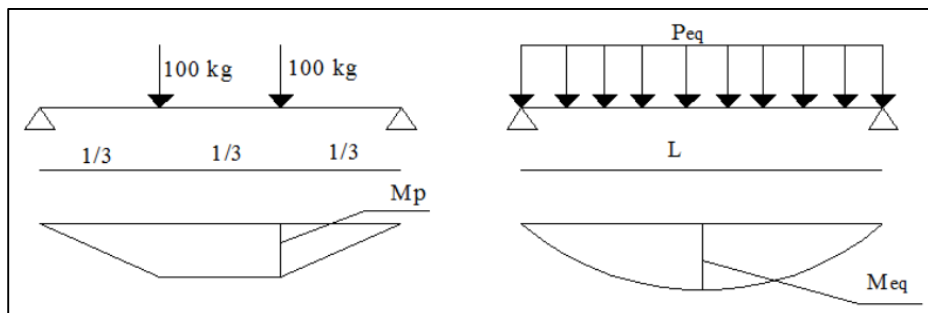


Figure4.2 Moment due à la charge d'entretien

c- Surcharge climatique du vent V (perpendiculaire au versant) :

les pannes intermédiaire se trouvent dans les zones H et I

$$V = -851,38 \text{ N/m}^2 = -85,138 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Donc } V = -85,138 \times 2,01 = -171,1 \text{ daN/ml}$$

d- Surcharge climatique de la neige :

$$N = 377 \text{ N/m}^2 = 37,7 \text{ daN/m}^2$$

$$N = 37,7 \times 2,01 = 75,7 \text{ daN/ml}$$

3.3- Combinaisons de charge les plus défavorables

- Les charges et surcharges appliquée :

$$G = 42,15 \text{ daN/ml}$$

$$Peq = 44,44 \text{ daN/ml}$$

$$V = -171,1 \text{ daN/ml}$$

$$N = 75,7 \text{ daN/ml}$$

3.1-Pré dimensionnement :

❖ ELS

Action vers le bas ↓ :

$$Q_{sd1} = G + Peq = 42,15 + 44,44 = 86,59 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd2} = G + N = 42,15 + 75,7 = 117,85 \text{ daN/ml}$$

Action vers le haut ↑ :

$$Q_{sd3} = G \cos \alpha - V = 42,15 \cos \cos(5,71) - 171,1 = -129,15 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd} = \text{Max}(Q_{sd1}, Q_{sd2}, Q_{sd3})$$

$$Q_{sd} = 129,15 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \cos \cos(\alpha) = 129,15 \cos \cos(5,71) = 128,5 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} \sin \sin(\alpha) = 129,15 \sin \sin(5,71) = 12,84 \text{ daN/ml}$$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

$L = 6 \text{ m}$: longueur du Panne

$$f \leq f_{ad} \text{ avec } f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \times (l)^4}{E \times I_y}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384 \times 3} \times \frac{Q_{zsd} \times (l)^4}{E} = \frac{5}{384 \times 3} \times \frac{128,5 \times (600)^4 \times 10^{-2}}{2,1 \times 10^6} = 344,19 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit **IPE140**

Ces caractéristiques sont :

$$I_y = 541,2 \text{ cm}^4 W_{ply} = 88,3 \text{ cm}^3$$

$$I_z = 44,9 \text{ cm}^4 W_{plz} = 19,2 \text{ cm}^3$$

$$A = 16,4 \text{ cm}^2 W_{ely} = 77,3 \text{ cm}^3$$

$$H = 14 \text{ cm} W_{elz} = 12,3 \text{ cm}^3$$

$$G = 12,9 \text{ kg/m}$$

Donc le poids propre réel G :

$$G = [(P_{\text{accessoire}} + P_{\text{couverture}}) \times e] + PP_{\text{panne}}$$

e : espacement entre les pannes est : $e = 2,01 \text{ m}$

$$G = [(11 + 4) \times 2,01] + 12,9 = 43,05 \text{ daN/m}^2$$

Action vers le bas ↓ :

$$Qsd_1 = 1,35G + 1,5Peq = 1,35 \times 43,05 + 1,5 \times 44,44 = 124,77 \text{ daN/ml}$$

$$Qsd_2 = 1,35G + 1,5N = 1,35 \times 43,05 + 1,5 \times 75,7 = 171,66 \text{ daN/ml}$$

Action vers le haut ↑ :

$$Qsd_1 = G \cos \alpha - 1,5V = 43,05 \cos \cos(5,71) - 1,5 \times 171,1 = -213,81 \text{ daN/ml}$$

$$Qsd_2 = 1,35 G \sin \alpha = 1,35 \times 43,05 \sin \sin(5,71) = 5,78 \text{ daN/ml}$$

Les combinaisons les plus défavorables à retenir par les calculs :

Resistance en section :

$$Qsd = 213,81 \text{ daN/ml}$$

$$Qsd_z = Qsd \cos \alpha = 5,71 = 212,75 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Qsd_z \times L^2}{8} = \frac{212,75 \times 6^2}{8} = 957,37 \text{ daN/ml}$$

$$Qsd_y = Qsd \sin \alpha = 213,81 \times \sin \sin(5,71) = 21,27 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Qsd_y \times L^2}{8} = \frac{21,27 \times 6^2}{8} = 95,71 \text{ daN/ml}$$

Déversement de l'élément : la semelle inférieure comprimée non retenue latéralement

$$Qzsd : 213,6 \text{ daN/ml} \leftrightarrow M_{y.sd} = \frac{Qzsd \times L^2}{8} = \frac{213,81 \times 6^2}{8} = 962,14 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ysd} : 5,78 \text{ daN/ml} \leftrightarrow M_{z.sd} = \frac{Q_{zsd} \times L^2}{8} = \frac{5,78 \times 6^2}{8} = 26,01 \text{ daN/ml}$$

3.4- Vérification à la sécurité :

3.4.1- Vérification à l'état limite ultime :

3.4.1.1- Vérification à la flexion :

Calcul en plasticité (section de class 1 et 2) :

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{ply.rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz.rd}} \right)^\beta \leq 1.0$$

Ou α et β sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égale à l'unité ,mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

- Section **I** et **H** : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1$

$$\text{Avec } n = N_{sd}/N_{pl.rd} = 0 \rightarrow \beta = 1$$

Class de section

$$\text{Class de la semelle : } \frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{73/2}{6.9} = 5,28 \leq 10 \rightarrow \text{semelle de class 1}$$

Class de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \rightarrow \frac{112,2}{4,7} = 23,8 \leq 72 \rightarrow \text{Ame de class 1}$$

La section est de class 1

Caractéristique géométrique de l'**IPE140**

$$W_{el.y} = 77,3 \text{ cm}^3$$

$$W_{el.z} = 12,3 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl.y} = 88,3 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl.z} = 19,2 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88,3 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 1886,4 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19,2 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 410,18 \text{ daN.m}$$

Remarque : dans notre cas l'effort normal ($N_{sd}=0$) donc $\beta = 1$

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{ply.rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz.rd}} \right)^\beta \leq 1.0$$

$$\left(\frac{957,37}{1886,4}\right)^2 + \left(\frac{95,71}{410,18}\right)^1 = 0,5 \leq 1.0 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

3.4.1.2-Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{ysd} \leq V_{plysd} V_{plysd} = \frac{A_{vy}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{zsd} \leq V_{plzsd} V_{plzsd} = \frac{A_{vz}(f_y/l)}{\gamma_{M0}}$$

$$A_{vy} = 10,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{vz} = 7,6 \text{ cm}^2$$

$$V_{zsd} = \frac{Q_{zsd} \times l}{2} = \frac{212,75 \times 6}{2} = 638,25 \text{ daN}$$

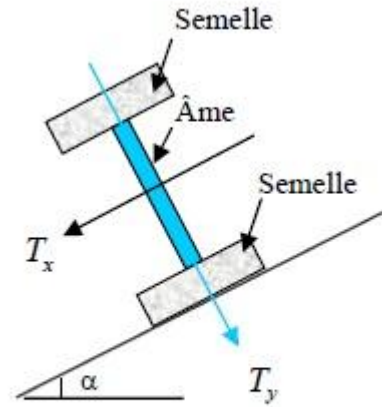
$$V_{ysd} = 0,625 Q_{ysd} \times (l) = 0,625 \times 212,75 \times 6 = 79,76 \text{ daN}$$

$$V_{plysd} = \frac{10,6(235/\sqrt{3})}{1,1} = 13074,3 \text{ daN}$$

$$V_{plzsd} = \frac{7,6(235/\sqrt{3})}{1,1} = 9374,06 \text{ daN}$$

$$V_{ysd} = 79,76 \text{ daN} \leq V_{plysd} = 13074,3 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$V_{zsd} = 638,25 \text{ daN} \leq V_{plzsd} = 9374,06 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$



3.4.1.3- Vérification au déversement :

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

Semelle supérieure :

la semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu quelle est fixée à la toiture il n'y a donc pas risque de déversement.

Semelle inférieure :

la semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment quelle est libre tout au long de sa portée.

Calcul de moment ultime :

$$Qsd_1 = G \cos \alpha - 1,5 V = 43.05 \cos \cos(5,71) - 1,5 \times 171,1 = -213,81 \text{ daN/ml}$$

$$Qsd_2 = 1,35 G \sin \alpha = 1,35 \times 43.05 \sin \sin(5,71) = 5,78 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{zsd} : 213,6 \text{ daN/ml} \leftrightarrow M_{y.sd} = \frac{Q_{zsd} \times L^2}{8} = \frac{213,81 \times 6^2}{8} = 962,14 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ysd} : 5,78 \text{ daN/ml} \leftrightarrow M_{z.sd} = \frac{Q_{ysd} \times L^2}{8} = \frac{5,78 \times 6^2}{8} = 26,01 \text{ daN/ml}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88,3 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 1886,4 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply.z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19,2 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 410,18 \text{ daN.m}$$

$$M_{y_{sd}} \leq M_{bRd} = x_{LT} \times \beta_w \times \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} \text{ EC3 Art 5.5.2 (7)}$$

Calcul de moment résistant au déversement

$$M_{bRd} = x_{LT} \times \beta_w \times \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$\beta_w = 1$ pour les sections de classes 1 et classes 2

x_{LT} : Coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda_{LT}}$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

M_{cr} : est le moment critique au déversement

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{2 E I_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\}$$

EC3 Annexe F.1.2(7)

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$C_1 = 1,132, C_2 = 0,459, C_3 = 0,525$; **EC3 Tab F.1.2**

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple, $K_w=1$; EC3 Tab F.1.2

$L = 600 \text{ cm}$

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_a = -7 \text{ cm} \\ Z_s = 0 \end{array} \right. \quad \left. \begin{array}{l} \text{sous le vent. } Z_a = 7 \text{ cm} \\ \text{sous la charge verticale} \end{array} \right\}$$

section doublement symétrique EC3 figure F. 1.1. $Z_j = 0$ section doublement symétrique EC3 Art F. 1.1}

$$Z_g = Z_a - Z_s = -7 \text{ cm sous le vent}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = 7 \text{ cm sous la charge verticale}$$

$$I_w = 1988,5 \text{ cm}^6 = 1988,5 \times 10^{-12} \text{ m}^6$$

$$I_z = 44,9 \text{ cm}^4 = 44,9 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$I_t = 2,45 \text{ cm}^4 = 2,45 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$E = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa} = 2,1 \times 10^8 \text{ KN/m}$$

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

$$Z_g = -0,07 \text{ m}$$

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times \pi^2 \times 2,1 \times 44,9}{(1 \times 6)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \times \frac{1988,5 \times 10^{-4}}{44,9} + \frac{(1 \times 6)^2 \times 80770 \times 10^{-5} \times 2,45}{2 \times 2,1 \times 44,9} \right]^{\frac{1}{2}} - ((0,459 \times -0,07) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 9,32 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 88,3 \times 10^{-3} \times 235}{9,32}} = 1,49 \geq 0,4 \text{ Donc il y a risque de diversement}$$

Profilé laminé ; $\alpha_{LT} = 0,21$;

On calcul x_{LT}

$$x_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

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

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(1,49 - 0,2) + 1,49^2] = 1,74$$

$$x_{LT} = \frac{1}{1,74 + \sqrt{1,74^2 - 1,49^2}} = 0,37$$

$$M_{bRd} = 0,37 \times 1 \times \frac{88,3 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 6,97 \text{ KN/m}$$

$M_{y.sd} = 9,62 \text{ KN/m} \leq M_{bRd} = 6,97 \text{ KN/m}$ Non vérifiée

Le déversement n'est pas vérifié donc on adopte des liernes, les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suite

3.5-Dimensionnement des pannes (avec des liernes) :

Resistance en section :

$$Q_{sd} = 213,81 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sdz} = Q_{sd} \cos \alpha = 5,71 = 212,75 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{sdz} \times L^2}{8} = \frac{212,75 \times 6^2}{8} = 957,37 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sdy} = Q_{sd} \sin \alpha = 213,81 \times \sin 5,71 = 21,27 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{sdy} \times L^2}{8} = \frac{21,27 \times 3^2}{8} = 24,03 \text{ daN/ml}$$

Déversement de l'élément : la semelle inferieur comprimé non retenue latéralement

$$Q_{zsd} : 213,81 \text{ daN/ml} \quad \leftrightarrow \quad M_{y.sd} = \frac{Q_{zsd} \times L^2}{8} = \frac{213,81 \times 6^2}{8} = 962,14 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ysd} : 5,78 \text{ daN/ml} \quad \leftrightarrow \quad M_{z.sd} = \frac{Q_{ysd} \times L^2}{8} = \frac{5,78 \times 3^2}{8} = 6,5 \text{ daN/ml}$$

3.5.1- Vérification à la sécurité :

3.5.1.1- Vérification à l'état limite ultime :

3.5.1.1.1- Vérification à la flexion :

Calcul en plasticité (section de class 1 et 2) :

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{ply.rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz.rd}} \right)^\beta \leq 1.0$$

Caractéristique géométrique de l'IPE140

$$W_{el.y} = 77,3 \text{ cm}^3$$

$$W_{el.z} = 12,3 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl.y} = 88,3 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl.z} = 19,2 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88,3 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 1886,4 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19,2 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 410,18 \text{ daN.m}$$

Remarque : dans notre cas l'effort normal (Nsd=0) donc $\beta = 1$

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{ply.rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz.rd}} \right)^\beta \leq 1.0$$

$$\left(\frac{957,37}{1886,4} \right)^2 + \left(\frac{24,03}{410,18} \right)^1 = 0,31 \leq 1.0 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

3.5.1.1.2- Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{ysd} \leq V_{plysd} V_{plysd} = \frac{A_{vy} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{zsd} \leq V_{plzsd} V_{plzsd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

$$A_{vy} = 10,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{vz} = 7,6 \text{ cm}^2$$

$$V_{zsd} = \frac{Q_{zsd} \times l}{2} = \frac{212,75 \times 6}{2} = 638,25 \text{ daN}$$

$$V_{ysd} = 0,625 Q_{ysd} \times (l/2) = 0,625 \times 21,27 \times 3 = 39,88 \text{ daN}$$

$$V_{plysd} = \frac{10,6(235/\sqrt{3})}{1,1} = 13074,3 \text{ daN}$$

$$V_{plzsd} = \frac{7,6(235/\sqrt{3})}{1,1} = 9374,06 \text{ daN}$$

$$V_{ysd} = 39,88 \text{ daN} \leq V_{plysd} = 13074,3 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$V_{zsd} = 638,25 \text{ daN} \leq V_{plzsd} = 9374,06 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

3.5.1.1.3- Vérification au déversement :

$$M_{ysd} \leq M_{brd} = x_{LT} \times \beta_w \times \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} \text{ EC3 Art 5.5.2 (7)}$$

Calcul de moment résistant au déversement

$$M_{brd} = x_{LT} \times \beta_w \times \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$\beta_w = 1$ pour les sections de classes 1 et classes 2

x_{LT} : Coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

M_{cr} : est le moment critique au déversement

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{2 E I_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\}$$

EC3 Annexe F.1.2(7)

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$C_1 = 1,132$, $C_2 = 0,459$, $C_3 = 0,525$; **EC3 Tab F.1.2**

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple, $K_w=1$; EC3 Tab F.1.2

Donc $\Rightarrow L = 300 \text{ cm} = 3 \text{ m}$

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_a = -7 \text{ cm} \\ Z_s = 0 \end{array} \right. \quad \left. \begin{array}{l} \text{sous le vent. } Z_a = 7 \text{ cm} \\ \text{sous la charge verticale} \end{array} \right\}$$

section doublement symétrique EC3 figure F. 1.1. Z_j

= 0 section doublement symétrique EC3 Art F. 1.1}

$Z_g = Z_a - Z_s = -7 \text{ cm}$ sous le vent

$Z_g = Z_a - Z_s = 7 \text{ cm}$ sous la charge verticale

$$I_w = 1988,5 \text{ cm}^6 = 1988,5 \times 10^{-12} \text{ m}^6$$

$$I_z = 44,9 \text{ cm}^4 = 44,9 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$I_t = 2,45 \text{ cm}^4 = 2,45 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$E = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa} = 2,1 \times 10^8 \text{ KN/m}$$

$$Z_g = -0,07 \text{ m}$$

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times \pi^2 \times 2,1 \times 44,9}{(1 \times 3)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \times \frac{1988,5 \times 10^{-4}}{44,9} + \frac{(1 \times 3)^2 \times 80770 \times 10^{-5} \times 2,45}{2 \times 2,1 \times 44,9} \right]^{\frac{1}{2}} - ((0,459 \times -0,07) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 18,35 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 88,3 \times 10^{-3} \times 235}{18,35}} = 1,06 \geq 0,4 \text{ Donc il y a risque de déversement}$$

Profilé laminé ; $\alpha_{LT} = 0,21$;

On calcul x_{LT}

$$x_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

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

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,21 (1,06 - 0,2) + 1,06^2 \right] = 1,15$$

$$x_{LT} = \frac{1}{1,15 + \sqrt{1,15^2 - 1,06^2}} = 0,62$$

$$M_{bRd} = 0,62 \times 1 \times \frac{88,3 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 11,69 \text{ KN/m}$$

$M_{y.sd} = 9,62 \text{ KN/m} \leq M_{bRd} = 11,69 \text{ KN/m}$ vérifiée

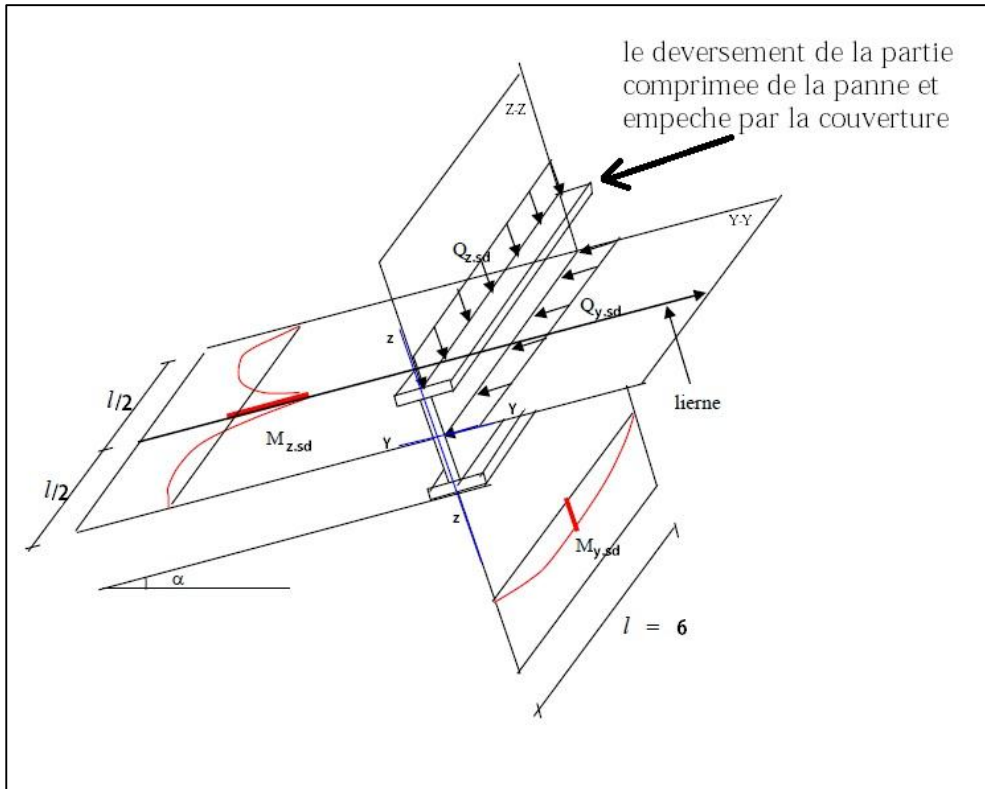


Figure 4.3 présentation les charges et les moments

3.5.2- Vérification à l'état limite de service :

3.5.2.1- Vérification à la flèche :

Action vers le bas ↓ :

$$Q_{sd1} = G + P_{eq} = 43,05 + 44,44 = 87,49 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd2} = G + N = 43,05 + 75,7 = 118,75 \text{ daN/ml}$$

Action vers le haut ↑ :

$$Q_{sd3} = G \cos \alpha - V = 43,05 \cos \cos(5,71) - 171,1 = -128,26 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd} = \text{Max}(Q_{sd1}, Q_{sd2}, Q_{sd3})$$

$$Q_{sd} = 128,26 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \cos \cos(\alpha) = 128,26 \cos \cos(5,71) = 127,62 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} \sin \sin(\alpha) = 128,26 \sin \sin(5,71) = 12,76 \text{ daN/ml}$$

Condition de vérification :

$$f \leq f_{ad} \text{ avec } f_{ad} = \frac{l}{200}$$

- Flèche vérification (suivant zz')

Sur deux appuis :

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{127,62 \times 10^{-2} \times 600^4}{2,1 \times 10^6 \times 541,2} = 1,9 \text{ cm}$$

$$f = 1,9 \text{ cm} \leq f_{ad} = 3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Flèche vérification (suivant yy')

Sur trois appuis :

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{12,76 \times 10^{-2} \times 300^4}{2,1 \times 10^6 \times 44,9} = 0,14 \text{ cm}$$

$$f_y = 0,14 \text{ cm} \leq f_{ad} = 1,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Conclusion : le profilé choisit L' **IPE140** convient pour les pannes

3.6- Calcul des liernes

3.6.1- Introduction :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes. Compte tenu de la faible inertie transversale des pannes, et dès lorsque la pente des versants (α) atteint 8 à 10%, l'effet de la charge Q_x (perpendiculaire à l'âme de la panne) devient préjudiciable et conduit à des sections de pannes importantes, donc onéreuses.

La solution consiste à réduire la portée transversale des pannes en les reliant entre elles par des liernes (tirants), situés à mi - portée. Chaque fois que les pannes en profilés sont disposées normalement au versant, il convient de les entretoiser par un ou plusieurs cours de liernes en fer rond ou en cornière. Ces liernes, reliés entre elles au niveau du faîtage, permettent d'éviter la déformation latérale des pannes, très préjudiciable au bon aspect de la couverture.

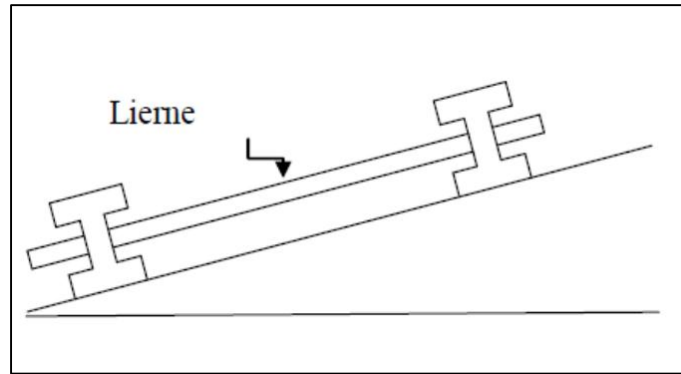


Figure4.4.1 Présentation d'une lierne

3.6.2- Dimensionnement des liernes :

La réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1,25Q_y \times \frac{l}{2}$$

$$Q_y = 23,92 \text{ daN/ml}$$

$$R = 1,25 \times 21,27 \times \frac{6}{2} = 79,7 \text{ daN}$$

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

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{79,7}{2} = 39,8 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₂ :

$$T_2 = R + T_1 = 79,7 + 39,8 = 119,58 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₃ :

$$T_3 = R + T_2 = 79,7 + 119,58 = 199,28 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₄ :

$$T_4 = R + T_3 = 79,7 + 199,28 = 278,98 \text{ daN}$$

Effort dans les diagonales L₅ :

$$2T_5 \sin \theta = T_4 \quad \rightarrow T_5 = \frac{T_4}{2 \sin \theta} = \frac{278,98}{2 \sin(33,82)} = 250,61 \text{ daN}$$

$$\theta = \left(\frac{2,01}{3} \right) = 33,82^\circ$$

3.6.3- Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L₄.

$$N_{sd} = T_4 \leq \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{T_4 \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{278,98 \times 1,1}{2350} = 0,13 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,13}{\pi}} = 0,4$$

Soit une barre ronde de diamètre : $\varphi = 10 \text{ mm}$.

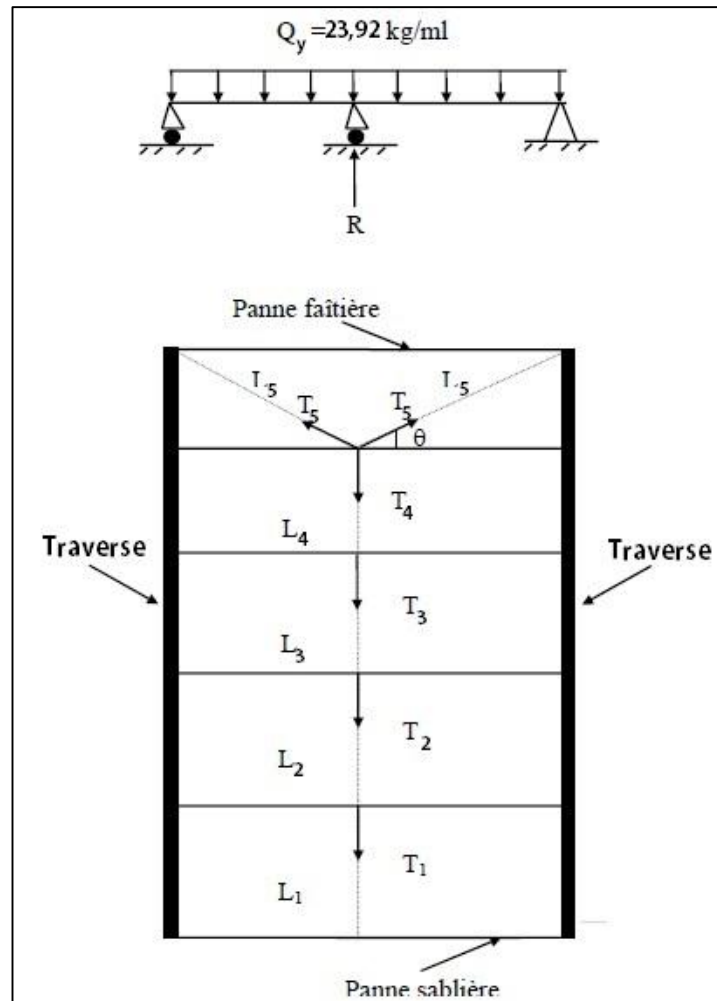


Figure4.4.2 Présentation d'un lierne

3.7-Calcul de l'échantignolle :

3.7.1-Introduction :

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

3.7.2-Calcul des charges revenant à l'échantignolle :

Effort de soulèvement :

$$Q_{sdz} = G \cos \alpha - 1,5 V = 43,05 \cos \cos(5,71) - 1,5 \times 171,1 = -213,81 \text{ daN/ml}$$

Effort suivant rampant :

$$Q_{sdy} = 1,35 G \sin \alpha = 1,35 \times 43,05 \sin \sin(5,71) = 5,78 \text{ daN/ml}$$

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

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

Pour un IPE140 $\rightarrow b = 7,3 \text{ cm}$ et $h = 14 \text{ cm}$

$$2\left(\frac{7,3}{2}\right) = 7,3\text{cm} \leq t \leq 3\left(\frac{7,3}{2}\right) = 10,95\text{cm}$$

Soit $t = 9\text{ cm}$.

Echantignolle de rive :

$$R_z = Q_{zsd} \left(\frac{l}{2}\right) = 213,81 \times \left(\frac{6}{2}\right) = 641,43\text{ daN}$$

$$R_y = Q_{ysd} \left(\frac{l}{2}\right) = 5,78 \times \left(\frac{6}{2}\right) = 17,34\text{ daN}$$

Echantignolle intermédiaire :

$$R_z = 641,43 \times 2 = 1282,86\text{ daN}$$

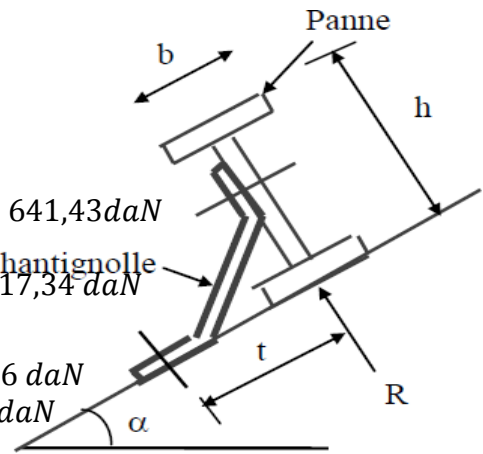
$$R_y = 17,34 \times 2 = 34,68\text{ daN}$$

Calcul de moment du reversement :

Figure5.1: Echantignole

$$M_R = R_z \times t + R_y \times \left(\frac{h}{2}\right)$$

$$M_R = 1282,86 \times 9 + 34,68 \times \left(\frac{14}{2}\right) = 11788,5\text{ daN.cm}$$



3.7.3-Dimensionnement de l'échantignolle :

Flexion simple

Remarque : Généralement les échantignolle sont des éléments formes à froid. La classe de section est au moins de classe 3.

$$M_{sdy} \leq M_{el.rd}$$

$M_{el.rd}$: Moment de résistance élastique de la section brute.

$$M_{el.rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

3.7.4-Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

$$\sigma \leq \frac{M_R}{W_{el}} \Rightarrow W_{el} \leq \frac{M_R}{\sigma} \Rightarrow W_{el} \leq \frac{M_R \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{el} \leq \frac{11788,5 \times 1,1}{2350} = 5,51\text{ cm}^3$$

$$\text{on a } W_{el} = \frac{b e^2}{6} \Rightarrow \text{section rectangulaire}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 W_{el}}{a}} = \sqrt{\frac{6 \times 5,51}{17}} = 1,39\text{ cm}$$

En prend $e = 1,5\text{ cm}$

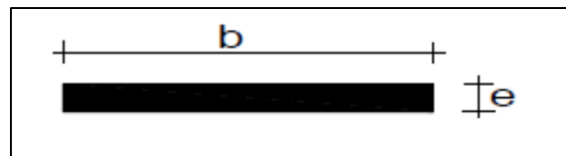


Figure5.2 : Dimensions de l'échantignolle

Remarque :

La largeur de l'échantignolle ($a = 17\text{ cm}$) est calculée après avoir dimensionné la semelle supérieur de la traverse IPE360 $\rightarrow b=170\text{ mm}$

Chapitre 4: Calcul des lisses de bardages

4.1- Introduction :

Les lisses de bardages sont constituées des poutrelles (IPE, UAP, UPE) ou des profils minces pliés. Disposées horizontalement, elles se portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

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

La lisse fléchit verticalement en outre, sous l'effet de son poids propre et du poids du bardage qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion déviée.

4.2- Détermination des charges et surcharges :

$h = 10\text{m} \rightarrow 6$ (nombre espacement)

H poteau = 9 m

Donc $n = 4 \rightarrow e = 1,5\text{m}$

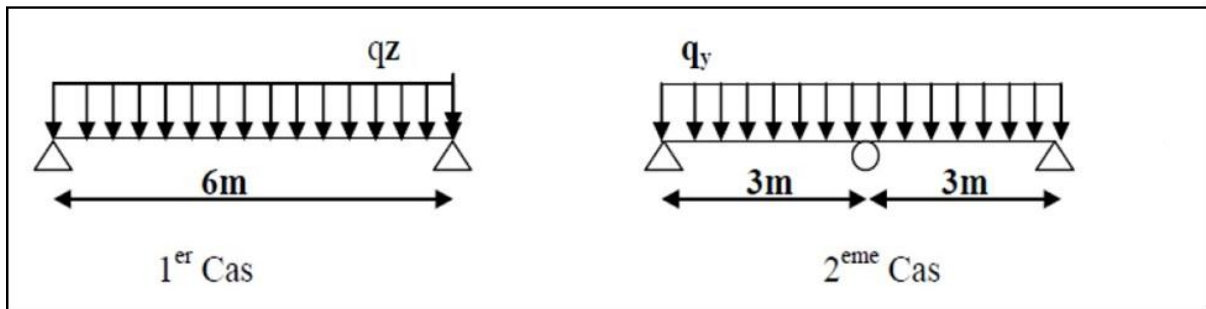


Figure 6.1 les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.

Les charges permanentes

- | | |
|--|----------------------|
| <input type="checkbox"/> Poids propre de bardage (TN40)... | 11 kg/m ² |
| <input type="checkbox"/> Poids propre d'accessoires d'attache | 4 kg/m ² |
| <input type="checkbox"/> Poids propre de la lisse on suppose un (UAP100)... | 10,5 kg/ml |

$$G = [(P_{accessoires} + P_{bardage}) \times e] + PP_{UPA}$$

$$G = [(11 + 4) \times 1,5] + 10,5 = 33 \text{ Kg/ml}$$

4.2.1- Surcharge climatique due au vent

On calcul les lisses avec la valeur max obtenue lors de l'étude au vent direction V1.

$$V = 0,801 \text{ KN/m}^2$$

$$V = 0,801 \times 1,5 = 1,2 \text{ KN/ml}$$

4.2.1.1- Combinaisons d'action :

ELU :

$$Q_y = 1,35G = 1,35 \times 0,33 = 0,4455 \text{ KN/ml}$$

$$Q_z = 1,5V = 1,5 \times 1,2 = 1,8 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$Q_y = G = 0,33 \text{ KN/ml}$$

$$Q_z = V = 1,2 \text{ KN/ml}$$

4.2.1.2- Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

$$f \leq f_{ad} \text{ avec } f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \times (l)^4}{E \times I_z}$$

- Flèche vérification (suivant zz')

Sur deux appuis :

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{V \times (l)^4}{E \times I_z} \leq \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384 \times 3} \times \frac{V \times (l)^4}{E} = \frac{5}{384 \times 3} \times \frac{1,2 \times (600)^4 \times 10^{-1}}{2,1 \times 10^5}$$

$$I_y \geq 321,42 \text{ cm}^4$$

On choisit **UAP 130**

Ses caractéristiques sont :

$$I_y = 459,56 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 51,34 \text{ cm}^4$$

$$A = 17,5 \text{ cm}^2$$

$$H = 13 \text{ cm}$$

$$G = 13,74 \text{ kg/m}$$

Le poids propre réel G :

$$G = [(P_{accessoires} + P_{bardage}) \times e] + PP_{UPA}$$

$$G = [(11 + 4) \times 1,5] + 13,74 = 36,24 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0,3624 \text{ KN/ml}$$

4.2.1.3- Dimensionnement des lisses

Les combinaisons de calcul :

$$Q_y = 1,35G = 1,35 \times 0,3624 = 0,489 \text{ KN/ml}$$

$$Q_z = 1,5V = 1,5 \times 1,2 = 1,8 \text{ KN/ml}$$

4.2.1.4- Détermination des sollicitations

$$\text{Sous le Vent} \Rightarrow M_{ysd} = \frac{Q_{zsd} \times l^2}{8} = \frac{1,8 \times 6^2}{8} = 8,1 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous le poid propre} \Rightarrow M_{zsd} = \frac{Q_{ysd} \times l^2}{8} = \frac{0,489 \times 6^2}{8} = 2,2 \text{ KN.m}$$

4.2.1.5- Vérification de la résistance des lisses :

Condition de résistance :

La condition à vérifier est

$$\left(\frac{M_{y\text{sd}}}{M_{ply.\text{rd}}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z\text{sd}}}{M_{plz.\text{rd}}}\right)^\beta \leq 1.0 \quad \text{EC03Art 5.4.8.1(11)}$$

On a : UAP 130 ⇒ classe 1

$$\alpha = 2, \beta_w = 1 \text{ (pour les section de classe 1 et 2)}$$

$$M_{ply.\text{rd}} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{83,51 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 17,84 \text{KN.m}$$

$$M_{plz.\text{rd}} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{25,65 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 5,47 \text{KN.m}$$

$$\left(\frac{8,1}{17,84}\right)^2 + \left(\frac{2,2}{5,47}\right)^1 = 0,6 \leq 1.0 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

4.2.1.6-Vérification à L'ELS

Combinaisons de calcul

ELS :

$$Q_y = G = 0,3624 \text{KN/ml}$$

$$Q_z = V = 1,2 \text{KN/ml}$$

4.2.1.7-Vérification la flèche :

La Vérification la flèche se fait par la condition de la flèche :

$$f \leq f_{ad} \text{ avec } f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{Q_s \times (l)^4}{E \times I}$$

- (suivant z z')

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_s \times (l)^4}{E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{1,2 \times (6)^4}{2,1 \times 459,56} \times 10^2 = 2,1 \text{cm} \leq \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

- (suivant y y')

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{Q_s \times (l)^4}{E \times I_z}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{0,3624 \times (6)^4}{2,1 \times 51,34} \times 10^2 = 5,67 \text{cm} \leq \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{cm} \dots \dots \text{ non vérifiée}$$

Conclusion : La flèche n'est pas Vérifiée, donc on adopte des liernes

4.2.1.8- Dimensionnement des lisses (avec des liernes) :

4.2.1.8.1- Détermination des sollicitations :

$$\begin{aligned} \text{Sous le Vent} \Rightarrow M_{y\text{sd}} &= \frac{Q_{z\text{sd}} \times l^2}{8} = \frac{1,8 \times 6^2}{8} = 8,1 \text{KN.m} \\ \text{Sous le poids propre} \Rightarrow M_{z\text{sd}} &= \frac{Q_{y\text{sd}} \times (l/2)^2}{8} = \frac{0,489 \times 3^2}{8} = 0,55 \text{KN.m} \end{aligned}$$

4.2.1.9 -Vérification de la résistance des lisses (avec des liernes):

4.2.1.9.1- Condition de résistance :

La condition à vérifier est

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{ply.rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz.rd}}\right)^\beta \leq 1.0 \quad EC03Art 5.4.8.1(11)$$

$$\left(\frac{8,1}{17,84}\right)^2 + \left(\frac{0,55}{5,47}\right)^1 = 0,31 \leq 1.0 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

4.2.1.9.2 -Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{ysd} \leq V_{plysd} V_{plysd} = A_{vy} \times \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{zsd} \leq V_{plzsd} V_{plzsd} = A_{vz} \times \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

$$A_{vy} = 10,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{vz} = 8,52 \text{ cm}^2$$

$$V_{zsd} = \frac{1,5 \times Q_{zsd} \times l}{2} = \frac{1,5 \times 1,8 \times 6}{2} = 8,1 \text{ kN}$$

$$V_{ysd} = 0,625 \times Q_{ysd} \times (l/2) = 0,625 \times 0,4455 \times 3 = 0,83 \text{ kN}$$

$$V_{plysd} = \frac{10,45 \left(\frac{23,5}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 128,89 \text{ kN}$$

$$V_{plzsd} = \frac{8,52 \left(\frac{23,5}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 105,08 \text{ kN}$$

$$V_{ysd} = 0,83 \text{ kN} \leq V_{plysd} = 128,89 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$V_{zsd} = 8,1 \text{ kN} \leq V_{plzsd} = 105,08 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

4.2.1.9.3- Vérification au diversement :

□ Sous le vent de dépression :

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement $\overline{\lambda_{LT}}$:

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right] (\beta_w)^{0,5}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z}{h}\right)^2\right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{300}{1,71}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300}{\frac{1,71}{13}}\right)^2\right]^{0,25}} = 94,83$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\Rightarrow \lambda_1 = 93,9 \quad \beta_w = 1 \text{ (pour les section de classe 1 et 2)}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5} = \left[\frac{94,83}{93,9} \right] (1)^{0,5} = 1,01 \geq 0,4 \text{ Il ya un risque de déversement.}$$

Remarque : Pour les Sections en U, quelque soit l'axe de flambement, on choisit la courbe de flambement C

A partir de la courbe de flambement C $\rightarrow \alpha = 0,49$

x_{LT} : Coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$

$$x_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

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

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,49 (1,01 - 0,2) + 1,01^2 \right] = 1,208$$

$$x_{LT} = \frac{1}{1,208 + \sqrt{1,208^2 - 1,01^2}} = 0,53$$

$$M_{bRd} = x_{LT} \times \beta_w \times \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{bRd} = 0,53 \times 1 \times \frac{83,51 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 9,45 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{bRd}} \right) + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz.rd}} \right) \leq 1,0$$

$$\left(\frac{8,1}{9,45} \right) + \left(\frac{0,55}{5,47} \right) = 0,96 \leq 1,0 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

4.2.1.9.4 - Vérification à L'ELS

4.2.1.9.4.1- Combinaisons de calcul :

ELS :

$$Q_y = G = 0,3624 \text{ KN/ml}$$

$$Q_z = V = 1,2 \text{ KN/ml}$$

4.2.1.9.4.2- Vérification la flèche :

La Vérification la flèche se fait par la condition de la flèche :

$$f \leq f_{ad} \text{ avec } f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{Q_s \times (l)^4}{E \times I}$$

- (suivant z')

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_s \times (l)^4}{E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{1,2 \times (6)^4}{2,1 \times 459,56} \times 10^2 = 2,1 \text{ cm} \leq \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \dots \dots \text{ vérifiée}$$

• (suivantyy')

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{Q_s \times (l)^4}{E \times I_z}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{0,3624 \times (3)^4}{2,1 \times 51,34} \times 10^2 = 0,35 \text{ cm} \leq \frac{l}{200} = \frac{300}{200} = 1,5 \text{ cm} \dots \dots \text{ vérifiée}$$

4.2.1.10- Dimensionnement des liernes :

Calcul des liernes de long pannes :

$$R = 1,25(1,35G) \times \frac{l}{2}$$

$$G=36,24 \text{ daN/ml}$$

$$R = 1,25 \times (1,35 \times 36,24) \times \frac{6}{2} = 183,46 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L₁ provenant de la lisse inférieure :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{183,46}{2} = 91,73 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L₂ :

$$T_2 = R + T_1 = 183,46 + 91,73 = 275,19 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L₃ :

$$T_3 = R + T_2 = 183,46 + 275,19 = 458,65 \text{ daN}$$

Effort dans les diagonales L₄ :

$$2T_4 \sin \theta = T_3 \quad \rightarrow T_4 = \frac{T_3}{2 \sin \theta} = \frac{458,65}{2 \sin(9,46)} = 1395,26 \text{ daN}$$

$$\theta = \left(\frac{0,5}{3} \right) = 9,46^\circ$$

4.2.1.11- Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L₄.

$$N_{sd} = T_4 \leq \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{T_4 \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1395,26 \times 1,1}{2350} = 0,65 \text{ cm}^2$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,65}{\pi}} = 0,9$$

Soit une barre ronde de diamètre : $\phi = 10 \text{ mm}$.

4.2.2- Surcharge climatique due au vent

On calcule les lisses avec la valeur max obtenue lors de l'étude au vent direction V2.

$$V = 0,557 \text{ KN/m}^2$$

$$V = 0,557 \times 1,5 = 0,836 \text{ KN/ml}$$

4.2.2.1- Combinaisons d'action :

ELU :

$$Q_y = 1,35G = 1,35 \times 0,33 = 0,4455 \text{ KN/ml}$$
$$Q_z = 1,5V = 1,5 \times 0,836 = 1,254 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$Q_y = G = 0,33 \text{ KN/ml}$$
$$Q_z = V = 0,836 \text{ KN/ml}$$

4.2.2.2- Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

$$f \leq f_{ad} \text{ avec } f_{ad} = \frac{l}{200}$$
$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \times (l)^4}{E \times I_z}$$

- Flèche vérification (suivant zz')

Sur deux appuis :

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{V \times (l)^4}{E \times I_z} \leq \frac{l}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm}$$
$$I_y \geq \frac{5}{384 \times 3} \times \frac{V \times (l)^4}{E} = \frac{5}{384 \times 3} \times \frac{0,836 \times (400)^4 \times 10^{-1}}{2,1 \times 10^5}$$
$$I_y \geq 44,23 \text{ cm}^4$$

On choisit **UAP 80**

Ses caractéristiques sont :

$$I_y = 107,13 \text{ cm}^4$$
$$I_z = 21,33 \text{ cm}^4$$
$$A = 10,67 \text{ cm}^2$$
$$H = 8 \text{ cm}$$
$$G = 8,38 \text{ kg/m}$$

Le poids propre réel G :

$$G = [(P_{accessoires} + P_{bardage}) \times e] + PP_{UPA}$$

$$G = [(11 + 4) \times 1,5] + 8,38 = 30,88 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0,31 \text{ KN/ml}$$

4.2.2.3- Dimensionnement des lisses

4.2.2.3.1- Les combinaisons de calcul :

$$Q_y = 1,35G = 1,35 \times 0,31 = 0,4185 \text{ KN/ml}$$

$$Q_z = 1,5V = 1,5 \times 0,836 = 1,254 \text{ KN/ml}$$

4.2.2.3.2- Détermination des sollicitations

$$\text{Sous le Vent} \Rightarrow M_{y\text{sd}} = \frac{Q_{z\text{sd}} \times l^2}{8} = \frac{1,254 \times 4^2}{8} = 2,508 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous le poids propre} \Rightarrow M_{z\text{sd}} = \frac{Q_{y\text{sd}} \times l^2}{8} = \frac{0,4185 \times 4^2}{8} = 0,837 \text{ KN.m}$$

4.2.2.4- Vérification de la résistance des lisses :

4.2.2.4.1- Condition de résistance :

La condition à vérifier est

$$\left(\frac{M_{y\text{sd}}}{M_{ply.rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z\text{sd}}}{M_{plz.rd}}\right)^\beta \leq 1.0 \quad \text{EC03Art 5.4.8.1(11)}$$

On a : UAP 80 \Rightarrow classe 1

$$\alpha = 2, \beta_w = 1 \text{ (pour les section de classe 1 et 2)}$$

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{31,87 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 6,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz.rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13,70 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 2,93 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{2,508}{6,81}\right)^2 + \left(\frac{0,837}{2,93}\right)^1 = 0,42 \leq 1.0 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

4.2.2.4.2- Vérification à L'ELS

Combinaisons de calcul

ELS :

$$Q_y = G = 0,31 \text{ KN/ml}$$

$$Q_z = V = 0,836 \text{ KN/ml}$$

4.2.2.4.3- Vérification la flèche :

La Vérification la flèche se fait par la condition de la flèche :

$$f \leq f_{ad} \text{ avec } f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{Q_s \times (l)^4}{E \times I}$$

- (suivant z'z')

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_s \times (l)^4}{E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{0,836 \times (4)^4}{2,1 \times 107,13} \times 10^2 = 1,24 \text{ cm} \leq \frac{l}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm} \dots \dots \text{ vérifiée}$$

- (suivant y'y')

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{Q_s \times (l)^4}{E \times I_z}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{0,31 \times (4)^4}{2,1 \times 21,33} \times 10^2 = 2,31 \text{ cm} \leq \frac{l}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm} \dots \dots \text{ non vérifiée}$$

Conclusion : La flèche n'est pas Vérifiée, donc on adopte des liernes

4.2.2.5- Dimensionnement des lisses (avec des liernes) :

4.2.2.5.1- Détermination des sollicitations :

$$\text{Sous le Vent} \Rightarrow M_{y\text{sd}} = \frac{Q_{z\text{sd}} \times l^2}{8} = \frac{1,254 \times 4^2}{8}$$

$$= 2,508 \text{ KN.m} \text{ Sous le poids propre} \Rightarrow M_{z\text{sd}} = \frac{Q_{y\text{sd}} \times (l/2)^2}{8} = \frac{0,4185 \times 2^2}{8}$$

$$= 0,21 \text{ KN.m}$$

4.2.2.5.2- Vérification de la résistance des lisses (avec des liernes):

Condition de résistance :

La condition à vérifier est

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{ply.rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz.rd}}\right)^\beta \leq 1.0 \quad EC03Art 5.4.8.1(11)$$

$$\left(\frac{2,508}{6,81}\right)^2 + \left(\frac{0,21}{2,93}\right)^1 = 0,21 \leq 1.0 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

4.2.2.5.3- Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{ysd} \leq V_{plysd} V_{plysd} = A_{vy} \times \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{zsd} \leq V_{plzsd} V_{plzsd} = A_{vz} \times \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

$$A_{vy} = 7,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{vz} = 4,51 \text{ cm}^2$$

$$V_{zsd} = \frac{1,5 \times Q_{zsd} \times l}{2} = \frac{1,5 \times 0,4185 \times 4}{2} = 1,26 \text{ kN}$$

$$V_{ysd} = 0,625 \times Q_{ysd} \times \left(\frac{l}{2}\right) = 0,625 \times 1,254 \times 2 = 1,57 \text{ kN}$$

$$V_{plysd} = \frac{7,20 \left(\frac{23,5}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 88,81 \text{ kN}$$

$$V_{plzsd} = \frac{4,51 \left(\frac{23,5}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 55,63 \text{ kN}$$

$V_{ysd} = 1,57 \text{ kN} \leq V_{plysd} = 88,81 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

$V_{zsd} = 1,26 \text{ kN} \leq V_{plzsd} = 55,63 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

4.2.2.5.4- Vérification au diversement :

Sous le vent de dépression :

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement $\overline{\lambda}_{LT}$:

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right] (\beta_w)^{0,5}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z}{h}\right)^2\right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{200}{1,41}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{200}{\frac{1,41}{0,8}}\right)^2\right]^{0,25}} = 73,11$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\Rightarrow \lambda_1 = 93,9 \quad \beta_w = 1 \text{ (pour les section de classe 1 et 2)}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5} = \left[\frac{73,11}{93,9} \right] (1)^{0,5} = 0,78 \geq 0,4 \text{ Il ya un risque de déversement.}$$

Remarque : Pour les Sections en U, quelque soit l'axe de flambement, on choisit la courbe de flambement C

A partir de la courbe de flambement C $\rightarrow \alpha = 0,49$

x_{LT} : Coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$

$$x_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

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

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,49(0,78 - 0,2) + 0,78^2 \right] = 0,95$$

$$x_{LT} = \frac{1}{0,95 + \sqrt{0,95^2 - 0,78^2}} = 0,67$$

$$M_{bRd} = x_{LT} \times \beta_w \times \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{bRd} = 0,67 \times 1 \times \frac{31,87 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 4,56 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{bRd}} \right) + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz.rd}} \right) \leq 1,0$$

$$\left(\frac{2,508}{4,56} \right) + \left(\frac{0,837}{2,93} \right) = 0,84 \leq 1,0 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

4.2.2.5.5- Vérification à L'ELS

Combinaisons de calcul :

ELS :

$$Q_y = G = 0,31 \text{ KN/ml}$$

$$Q_z = V = 0,836 \text{ KN/ml}$$

Vérification la flèche :

La Vérification la flèche se fait par la condition de la flèche :

$$f \leq f_{ad} \text{ avec } f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{Q_s \times (l)^4}{E \times I}$$

- (suivant z')

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_s \times (l)^4}{E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{0,836 \times (4)^4}{2,1 \times 107,13} \times 10^2 = 1,24 \text{ cm} \leq \frac{l}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm} \dots \dots \text{ vérifiée}$$

• (suivantyy')

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{Q_s \times (l)^4}{E \times I_z}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{0,31 \times (2)^4}{2,1 \times 21,33} \times 10^2 = 0,15 \text{ cm} \leq \frac{l}{200} = \frac{200}{200} = 1 \text{ cm} \dots \dots \text{ vérifiée}$$

4.2.2.6- Dimensionnement des liernes :

Calcul des liernes de pignon :

$$R = 1,25(1,35G) \times \frac{l}{2}$$

$G=31\text{daN/ml}$

$$R = 1,25 \times (1,35 \times 31) \times \frac{4}{2} = 104,62\text{daN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L₁ provenant de la lisse inferieur :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{104,62}{2} = 52,31 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L₂ :

$$T_2 = R + T_1 = 104,62 + 52,31 = 156,93\text{daN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L₃ :

$$T_3 = R + T_2 = 104,62 + 156,93 = 261,5\text{daN}$$

Effort dans les diagonales L₄ :

$$2T_4 \sin \theta = T_3 \quad \rightarrow T_4 = \frac{T_3}{2 \sin \theta} = \frac{261,5}{2 \sin(21,8)} = 352,07\text{daN}$$

$$\theta = \left(\frac{0,8}{2}\right) = 21,8^\circ$$

4.2.2.7- Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L₄.

$$N_{sd} = T_4 \leq \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{T_4 \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{352,07 \times 1,1}{2350} = 0,16\text{cm}^2$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,16}{\pi}} = 0,45\text{cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre : $\phi = 10 \text{ mm}$.

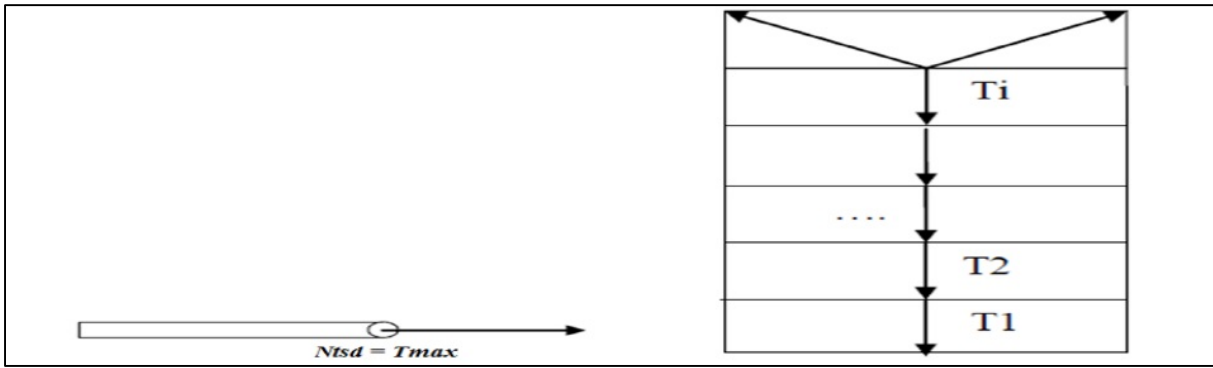


Figure 6.2 représentation des efforts

Chapitre5 : Calcul des potelets

5.1-Introduction :

Les potelets sont le plus souvent des profiles en I ou H destinés à rigidifier la clôture(bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction. Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

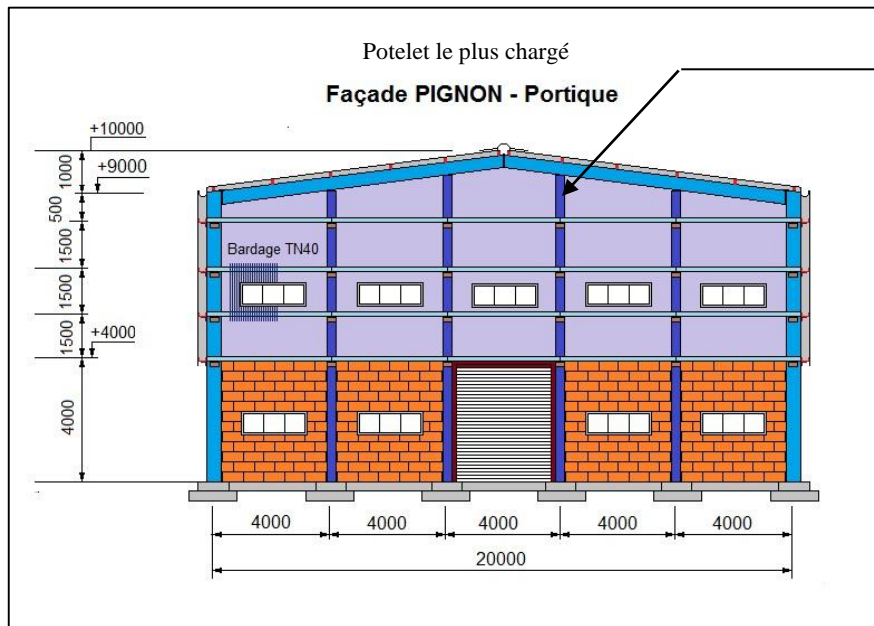


Figure7.1 : Schéma statique du potelet

5.2-charges permanentes G :(verticale concentrée)

Bardage (TN40)11daN/m²

Poids propre de la lisse (UAP130).....13,74daN/ml

Accessoires de pose5daN/m²

La longueur de la lisse et de : $L = 4,00m$, et le nombre des lisses supporter par le potelet

$N = 4$ lisses.

L_a

surface tributaire revenant au potelet le plus chargé : $S = 4 \times 9,8 = 39,2m^2$

L' entraxe

des potelets: $e = 4m$

$$G = (13,74 \times 4 \times 4) + [(11 + 5) \times 4 \times 9,8] = 847,04daN$$

5.3-Surcharge climatique V (vent) :

Vent..... $V=55,66daN/m^2$

$$V = 55,66 \times 4 = 222,64daN/ml$$

5.4-Dimensionnement du potelet :

Sous la condition de flèche :

$L = 9,8m$: longueur du Potelet le plus chargé

$$f \leq f_{ad} \text{ avec } f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{980}{200} = 4,9cm$$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{V \times (l)^4}{E \times I_z}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384 \times 4,9} \times \frac{V \times (l)^4}{E} = \frac{5}{384 \times 4,9} \times \frac{222,64 \times (980)^4 \times 10^{-2}}{2,1 \times 10^6} = 2598,55 \text{ cm}^4$$

Soit un **IPE220**

$$I_y = 2771,8 \text{ cm}^4 W_{ply} = 285,4 \text{ cm}^3$$

$$I_z = 204,81 \text{ cm}^4 W_{plz} = 58,1 \text{ cm}^3$$

$$A = 33,4 \text{ cm}^2 W_{ely} = 252 \text{ cm}^3$$

$$H = 22 \text{ cm} W_{elz} = 37,24 \text{ cm}^3$$

$$G = 26,2 \text{ kg/m}$$

5.5-Vérification de la section à la résistance :

5.5.1-Sous la flexion :

$M_{c.Rd}$: Ou est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

$$M_{y.sd} \leq M_{c.Rd}$$

$$M_{c.Rd} = M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285,4 \times 23,5}{1,1} = 6097,18 \text{ daN.m} = 60,97 \text{ kN.m}$$

$$Q_{z.sd} = 1,5V = 1,5 \times 222,64 = 333,96 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{333,96 \times 9,8^2}{8} = 4009,18 \text{ daN.m} = 40,09 \text{ kN.m}$$

$$M_{y.sd} = 40,09 \text{ kN.m} \leq M_{c.Rd} =$$

60,97 kN.m vérifiée

5.5.2-Sous l'effort normal :

si $N_{sd} \leq \min\{0,25N_{pl.Rd}, (0,5A_w f_y / \gamma_{M0})\}$ Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times 847,04 = 1143,50 \text{ daN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{33,4 \times 2350}{1,1} = 71354,54 \text{ daN}$$

$$0,25N_{pl.Rd} = 0,25 \times 71354,54 = 17838,63 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2bt_f = 33,4 - (2 \times 11 \times 0,92) = 13,16 \text{ cm}$$

$$\frac{0,5A_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times 13,16 \times 2350}{1,1} = 14057,27 \text{ daN}$$

$$N_{sd} \leq \min\{17838,63 \text{ daN} , 14057,27 \text{ daN}\}$$

$$N_{sd} = 1143,50 \text{ daN} \leq 14057,27 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

5.6-Vérification de l'élément aux instabilités :

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre, Aux poids des bacs de bardage et des lisses) .En aucun cas, il ne supporte la toiture (il est assujetti au portique par appui glissant).il travaille la flexion composée.

La vérification aux instabilités est donnée par la formule suivante :

5.6.1-Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{x_z N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} M_{y.sd}}{x_{LT} M_{ply.rd}} \leq 1,0$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement x_{min} :

$$x_{min} = \min(x_y, x_z)$$

Flambement par rapport a' l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le

Tableau 5.5.1 de l'Euro code 3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{980}{9,11} = 107,57$$

$\beta_A = 1$ pour les sections de class 1,2 et 3

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 \times 10^4}{23,5} \right]^{0,5} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\beta_A)^{0,5} = \frac{107,57}{93,9} (1)^{0,5} = 1,14$$

Courbe de flambement : (voire tableau 1)

$$\frac{h}{b} = \frac{220}{110} = 2 > 1,2$$

Axe de flambement **y-y** → courbe de flambement a ; $\alpha=0,21$ (tableau 3).

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\phi_y = 0,5 [1 + 0,21(1,14 - 0,2) + 1,14^2] = 1,24$$

$$x_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$$

$$x_y = \frac{1}{1,24 + \sqrt{1,24^2 - 1,14^2}} = 0,57$$

Flambement par rapport a' l'axe fort **z-z** (hors du plan du portique) :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{150}{2,48} = 60,48$$

$\beta_A = 1$ pour les sections de class 1,2 et 3

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 \times 10^4}{23,5} \right]^{0,5} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta_A)^{0,5} = \frac{60,48}{93,9} (1)^{0,5} = 0,64$$

Courbe de flambement : (voire tableau 1)

$$\frac{h}{b} = \frac{220}{110} = 2 > 1,2$$

Axe de flambement **z-z** → courbe de flambement b ; $\alpha=0,34$ (tableau 3).

$$\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\phi_z = 0,5 [1 + 0,34(0,64 - 0,2) + 0,64^2] = 0,77$$

$$x_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

$$x_z = \frac{1}{0,77 + \sqrt{0,77^2 - 0,64^2}} = 0,83$$

$$x_{min} = \min(x_y, x_z) = \min(0,57, 0,83)$$

$$x_{min} = 0,57$$

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{150}{2,48}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{150}{2,48}}{\frac{22}{0,92}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 53,03 \Rightarrow \text{avec } \lambda_1 = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5} = \left[\frac{53,03}{93,9} \right] (1)^{0,5} = 0,56 \geq 0,4 \text{ Il ya un risque de déversement.}$$

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

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(0,56 - 0,2) + 0,56^2] = 0,69 \leq 1,0$$

$$x_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

$$x_{LT} = \frac{1}{0,69 + \sqrt{0,69^2 - 0,56^2}} = 0,91 < 1$$

Calcul de coefficient k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 1,14(2 \times 1,3 - 4) + \frac{285,4 - 252}{252} = -1,46$$

Avec $\mu_y = -1,46 \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{x_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-1,46 \times 1143,50}{0,57 \times 33,4 \times 2350} = 1,03$$

Avec $k_y = 1,03 \leq 1,5$

β_{My} : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :

$$\beta_{My} = 1,3$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0,15 = 0,15 \times 0,64 \times 1,3 - 0,15 = -0,025 < 0,9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{x_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-0,025 \times 1143,50}{0,83 \times 33,4 \times 2350} = 1$$

β_{MLT} : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :

$$\beta_{MLT} = 1,3 \text{ (Tableau4)}$$

$$M_{y.sd} = \frac{1,5V \times l^2}{8} = \frac{1,5 \times 222,64 \times 9,8^2}{8} = 4009,18 daN.m = 40,09 kN.m$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{33,4 \times 2350}{1,1} = 71354,54 daN$$

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285,4 \times 23,5}{1,1} = 6097,18 daN.m = 60,97 kN.m$$

5.6.2-Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{x_{min}N_{pl.Rd}} + \frac{K_y M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \leq 1,0$$
$$\frac{1143,50}{0,57 \times 71354,54} + \frac{1,03 \times 4009,18}{6097,18} = 0,70 \leq 1,0 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

5.6.3-Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{x_z N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} M_{y.sd}}{x_{LT} M_{ply.rd}} \leq 1,0$$
$$\frac{1143,50}{0,83 \times 71354,54} + \frac{1 \times 4509,07}{0,91 \times 6097,18} = 0,74 \leq 1,0 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

5.7-Conclusion :

⇒ L'IPE220 convient comme potelet.

Chapitre 6: Etude de stabilités et contreventements

6.1-Introduction :

Les contreventements sont des éléments stabilisateurs principaux d'une structure, ils sont soumis a des forces situées essentiellement dans leurs plan entres autres : effet du vent, action sismique, action horizontale des ponts roulants

Dans notre structure l'effet de vent le plus défavorable donc tous les calculs de ces éléments fais par l'action du vent.

6.2-Calcul de la poutre au vent en pignon :

(a) À pignon (20 m) :

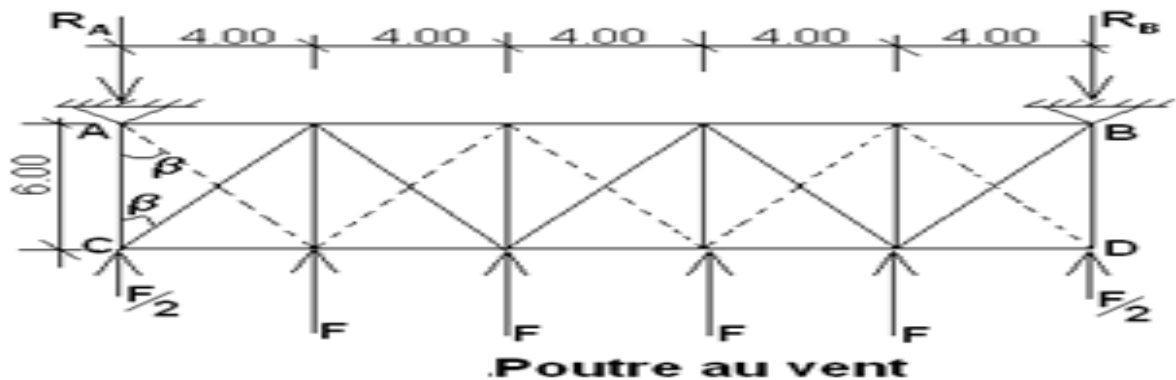


Figure8.1 : Schéma statique des contreventements de la toiture

6.3- Effort en tête de poteau :

$$F = W \cdot S_p + F_{FRi}$$

Avec

$\{S_p$: surface sollicitée par les charge W : pression de vent sur le pignon

F_{FR} : force de frottement

$$w = 55,66 \text{ daN/m}^2$$

Avec $F_{FRi} = 0 \text{ daN}$

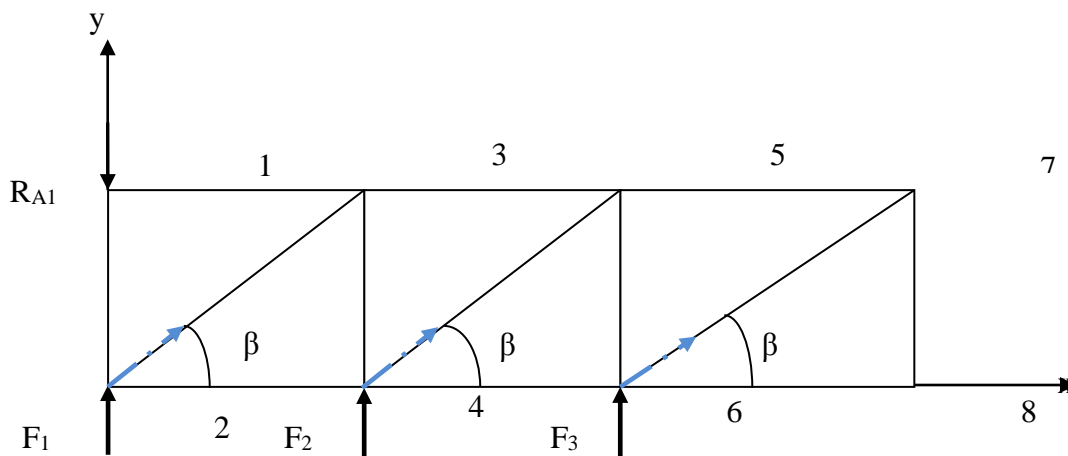
- noeuds (1, 6) : $F_1 = W_1 \times S_1 = 55,66 \times 9,2 = 512,1 \text{ daN}$
- noeuds (2, 5) : $F_2 = W_1 \times S_2 = 55,66 \times 37,6 = 2092,82 \text{ daN}$
- noeuds (3, 4) : $F_3 = W_1 \times S_3 = 55,66 \times 39,2 = 2181,87 \text{ daN}$

6.4-Réactions R_{A1} et R_{B1} :

$$R_{A1} = R_{B1} = \sum F_{1+2+3} = 4786,8 \text{ daN}$$

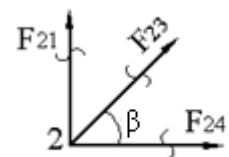
6.5 - Calcul de la diagonale :

$$\beta = \arctg 6/4 = 56.3^\circ$$



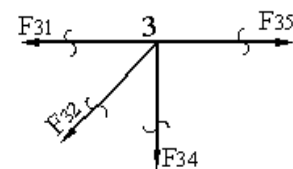
Nœud 1 :

$$\begin{cases} /x : F_{13} = 0 \\ /y : F_{12} + R_A = 0 \Rightarrow F_{12} = -4786,8 \text{ daN} \end{cases}$$



Nœud 2 :

$$\begin{cases} /x : F_{24} = -F_{23} \cos \beta = -2850,86 \text{ daN} \\ /y : F_{23} = \frac{-F_{21} - F_1}{\sin \beta} = 5138,14 \text{ daN} \end{cases}$$



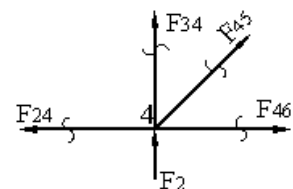
Nœud 3 :

$$\begin{cases} /x : F_{35} = F_{32} \cos \beta = 2850,86 \text{ daN} \\ /y : F_{34} = -F_{32} \sin \beta = -4274,7 \text{ daN} \end{cases}$$

Nœud 4 :

$$\begin{cases} /y : F_{45} = \frac{-F_2 - F_{43}}{\sin \beta} = 2622,6 \text{ daN} \end{cases}$$

Le diagonale le plus sollicité est F_{23} , avec : $N_{sd} = 5138,14 \text{ daN}$



il faut vérifier que :

$$\left\{ A \geq \frac{N_{sd}}{f_y} \frac{51.38}{23.5} = 2.2 \text{ cm}^2 \right.$$

$$A = 7.79 \text{ cm}^2 \geq 2.2 \text{ cm}^2$$

Cornière : L \times 80 \times 80 \times 5

avec :

$$\begin{cases} \gamma_{M0} = 1 \\ \gamma_{M2} = 1.25 \end{cases}$$

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

6.6 - Vérification les diagonales à la traction :

On vérifie : $N_{t,sd} \leq N_{Rd}$

$N_{Rd} = \min(N_{pl}; N_u; N_{net}) = N_{pl}$ par ce que les cornières sans assembler avec soudure

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{pl} = \frac{23.5 \times 779}{1} = 18306.5 \text{ daN}$$

$N_{t,sd} = \text{daN} \leq N_{Rd} = N_{pl} = 18306.5 \text{ daN}$ La Traction est vérifiée pour les diagonal
OK

Donc la cornière L 80× 80 × 5 conviens comme diagonale pour poutre au vent.

6.7- Palée de stabilité pour hangar :

6.7.1 - Disposition :

Une palée de stabilité disposée symétriquement sur les 2 files de poteaux entre les Portique.

6.7.2 - Hypothèses de calcul

- Barres articulées aux nœuds
- Charges appliquées aux nœuds
- Barres sollicitées en traction ou en compression
- Palée articulée

6.7.3 - Calcul des diagonales :

$$R_B = 4786,8 \text{ daN}$$

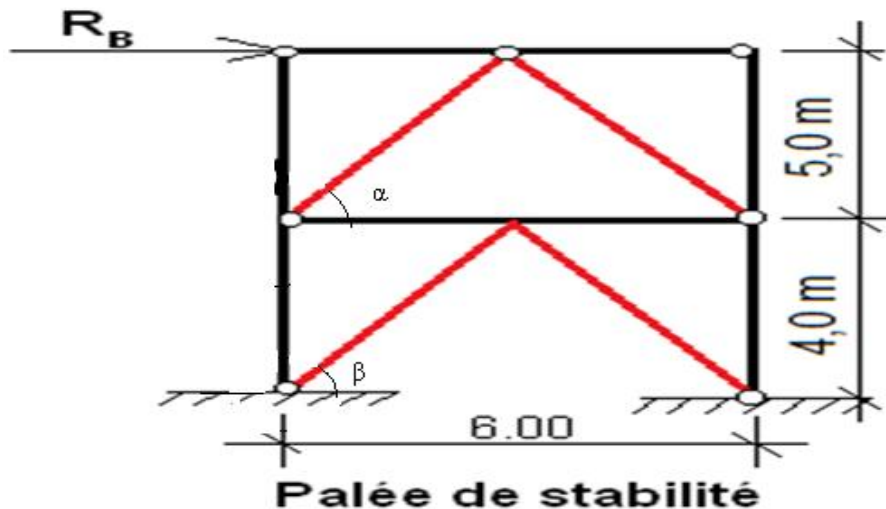


Figure8.2 : Schéma statique des contreventements de long pont

Calcul des angles des diagonales

$$\begin{aligned} &= 59.04^\circ \\ \beta &= 53.13^\circ \end{aligned}$$

Calcul des longueurs des diagonales

$$\begin{aligned} D_1 &= \sqrt{(5)^2 + (3)^2} = 5.83 \text{ m} \\ D_2 = D_3 &= \sqrt{(4)^2 + (3)^2} = 5 \text{ m} \end{aligned}$$

6.8 - Vérification des diagonales D_1 et D_2 à la traction :

a) Pour le diagonal D_1 :

$$R_B = 4786,8 \text{ daN}$$

$$2 \cos \alpha N_{sd} = R_B \quad \Longrightarrow \quad N_{sd} = R_B / 2 \cos \alpha = 3989 \text{ daN}$$

b) Pour le diagonal D_2

$$N_{sd} = \frac{R_B}{2 \cos \alpha \cos \beta} = \frac{4786,8}{2 \cos 53.13^\circ \cos 53.13^\circ} = 3989 \text{ daN}$$

La force Maximum dans Le diagonal D_1 :

$$\text{il faut vérifier que : } \left\{ A \geq \frac{N_{sd}}{f_y} = \frac{3989}{235} = 1.7 \text{ cm}^2 \right.$$

$A \geq 1.7 \text{ cm}^2$

Donc pour la palée de stabilité on prendra un profiler : UAP80

$$A = 10,67 \text{ cm}^2$$

6.9 - Vérification à la traction des diagonales :

On vérifie $N_{sd} < N_{Rd}$

$$N_{Rd} = \min(N_{pl}; N_u; N_{net}) = N_{pl}$$

$$\gamma_{M0} = 1.1; \quad f_y = \frac{235 \text{ N}}{\text{mm}^2}; \quad A = 10.67 \text{ cm}^2$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 25074.5 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 3989 \text{ daN} < N_{Rd} = N_{pl} = 25074.5 \text{ daN}$$

Donc la traction des diagonales est vérifiée.

6.10 – Calcul poutre sablière :

6.10.1 - Généralité :

La sablière est la panne qui se trouve à la retombée de la traverse, elle s'assemble le plus souvent sur les poteaux, elle est placée dans l'axe des long pans, elle est généralement constituée par une poutre en H, la distance entre les appuis est l'entraxe entre les poteaux (6mètres).

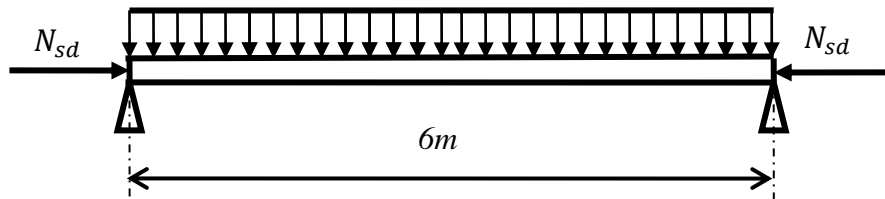


Figure8.2 : présentation la sablière

$$N_{sd} = RB = 4786,8 \text{ daN}$$

6.10.2- Pré dimensionnement :

$$N_{t,sd} \leq N_{PL,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\left\{ A \geq \frac{N_{sd}}{f_y} \frac{47,868}{23,5} = 2 \text{ cm}^2 \right.$$

$$\text{soit HEA 120 : section de classe 1 : } \begin{cases} \beta_A = 1 \\ \varepsilon = 1 \\ \lambda_1 = 93,9 \end{cases} \text{ acier (S235)}$$

6.10.3- conditions de la résistance :

6. 10.3.1- Vérification de la poutre sablière au flambement :

Si en doit tenir compte le risque de flambement, et la vérification à faire est comme suit :

$$N_{tsd} \leq \chi_{LT} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

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

- Calcul de $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_z$:

$$\lambda_y = \frac{l_{by}}{i_y} = 122,7 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = 1,31$$

$$\lambda_z = \frac{l_{bz}}{i_z} = 198,67 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = 2,12$$

Donc :

$\bar{\lambda}_z = 2,12 > 0,2$ il y a le risque de flambement

Calcul de x_{LT} :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{600}{3,02}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{600}{\frac{3,02}{11,4}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 103 \Rightarrow \text{avec } \lambda_1 = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5} = \left[\frac{103}{93,9} \right] (1)^{0,5} = 1,1 \geq 0,4 \text{ Il ya un risque de déversement.}$$

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

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(0,56 - 0,2) + 0,56^2] = 1,2$$

$$x_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

$$x_{LT} = \frac{1}{1,2 + \sqrt{1,2^2 - 1,1^2}} = 0,6 < 1$$

$N_{tsd} = RB = 4786,8 \text{ daN}$

$$N_{tSd} = 4786,8 \text{ daN} < 0,6 \times 1 \times 25,3 \times \frac{23,5}{1,1} = 324,3 \text{ daN} \Rightarrow \text{vérifier}$$

(b) Vérification de flexion et compressions :

Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_y M_{y.sd}}{W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z M_{z.sd}}{W_{pl,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Avec : $\gamma_{M1} = 1,1$ et $M_{z.sd} = 0$

- Calcul de $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_z$:

$$\lambda_y = \frac{l_{by}}{i_y} = 122,7 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = 1,31 \Rightarrow \chi_y = 0,43$$

$$\lambda_z = \frac{l_{bz}}{i_z} = 198,67 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = 2,12 \Rightarrow \chi_z = 0,2 \quad (\text{min})$$

- Calcul de k_y :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 1,31(2 \times 1,3 - 4) + \frac{119,5 - 106,3}{106,3} = -1,71$$

Avec $\mu_y = -1,71 \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{x_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-1,71 \times 4786,8}{0,43 \times 25,3 \times 2350} = 1,32$$

6. 10.3.2- Vérification au flambement :

$$N_{sd} = 4786,8 \text{ daN}$$

$$M_{y.sd} = \frac{(1,35G \text{ HEA120}) \times l^2}{8} = \frac{1,35 \times 19,9 \times 6^2}{8} = 120,89 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{25,3 \times 2350}{1,1} = 54050 \text{ daN}$$

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{119,5 \times 23,5}{1,1} = 2553 \text{ daN.m}$$

$$\frac{N_{sd}}{x_{min} N_{pl.Rd}} + \frac{K_y M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{4786,8}{0,2 \times 54050} + \frac{1,32 \times 120,89}{2553} = 0,51 \leq 1,0 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc : HEA 120 convient comme panne sablière.

Chapitre7 : Etude sismique

7.1 Introduction :

Le but du calcul parasismique est d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et de déterminer ou de dimensionner les éléments de résistance à fin de garantir la sécurité des occupants et d'assurer la pérennité de l'ensemble de l'ouvrage. Dans notre étude on a notre ouvrage est régulier en plan et en élévation donc on applique la méthode statique équivalente conformément aux règles parasismiques RPA99 (corrigé 2003).

7.2 Principe de calcul :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux des plans horizontaux de la structure.

7.3 Calcul l'effort sismique dans la structure I :

7.3.1-Effort sismique à la base de la structure :

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

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

Avec:

A: coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1).

R: coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3).

Q: facteur de qualité (tableau 4.4).

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

A : Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage de bâtiment.

W : poids total de la structure

7.3.2- Détermination les coefficients de la force sismique totale :

a) Coefficient d'accélération de zone :A

Notre structure se situe en zone sismique (II) ; groupe d'usage de bâtiment (groupe 2) ; sol Meuble (S3).

Donc : **A= 0.15**

b) Coefficient d'amplification dynamique moyen : D

D : Fonction de la catégorie de site, le facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 0.3 S \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{3}{2}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 0.3 S \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement de la structure (tableau 4.2).

$$\xi = 4\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+4}} = 1.08.$$

T_1, T_2 : Périodes caractéristique associées à la catégorie de site.

Site meuble $S_3 \Rightarrow T_2 = 0.5 \text{ sec}$, $T_1 = 0.15 \text{ sec}$

Groupe d'usage 2, zone sismique II $\Rightarrow A = 0.15$

- Estimation de la période fondamentale T de la structure :

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou .

$$T = C_T (h_n)^{\frac{3}{4}}$$

- h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) ; $h_n = 10 \text{ m}$

- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6)

Portique auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie : $C_T = 0.05$

$$T = 0.05 \times (10)^{\frac{3}{4}} = 0.28 \text{ sec}$$

$$T = 0.28 \quad 0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow D = 2.5\eta$$

$$D = 2.5\eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7 .$$

b) Coefficient R :

R : Fonction du système de contreventement sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3)

Sens transversal : $R_x = 4$: Portiques auto stables ordinaires

Sens longitudinal : $R_y = 3$: ossature contreventée par des palées triangulées en V.

c) Coefficient Q :

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de:

- . La redondance et de la géométrie des structures qui la constituent.
- . La régularité en plan et en élévation.
- . La qualité du contrôle de la structure.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ (RPA, 4.4)

P_q La pénalité à retenue selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non", sa valeur est donné au tableau (4.4)

Tableau 3.1 : critère q

Critère q	Observé	p_q
1-conditions minimal sur la file de contreventements	Oui	0
2-redondance en plan	Non	0.05
3-régularité en plan	Oui	0
4-régularité en élévation	Non	0.05
5-contrôle de qualité de matériaux	Oui	0
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0

$$Q = 1 + 0.1 = 1.1$$

7.3.3 Poids total de la structure (W) :

W : Est égal à la somme des poids à chaque niveau

$$W = \sum_0^1 W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$-W_{Gi}$: Poids due aux charges permanentes celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$-W_{Qi}$: Charges d'exploitations

$-\beta$: Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation (donnée par le tableau 4-5 RPA).

$\Rightarrow \beta = 0.5$; (Cas 4 : entrepôts, hangars)

Poids des éléments:

Tableau 3.2: Poids des éléments

Profilé	Type	Poids unitaire en daN/m	Poids total daN
Poteaux	IPE330	49,1	5303
Potelets	IPE220	26.2	1993,82
Traverses	IPE330	49,1	5895
Poutres sablières	HEA120	19,9	1194
Palée de stabilité verticale en V	UAP80	8,38	363,02
Diagonales de contreventement horizontales	Cornières L80X80X5	6,11	440,53
Lisses de long-pan	UAP130	13,74	3298
Lisses de Pignon	UAP 80	8,38	1341
Pannes	IPE 140	12,9	4644
Bardage	TN40+Accessoires 11daN/m ² + 4daN/m ²	15	11850
Couverture	TN40+Accessoires 11daN/m ² + 4daN/m ²	15	9015

Poids du aux charges permanentes : $W_{Gi} = 42685,77$ dan

La charge d'exploitation :

$$W_{Qi} = 200 \text{ dan}$$

Cumul des poids :

$$W = W_{Gi} + 0.5 W_{Qi}$$

$$W = 42685,77 + (0,5 * 200) = 42785,77 \text{ (dan)}$$

$$\text{Sens longitudinale : } V_y = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.1}{3} \times 42785,77 = 6353,69 \text{ dan}$$

$$\text{Sens transversal : } V_x = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.1}{4} \times 42785,77 = 4765,27 \text{ dan}$$

7.3.4 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes

$$V = F_t + \sum_1^2 F_i$$

Avec $F_t = 0.7 \times T \times V$ ou $T < 0.7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0$

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

F_t : Effort horizontal revenant au niveau i ;

h_i : niveau ou s'exerce la force

niveau	$w_i (t)$	$h_i (m)$	$w_i \cdot h_i$	$V_y (t)$	$V_x (t)$
1	42,78577	9	385,07	6,35	4,76

7.3.4.1- Sens longitudinal :

$$F_Y = \frac{V_y \cdot (W \cdot h)}{W \cdot h} = 6,35t$$

7.3.4.2- Sens transversal :

$$F_X = \frac{V_x \cdot (W \cdot h)}{W \cdot h} = 4,76t$$

Les sollicitations dues au vent plus défavorable (sens V1 pignon) :

$$V_{\text{vent}} = 333.25 \text{ N/m}^2 = 33.325 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots (\text{chapitre 02})$$

$$V_{\text{vent}} = 333.25 \times \text{Stoiture}$$

$$V_{\text{vent}} = 333.25 \times 601$$

$$V_{\text{vent}} = 200283.25 \text{ N} = 200.283 \text{ kN}$$

$$V_{\text{vent}} > V_x$$

$$V_{\text{vent}} > V_y$$

7.4 -conclusion :

Les sollicitations dues au vent sont plus importantes que celles dues au séisme, ainsi nous retiendrons uniquement l'action du vent pour le dimensionnement des portiques et du contreventement de l'ouvrage.

Chapitre8 : Calcul de portique

8.1-Calcul de portique

Le calcul est effectué par le logiciel ROBOT millenium, les notes de calcul sont données par famille on s'intéressant, pour chaque famille, à l'élément le plus sollicité.

Nous avons exposé dans ce chapitre, ce que nous avons jugé le plus important



Figure9.1 : Vue de portique

8.2-Caractéristiques des barres :

	Nom de la section	A_y [cm ²]	I_x [Cm ⁴]	I_y [Cm ⁴]	I_z [Cm ⁴]
Poteaux	IPE330	72,73	36,20	16265,60	1043,45
Traverses	IPE330	72,73	36,20	16265,60	1043,45

Tableau4.1 : Caractéristiques des barres

8.3-Caractéristiques des Matériaux :

	Matériaux	E [MPa]	G [MPa]	ν	L_x [1/°C]	ρ [daN/m ³]	Re [MPa]
1	Acier E24	210000,00	80800,00	0,3	0,0	7701,0	235,0

Tableau4.2 : Caractéristiques d'acier

Nœud	X [m]	Z [m]	Code de l'appui	Appui
1	0,0	0,0	bbb	Encastrement
2	20,0	0,0	bbb	Encastrement
3	0,0	9,0	/	/
4	20,0	9,0	/	/
5	10,0	10,0	/	/

Tableau4.3: Coordonner des nœuds dans le portique

8.4-Donnée des barres :

Barre	Nœud 1	Nœud 2	Section	Matériau	Gamma (DEG)	Type de barre	élément de construction
5	1	3	IPE 360	ACIER E24	0,0	poteau	Barre
6	2	4	IPE 360	ACIER E24	0,0	poteau	Barre
3	3	5	IPE 360	ACIER E24	0,0	poutre	Barre
4	5	4	IPE 360	ACIER E24	0,0	poutre	Barre

Tableau4.4 :coordonné d es barres dans le portique

8.5-Charges sur le portique :

charge permanent :

	Profile	Type	Poid unitaire	Poid total
Sur traverse	Couverture (Tole nervure)	TN40+accessoire	16 dan/m ²	90 dan/m
	Panne	IPE140	12.9 dan/m	77,4 dan/m
Sur le poteau	Lisse	UAP 130	13.74 dan/m	54,96dan
	Sablère	HEA 120	19,9 dan/m	19,9 dan/m
	Bardage	TN40+accessoire	15 dan/m ²	90 dan/m

Tableau4.5 : les charges permanentes dans portique 1

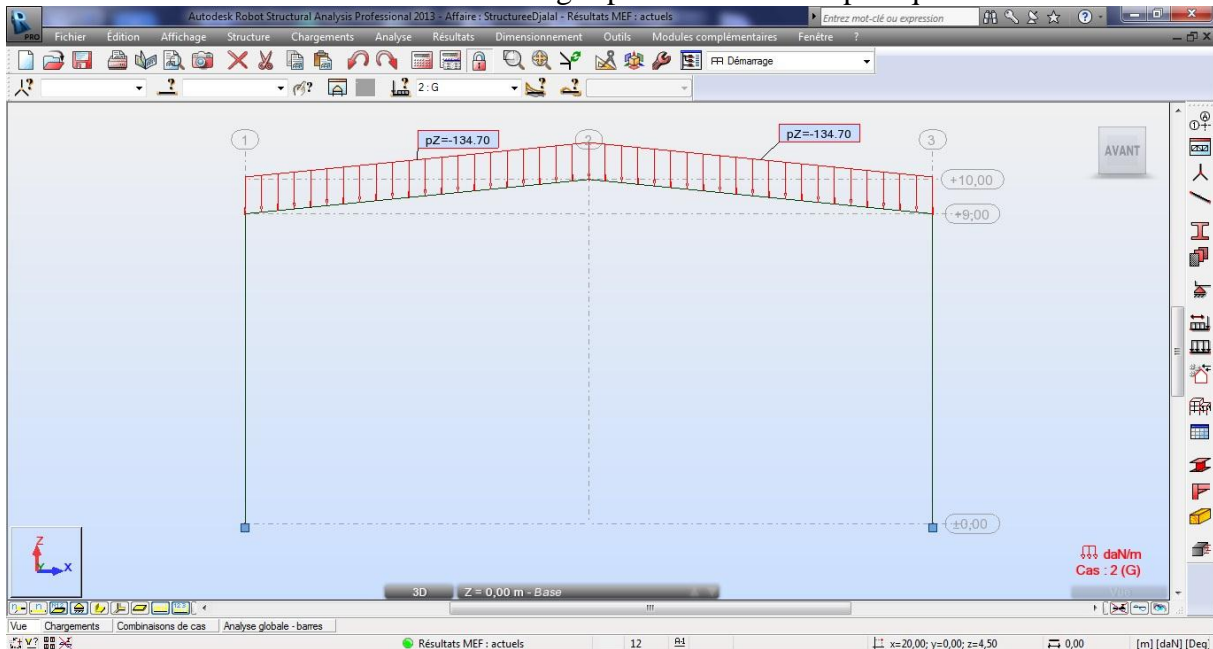


Figure 9.2 : Présentation de la charge permanente

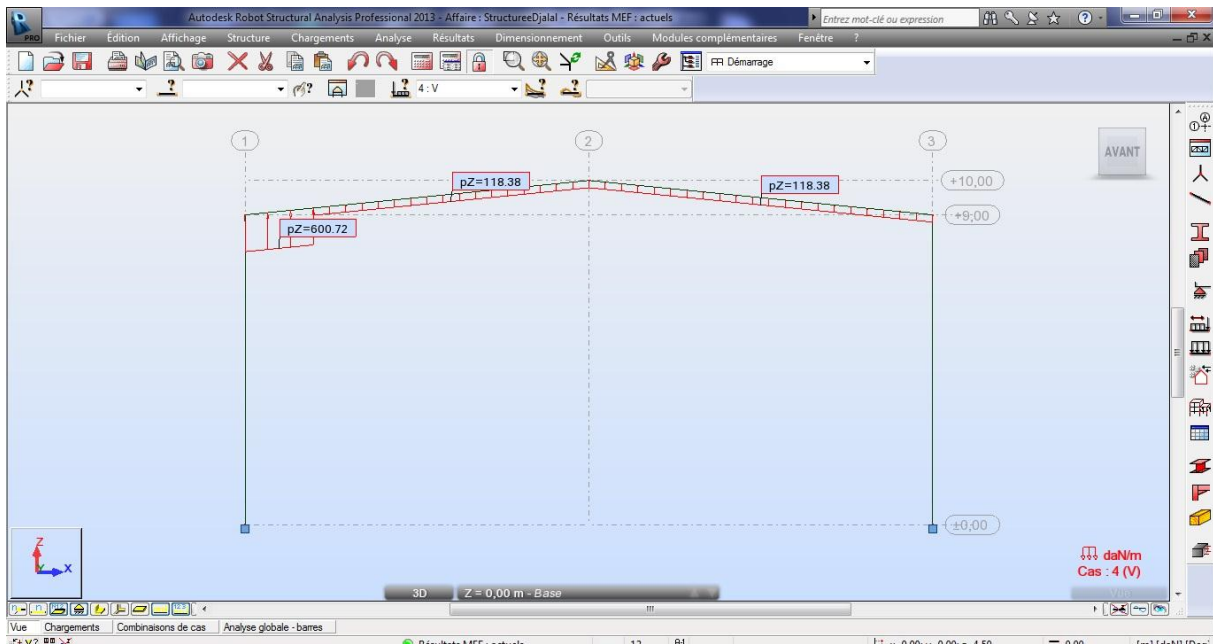


Figure9.3 : Présentation de la charge du vent

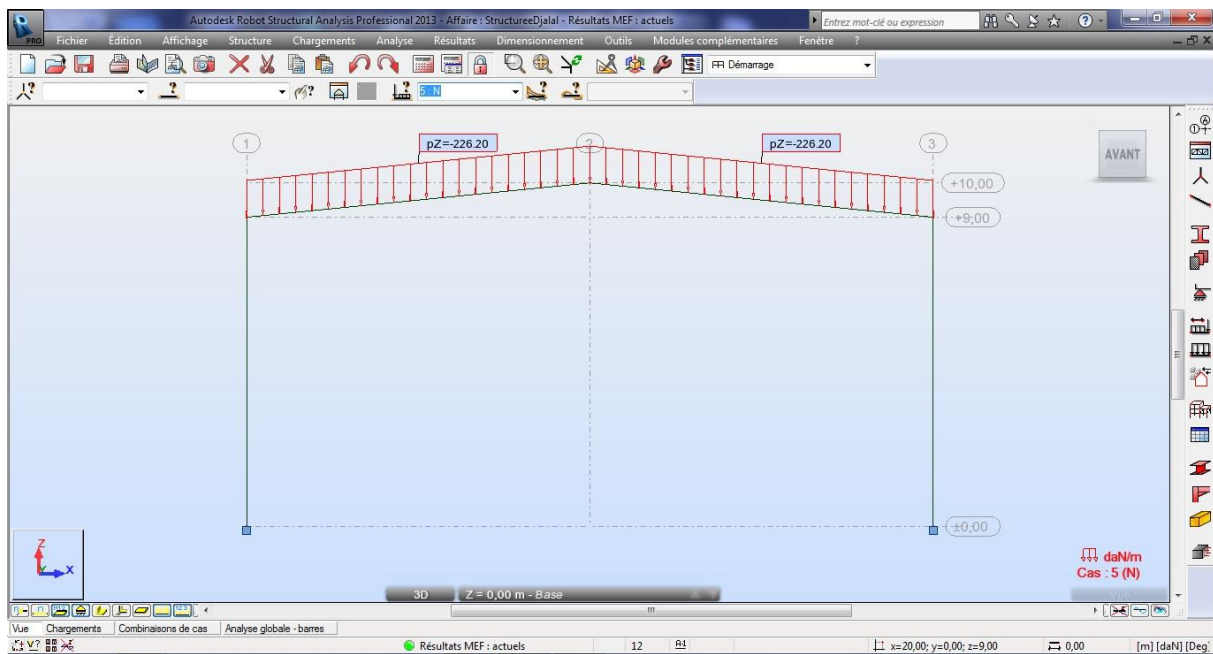


Figure9.4 : Présentation de la charge de neige

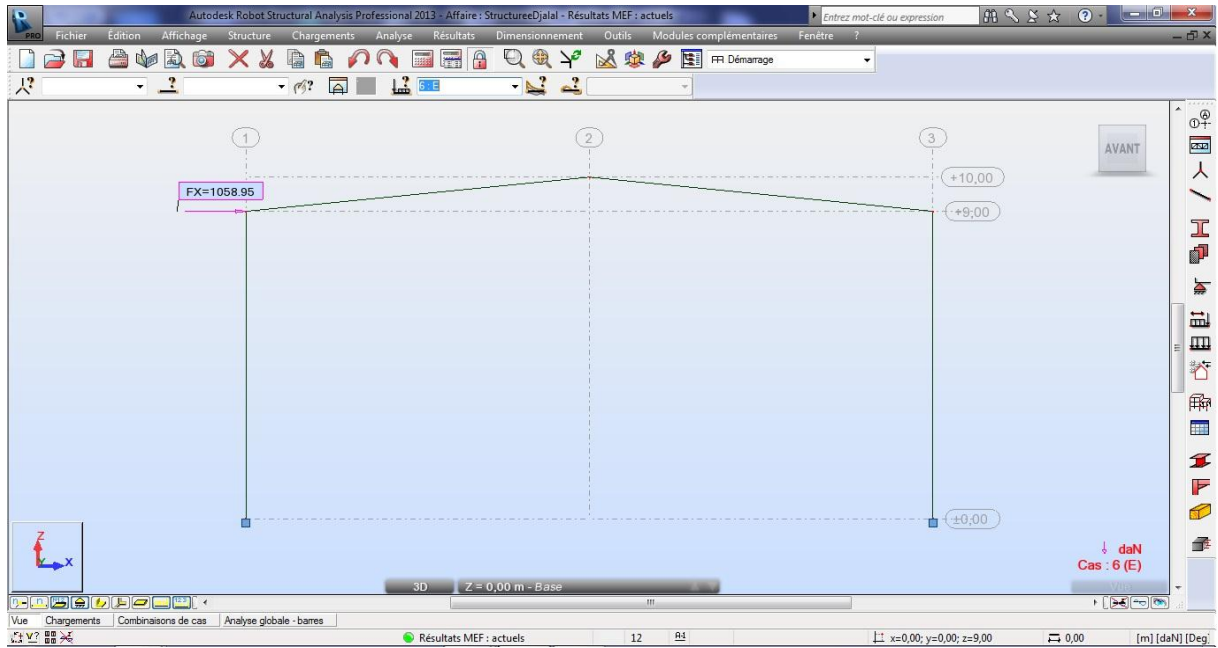


Figure9.5 : présentation de la charge sismique

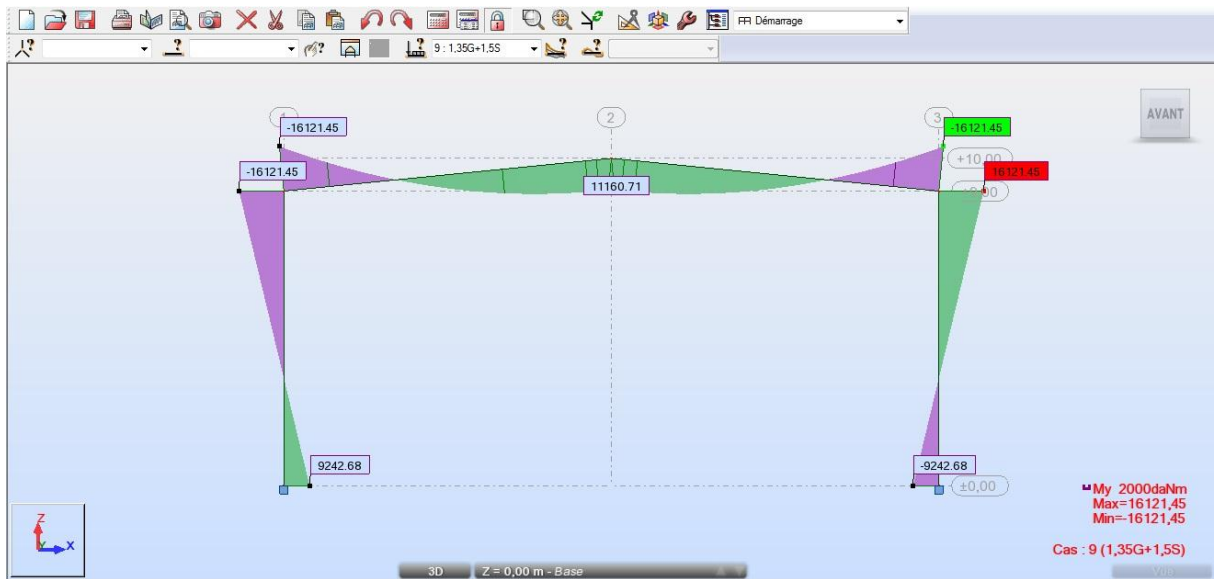


Figure9.6 : présentation du Moment max et min

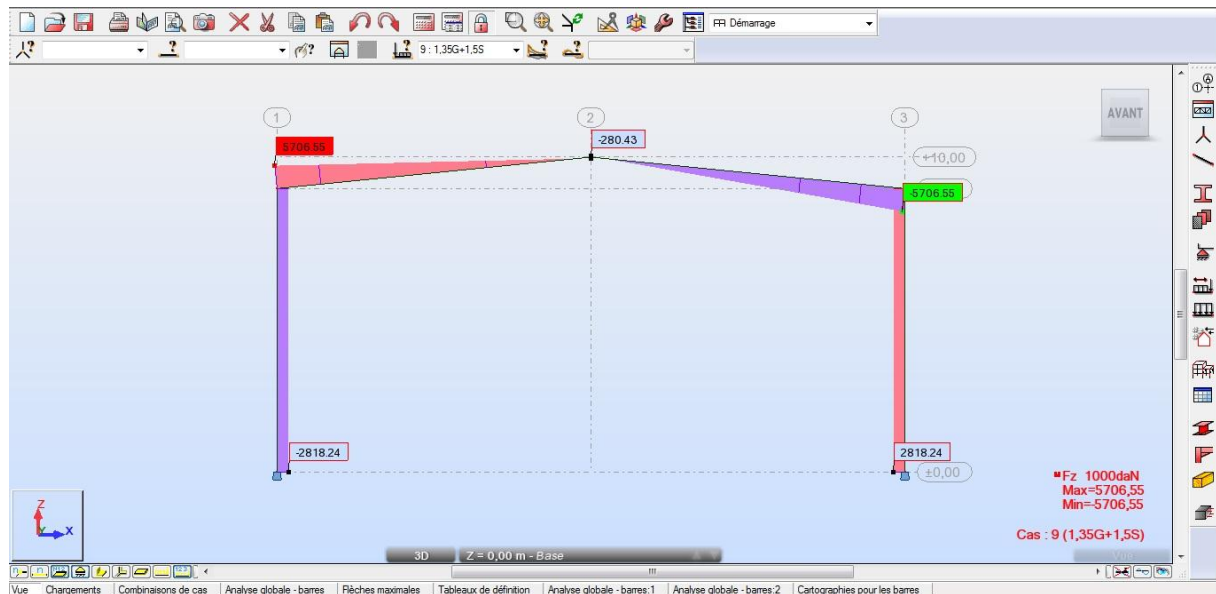


Figure 9.7 : présentation de l'effort tranchant Fz

8.6-Efforts extrêmes globaux :

	Fx [dan]	FZ [dan]	MY [dan.m]
MAX	6697,34	5706,55	16121,45
Barre	6	4	6
Noeud	2	4	4
Cas	9 (C)	9 (C)	9(C)
MIN	2804,25	-5706,55	-16121,45
Barre	3	3	4
Noeud	5	3	4
Cas	9 (C)	9 (C)	9 (C)

Tableau 4.6 : Les efforts défavorables dans le portique

8.7-Note de calcul :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 3 Poutre **POINT :** 1

COORDONNEE : $x = 0.00$ $L = 0.00$ m

CHARGEMENTS :

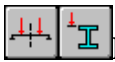
Cas de charge décisif : 9 1,35G+1,5S (1+2)*1.35+5*1.50

MATERIAU :ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 360**

$h=69.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=17.0 \text{ cm}$	$A_y=43.18 \text{ cm}^2$	$A_z=53.17 \text{ cm}^2$	$A_x=119.70 \text{ cm}^2$
$tw=0.8 \text{ cm}$	$I_y=70606.75 \text{ cm}^4$	$I_z=1564.76 \text{ cm}^4$	$I_x=52.59 \text{ cm}^4$
$tf=1.3 \text{ cm}$	$W_{ely}=2032.74 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=184.09 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{,Ed} = 3402.95 \text{ daN}$ $M_{y,Ed} = -16121.45 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $N_{c,Rd} = 281302.52 \text{ daN}$ $M_{y,el,Rd} = 47769.49 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $N_{b,Rd} = 281302.52 \text{ daN}$ $M_{y,c,Rd} = 47769.49 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $V_{z,Ed}$
 $= 5706.55 \text{ daN}$
 $V_{z,c,Rd} = 72136.91 \text{ daN}$
 $M_{b,Rd} = 22320.50 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 44070.19 \text{ daN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT - d
$L_{cr,low} = 5.02 \text{ m}$	$\lambda_{LT} = 1.04$	$\phi_{LT,mod} = 0.47$
	$\phi_{LT} = 1.36$	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :

 $k_{yy} = 1.00$ 

en z :

 $k_{zy} = 1.00$ **FORMULES DE VERIFICATION :****Contrôle de la résistance de la section :**

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.34 < 1.00$ (6.2.5.(1))
 $N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.35 < 1.00$ (6.2.9.3.(1))
 $\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{z,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.35 < 1.00$ (6.2.1.(5))
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.08 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.72 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{,Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.73 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{,Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.73 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.***TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE :4 Poutre

POINT :7

COORDONNEE : $x = 1.00$ $L = 10.05$ m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif :9 1,35G+1,5S (1+2)*1.35+5*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 360

$h=69.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=17.0$ cm	$A_y=43.18$ cm ²	$A_z=53.17$ cm ²	$A_x=119.70$ cm ²
$tw=0.8$ cm	$I_y=70606.75$ cm ⁴	$I_z=1564.76$ cm ⁴	$I_x=52.59$ cm ⁴
$tf=1.3$ cm	$W_{ely}=2032.74$ cm ³	$W_{elz}=184.09$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{,Ed} = 3402.95$ daN $M_{y,Ed} = -16121.45$ daN*m

$N_{c,Rd} = 281302.52$ daN

$M_{y,el,Rd} = 47769.49$ daN*m

$N_{b,Rd} = 281302.52$ daN

$M_{y,c,Rd} = 47769.49$ daN*m

$V_{z,Ed}$

$= -5706.55$ daN

$V_{z,c,Rd} = 72136.91$ daN

$M_{b,Rd} = 22320.50$ daN*m

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

$z = 1.00$

$M_{cr} = 44070.19$ daN*m

Courbe,LT - d

$L_{cr,low} = 5.02$ m

$Lam_{LT} = 1.04$

$fi,LT = 1.36$

$XLT,mod = 0.47$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

$k_{yy} = 1.00$



en z :

$k_{zy} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.34 < 1.00$ (6.2.5.(1))

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.35 < 1.00$ (6.2.9.3.(1))

$\sqrt{(\text{Sig}_{,x,Ed})^2 + 3 * (\text{Tau}_{,z,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.35 < 1.00$ (6.2.1.(5))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.08 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.72 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) = 0.73 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) = 0.73 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profilcorrect!!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 5 Poteau
= 9.00 m

POINT : 7

COORDONNEE : x = 1.00 L

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 9 1,35G+1,5S (1+2)*1.35+5*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 360

h=36.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.0 cm	Ay=48.84 cm ²	Az=35.14 cm ²	Ax=72.73 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=16265.60 cm ⁴	Iz=1043.45 cm ⁴	Ix=36.20 cm ⁴
tf=1.3 cm	Wply=1019.22 cm ³	Wplz=191.10 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$$N_{Ed} = 6016.84 \text{ daN} \quad M_{y,Ed} = -16121.45 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

$$N_{c,Rd} = 170913.62 \text{ daN} \quad M_{y,pl,Rd} = 23951.67 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

$$N_{b,Rd} = 44304.13 \text{ daN} \quad M_{y,c,Rd} = 23951.67 \text{ daN}\cdot\text{m} \quad V_{z,Ed} = -2818.24 \text{ daN}$$

$$M_{N,y,Rd} = 23951.67 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

$$V_{z,c,Rd} = 47673.21 \text{ daN}$$

Classe de la section = 1

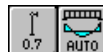


PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

Ly = 9.00 m	Lam_y = 0.32	Lz = 9.00 m	Lam_z = 1.77
Lcr,y = 4.50 m	Xy = 0.97	Lcr,z = 6.30 m	Xz = 0.26
Lamy = 30.09	kyy = 0.67	Lamz = 166.33	kzy = 0.33

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

N,Ed/Nc,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.4.(1))
 My,Ed/My,c,Rd = 0.67 < 1.00 (6.2.5.(1))
 Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

Lambda,y = 30.09 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 166.33 < Lambda,max = 210.00

STABLE

N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.49 < 1.00 (6.3.3.(4))

N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.36 < 1.00 (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 6 **Poteau** **POINT :** 7

COORDONNEE : x = 1.00 L = 9.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 9 1,35G+1,5S (1+2)*1.35+5*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 360

h=36.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.0 cm	Ay=48.84 cm ²	Az=35.14 cm ²	Ax=72.73 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=16265.60 cm ⁴	Iz=1043.45 cm ⁴	Ix=36.20 cm ⁴
tf=1.3 cm	Wply=1019.22 cm ³	Wplz=191.10 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = 6016.84 daN	My,Ed = 16121.45 daN*m	
Nc,Rd = 170913.62 daN	My,pl,Rd = 23951.67 daN*m	
Nb,Rd = 44304.13 daN	My,c,Rd = 23951.67 daN*m	Vz,Ed = 2818.24 daN
	MN,y,Rd = 23951.67 daN*m	

$V_{z,c,Rd} = 47673.21 \text{ daN}$
Classe de la section = 1

 **PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

$L_y = 9.00 \text{ m}$

$L_{cr,y} = 4.50 \text{ m}$

$L_{my} = 30.09$

$Lam_y = 0.32$

$X_y = 0.97$

$k_{yy} = 0.67$



en z :

$L_z = 9.00 \text{ m}$

$L_{cr,z} = 6.30 \text{ m}$

$Lam_z = 166.33$

$Lam_z = 1.77$

$X_z = 0.26$

$k_{zy} = 0.33$

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.04 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.67 < 1.00$ (6.2.5.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.06 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$Lambda_y = 30.09 < Lambda_{max} = 210.00$

$Lambda_z = 166.33 < Lambda_{max} = 210.00$

STABLE

$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk/gM1}) + k_{yy} * M_{y,Ed}/(XLT * M_{y,Rk/gM1}) = 0.49 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z * N_{Rk/gM1}) + k_{zy} * M_{y,Ed}/(XLT * M_{y,Rk/gM1}) = 0.36 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

Chapitre9 : Assemblage avec étude fondation

9.1-Assemblage poteau Traverse :

9.1.1- Introduction :

L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.

L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort Normal

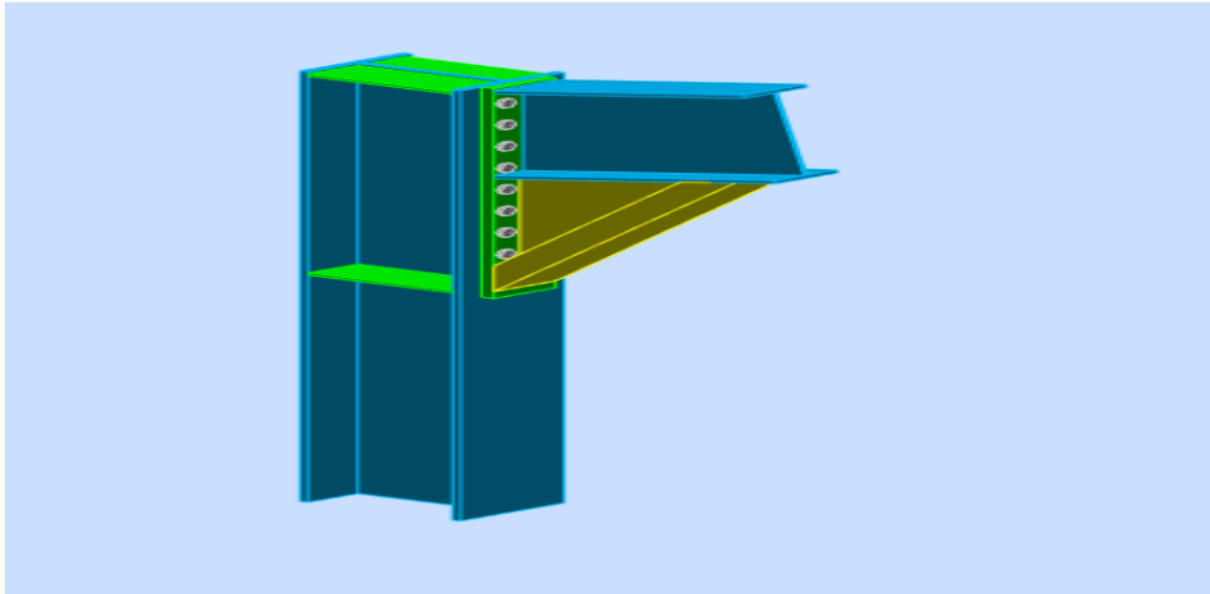


Figure10.1: Représentation de l'assemblage Poteau Traverse

9.1.2- L'effort sollicitant :

$$V_{sd} = -6016.84 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = -2818.24 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 16121.45 \text{ daN.m}$$

On choisit des boulons de classe **HR 8.8**

Nombre de boulons = 16

Nombre de files : $n = 2$

Poteau **IPE 360**

Traverse : **IPE 360**

9.1 .3- Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les 4 rangées supérieures des Boulons

$$d1 = 360 \text{ mm} , d2 = 440 \text{ mm} , d3 = 520 \text{ mm} , d4 = 600 \text{ mm}$$

$$\sum di^2 = d1^2 + d2^2 + d3^2 + d4^2$$

$$\sum di^2 = 360^2 + 440^2 + 520^2 + 600^2 = 0,954m^2$$

$$Ni = \frac{Msd \times di}{\sum di^2}$$

$$N1 = \frac{16121.45 \times 0.36}{0,954} = 6083.57 Dan$$

$$N2 = \frac{16121.45 \times 0.44}{0,954} = 7435.47 Dan$$

$$N3 = \frac{16121.45 \times 0.52}{0,954} = 8787.37 Dan$$

$$N4 = \frac{16121.45 \times 0.6}{0,954} = 10139.28 Dan$$

9.1.4- Dimensionnement des boulons :

Il faut vérifier que :

$$N1 \leq n \times Fp$$

Avec: $Fp = 0,7 \times fub \times As$

$$As \geq \frac{N1}{0,7 \times fub \times n} = \frac{101392.8}{0.7 \times 800 \times 2} = 90.53 mm^2$$

On choisit un boulon M16 classe HR 8.8

$$A = 201 mm^2, \phi = 18 mm$$

9.1 .5- Condition de résistance des boulons :

9.1 .5.1- Distance entre axe des boulons :

entre axe des boulons

$$P1 \geq 2,2 d0 \quad ; 2 \geq 3 d0$$

$$P1 \geq 2,2 \times 18 = 39.6 mm \quad ; P2 \geq 3 \times 18 = 54 mm$$

• **Pince longitudinale** : • **Pince transversale** :

$$e1 \geq 1,2 d0 \quad e2 \geq 1,5 d0$$

$$e1 \geq 1,2 \times 18 = 21.6 mm \quad e2 \geq 1,5 \times 18 = 27 mm$$

On prend :

$$e1 = 22 mm$$

$$P1 = 40 mm$$

on prend :

$$e2 = 27 mm$$

$$P2 = 54 mm$$

9.1 .5.2- Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$Mrd = \frac{Fp \times \sum di^2}{d1} > Msd$$

$$Fp = 0,7 \times fub \times As \Rightarrow Fp = 0,7 \times 800 \times 201 = 112560 N \text{ Par boulon}$$

$$\text{Et} \Rightarrow 11256 \times 2 = 225120 N \text{ pour chaque rangers.}$$

$$Mrd = \frac{225120 \times 0,954}{0,7} = 306806.4 \text{ N.m} = 30680.64 \text{ Dan.m} > Msd = 16121.45 \text{ Dan.m} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

9.1 .5.3- Résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction :

9.1 .5.3.1- Assemblages résistant au glissement à l'état limite ultime

$$V_{sd} \leq V_R = \frac{K_S \times \mu \times n \times (F_P - 0.8F_{t,sd})}{\gamma_{Ms}}$$

Avec :

μ = coefficient de frottement des surfaces assemblées.

$K_S = 1$ si les trous sont normaux.

n = nombre d'interfaces de frottement.

$$F_{t,sd} = \frac{N_1}{n} = \frac{10139.28}{2} = 5069.64 \text{ Dan}$$

9.1 .5.3.2-Effort de cisaillement sollicitant par boulon :

$$V_{sd} = \frac{6016.84}{16} = 376.05 \text{ Dan}$$

9.1 .5.3.3-Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction sollicitant par boulant :

$$\Rightarrow VR = \frac{1 \times 2 \times 0.3 \times (5069.64 - (0.8 \times 5069.64))}{1.25} = 486.69 \text{ Dan}$$

$V_{sd} = 376.05 \text{ Dan} < VR = 486.69 \text{ Dan} \Rightarrow$ La condition vérifiée

9.1 .5.3.4-Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que :

$$B_{prd} > F_{t,sd}$$

B_{prd} : Est la résistance au cisaillement par poinçonnement de la tête du boulon.

$F_{t,sd}$: L'effort de traction par boulon à l'état limite ultime.

$$B_{prd} = 0,6 \times \pi \times \square m \times tp \times \frac{f_{\mu}}{\gamma_{Mb}}$$

tp : Épaisseur de la plaque sous la tête du boulon ou de l'écrou

dm : Diamètre moyen de la tête du boulon ou de l'écrou (plus petite des deux valeurs).

d (mm)	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
dm (mm)	18,3	20,5	23,7	24,6	29,1	32,4	34,5	38,8	44,2	49,6
A (mm ²)	78,5	113,1	153,9	201	254,5	314	380	452	572	707
A _s (mm ²)	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

Tableau 5.1:Section de calcul du boulon de la partie lisse et de la partie filetée

$$B_{prd} = 0,6 \times 3,14 \times 2,46 \times 1,9 \times \frac{36}{1,25}$$

$$\Rightarrow B_{prd} = 253,61 \text{ KN}$$

Donc : $B_{prd} = 253607,5 \text{ N} > F_t = 50696,4 \text{ N} \Rightarrow$ **La condition vérifiée.**

il faut vérifier que :

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right)$$

$$\alpha = \min\left(\frac{22}{54}, \frac{40}{54} - \frac{1}{4}, \frac{800}{360}, 1\right) = 0,4$$

$$F_{brd} = 2,5 \times 0,4 \times 1,6 \times 19 \times \frac{36}{1,25}$$

$$F_{brd} = 875,52 \text{ KN} > 3,7605 \text{ KN} \Rightarrow$$
 La condition vérifiée.

Il n'y a pas risque de rupture par pression diamétrale.

9.1 .5.3.5-Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

On doit vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{tRd}$$

Avec :

$$F_{t,Rd} = t_w \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Ou :

$F_{t,Rd}$: Résistance de l'âme du poteau a la traction.

t_w : Épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = P$: Entraxe des rangées de boulons.

$$F_{t,Rd} = 0,8 \times 10 \times \frac{235}{1,1}$$

$$F_{t,Rd} = 1709,1 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f}$$

$$F_v = \frac{16121,45}{0,36 - 0,0127} = 46419,38 \text{ Dan} = 464,19 \text{ Kn}$$

→ **La Condition est vérifiée**

9.1 .5.3.6-Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :

On doit vérifier que :

$$FV \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = 0,58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{Rd} = 0,58 \times 235 \times 360 \times \frac{8}{1,1} = 356858,18 \text{ N}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{16121.45}{0.36 - 0.0127} = 46419.378 \text{ Dan} = 464193,78 \text{ N}$$

$$F_v = 464,19 \text{ KN} > 356,82 \text{ KN}$$

⇒ Nécessité de poser une fourrure d'âme de chaque côté épaisseur 16mm

D'ou :

$$tw = 0.8 + 32 = 40 \text{ mm}$$

$$VR = 0.58 \times 235 \times 360 \times 1.1 \times \frac{40}{1000} = 1784290.91 \text{ N}$$

$$VR = 1784.290 \text{ N} > 464.19 \text{ KN}$$

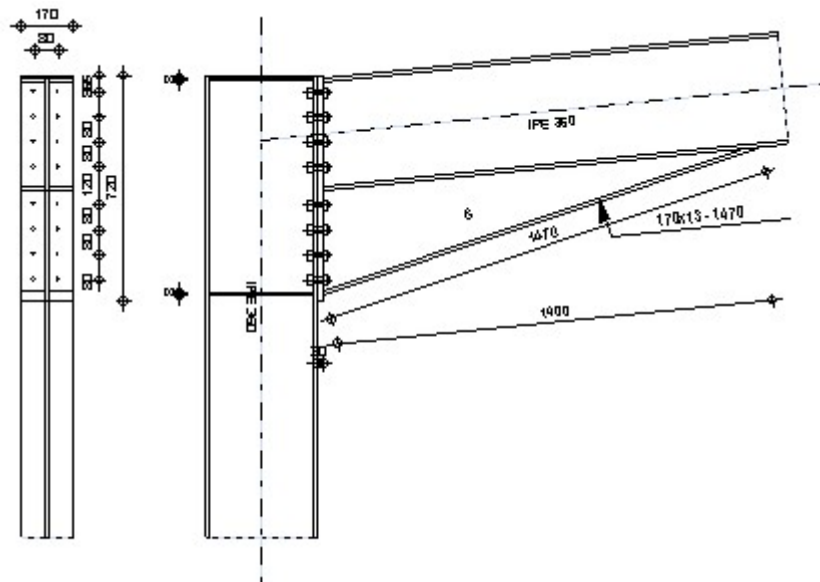


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,65



Général

Assemblage N° : 1
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure : 3
 Barres de la structure : 1, 3

Géométrie

(c) Poteau

Profilé :	IPE 360	
Barre N° :	1	
$\alpha =$	-90,0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	360 [mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	170 [mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	8 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	13 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	18 [mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	72,73 [cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	16265,60 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : ACIER E24
 $f_{yc} =$ 235,00 [MPa] Résistance

(d) Poutre

Profilé :	IPE 360	
Barre N° :	3	
$\alpha =$	5,7 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	360 [mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	170 [mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	8 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	13 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	18 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	18 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	72,73 [cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	16265,60 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau : ACIER E24

$f_{yb} =$ 235,00 [MPa] Résistance

(e) Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	16 [mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 8.8	Classe du boulon
$F_{tRd} =$	10173,60 [daN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	8	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	55 [mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	80 [mm]	
Entraxe $p_i =$	80;80;80;120;80;80;80 [mm]	

(f) Platine

$h_p =$	720 [mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	170 [mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20 [mm]	Epaisseur de la platine

Matériau : ACIER
 $f_{yp} = 235,00$ [MPa] Résistance

(g) Jarret inférieur

$w_d = 170$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 330$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 1400$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 18,6$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau : ACIER
 $f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

(h) Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} = 335$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 81$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau : ACIER

$f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 335$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 81$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau : ACIER

$f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

(i) Soudures d'angle

$a_w = 6$ [mm] Soudure âme
 $a_i = 9$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 6$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

(j) Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Etat limite : ultime

Cas : 9: 1,35G+1,5S (1+2)*1.35+5*1.50

$M_{b1,Ed} = 16121,45$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 6016,84$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = -2818,24$ [daN] Effort axial dans la poutre droite
 $M_{c1,Ed} = 16121,45$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur
 $V_{c1,Ed} = 2818,24$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur
 $N_{c1,Ed} = -6016,84$ [daN] Effort axial dans le poteau inférieur

Résultats

(k) Résistances de la poutre

COMPRESSION

$A_b = 72,73$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]
 $N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 170913,62$ [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 61,54$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$
 $V_{cb,Rd} = 83492,02$ [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0,07 < 1,00 **vérifié** (0,07)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1019,22$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{b,pl,Rd} = 23951,67$ [daN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 2075,86$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]
 $M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 48782,72$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 48782,72$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_f = 679$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$
 $F_{c,fb,Rd} = 71875,32$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale :

$\beta = 5,7$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre
 $\gamma = 18,6$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort
 $b_{eff,c,wb} = 236$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]
 $A_{vb} = 35,14$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $\omega = 0,85$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]
 $\sigma_{com,Ed} = 151,85$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]
 $k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$
 $F_{c,wb,Rd1} = 160408,02$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement :

$d_{wb} = 299$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_p = 1,03$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]
 $\rho = 0,78$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]
 $F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wp} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd2} = 125114,82$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$
 $F_{c,wb,Rd3} = 63420,63$ [daN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale :

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$
 $F_{c,wb,Rd,low} = 63420,63$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

(I) Résistances du poteau

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 16121,45$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]
 $M_{b2,Ed} = 0,00$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]
 $V_{c1,Ed} = 2818,24$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]
 $V_{c2,Ed} = 0,00$ [daN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]
 $z = 600$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / Z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 25442,29 \text{ [daN]} \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 35,14 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 35,14 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 692 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = \frac{161,0}{9} \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 63,92 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 63,92 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = \frac{43556,2}{0} \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,58 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,58)$$

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale :

$$t_{wc} = 8 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 232 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 35,14 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,86 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 156,25 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 12,96 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 67861,33 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement :

$$d_{wc} = 299 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1,03 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,78 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 5,94 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 59795,16 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale :

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 59795,16 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale :

$t_{wc} =$	8 [mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	232 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	35,14 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,86	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	156,25 [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	12,96 [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			

$$F_{c,wc,Rd1} = 67785,94 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement :

$d_{wc} =$	299 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	1,03	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,79	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	5,94	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,00	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 59766,55 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale :

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 59766,55 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

(m) Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	22	-	45	-	80	136	165	136	165	148	133	133	133
2	22	-	45	-	80	136	143	136	143	160	80	80	80
3	22	-	45	-	80	136	143	136	143	160	80	80	80
4	22	-	45	-	100	136	143	136	143	200	100	100	100
5	22	-	45	-	100	136	143	136	143	200	100	100	100
6	22	-	45	-	80	136	143	136	143	160	80	80	80
7	22	-	45	-	80	136	143	136	143	160	80	80	80
8	22	-	45	-	80	136	161	136	161	148	130	130	130

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	29	-	45	-	80	184	211	184	211	172	164	164	164
2	29	-	45	-	80	184	173	173	173	160	80	80	80
3	29	-	45	-	80	184	173	173	173	160	80	80	80
4	29	-	45	-	100	184	173	173	173	200	100	100	100
5	29	-	45	-	100	184	173	173	173	200	100	100	100
6	29	-	45	-	80	184	173	173	173	160	80	80	80
7	29	-	45	-	80	184	173	173	173	160	80	80	80
8	29	-	45	-	80	184	173	173	173	172	127	127	127

- m – Distance du boulon de l'âme
m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
p – Entraxe des boulons
l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

(n) Résistance de l'assemblage à la compression

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} / 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 119533,09 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

(o) Résistance de l'assemblage à la flexion

$$F_{t,Rd} = 10173,60 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 16776,41 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement par poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

- F_{t,fc,Rd} – résistance de la semelle du poteau à la flexion
F_{t,wc,Rd} – résistance de l'âme du poteau à la traction
F_{t,ep,Rd} – résistance de la platine fléchée à la flexion
F_{t,wb,Rd} – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t} w_{ct} w_{cf} \gamma_c / \gamma_{M0}$$

[6.2.6.3.(1)]

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$$

[6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t} w_{bt} w_{fb} \gamma_b / \gamma_{M0}$$

[6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	17722,17	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 17722,17$	17722,17	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 24064,91$	24064,91	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 20347,20$	20347,20	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 34506,08$	34506,08	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 33552,81$	33552,81	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 43556,20$	43556,20	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 59795,16$	59795,16	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 71875,32$	71875,32	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 63420,63$	63420,63	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	13202,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 16866,64$	16866,64	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 24064,91$	24064,91	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 20347,20$	20347,20	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 32542,25$	32542,25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 33552,81$	33552,81	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 43556,20 - 17722,17$	25834,03	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 59795,16 - 17722,17$	42072,99	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 71875,32 - 17722,17$	54153,14	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 63420,63 - 17722,17$	45698,45	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 30924,25 - 17722,17$	13202,08	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 35076,99 - 17722,17$	17354,82	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 40063,50 - 17722,17$	22341,33	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 45891,56 - 17722,17$	28169,39	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	12631,95	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 16866,64$	16866,64	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 24064,91$	24064,91	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 20347,20$	20347,20	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 32542,25$	32542,25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 33552,81$	33552,81	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 43556,20 - 30924,25$	12631,95	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 59795,16 - 30924,25$	28870,90	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 71875,32 - 30924,25$	40951,06	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 63420,63 - 30924,25$	32496,37	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 28076,41 - 13202,08$	14874,33	Aile du poteau - traction - groupe

$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 27779,12 - 13202,08$	14577,04	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 45347,86 - 30924,25$	14423,60	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 43867,98 - 30924,25$	12943,72	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 34049,35 - 13202,08$	20847,27	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 30080,00 - 13202,08$	16877,92	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 57088,18 - 30924,25$	26163,92	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 60931,56 - 30924,25$	30007,30	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 11317,40 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon}$$

[6.2.7.2.(9)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	1314,55	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 16866,64$	16866,64	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 24064,91$	24064,91	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 20347,20$	20347,20	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 32542,25$	32542,25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 33552,81$	33552,81	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 43556,20 - 42241,65$	1314,55	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 59795,16 - 42241,65$	17553,50	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 71875,32 - 42241,65$	29633,66	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 63420,63 - 42241,65$	21178,97	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 29627,10 - 11317,40$	18309,70	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 30658,16 - 11317,40$	19340,76	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 44050,70 - 24519,48$	19531,22	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 40515,17 - 24519,48$	15995,69	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 60551,36 - 42241,65$	18309,70	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 51735,85 - 42241,65$	9494,20	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 35479,52 - 11317,40$	24162,12	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 33840,00 - 11317,40$	22522,60	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 52504,20 - 24519,48$	27984,72	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 48880,00 - 24519,48$	24360,52	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 75543,02 - 42241,65$	33301,37	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 79731,56 - 42241,65$	37489,90	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 16866,64$	16866,64	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 24064,91$	24064,91	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 20347,20$	20347,20	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 32542,25$	32542,25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 33552,81$	33552,81	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^4 F_{ti,Rd} = 43556,20 - 43556,20$	0,00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 59795,16 - 43556,20$	16238,96	Ame du poteau - compression

$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 71875,32 - 43556,20$	28319, 11	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 63420,63 - 43556,20$	19864, 42	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 30407,00 - 1314,55$	29092, 45	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 33370,44 - 1314,55$	32055, 89	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 44830,60 - 12631,95$	32198, 66	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 42580,17 - 12631,95$	29948, 22	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 59254,20 - 25834,03$	33420, 17	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 49448,09 - 25834,03$	23614, 07	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 75754,86 - 43556,20$	32198, 66	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 57077,55 - 43556,20$	13521, 35	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 36909,69 - 1314,55$	35595, 14	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 37600,00 - 1314,55$	36285, 45	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 53934,37 - 12631,95$	41302, 42	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 52640,00 - 12631,95$	40008, 05	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 70959,04 - 25834,03$	45125, 01	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 67680,00 - 25834,03$	41845, 97	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 93997,87 - 43556,20$	50441, 67	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 98531,56 - 43556,20$	54975, 36	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	640	17722, 17	17722, 17	24064, 91	20347, 20	34506, 08	20347, 20	33552, 81
2	560	13202, 08	16866, 64	24064, 91	20347, 20	32542, 25	20347, 20	33552, 81
3	480	11317, 40	16866, 64	24064, 91	20347, 20	32542, 25	20347, 20	33552, 81
4	400	1314, 55	16866, 64	24064, 91	20347, 20	32542, 25	20347, 20	33552, 81
5	280	-	16866, 64	24064, 91	20347, 20	32542, 25	20347, 20	33552, 81
6	200	-	16866, 64	24064, 91	20347, 20	32542, 25	20347, 20	33552, 81
7	120	-	16866, 64	24064, 91	20347, 20	32542, 25	20347, 20	33552, 81
8	40	-	17593, 06	24064, 91	20347, 20	32542, 25	20347, 20	33552, 81

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 24710,73 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,65 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,65)$$

(p) Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,89 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 2106,78 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$F_{t,Rd,max} = 10173,60$ [daN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $F_{b,Rd,int} = 14833,60$ [daN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]
 $F_{b,Rd,ext} = 14833,60$ [daN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	20347,20	-352,28	17722,17	11562,07	11209,79	2555,45
2	20347,20	-352,28	13202,08	8613,13	8260,85	2991,65
3	20347,20	-352,28	11317,40	7383,55	7031,27	3173,52
4	20347,20	-352,28	1314,55	857,62	505,34	4138,82
5	20347,20	-352,28	20347,20	0,00	-352,28	4213,57
6	20347,20	-352,28	20347,20	0,00	-352,28	4213,57
7	20347,20	-352,28	20347,20	0,00	-352,28	4213,57
8	20347,20	-352,28	20347,20	0,00	-352,28	4213,57

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
 $F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial
 $F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure
 $F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment
 $F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
 $F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Rd} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$V_{j,Rd} = 29713,71$ [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,20 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,20)$$

(q) Résistance des soudures

$A_w = 159,68$ [cm²] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]
 $A_{wy} = 85,68$ [cm²] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]
 $A_{wz} = 74,00$ [cm²] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]
 $I_{wy} = 94390,44$ [cm⁴] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]
 $\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -44,22$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(5)]
 $\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -41,99$ [MPa] Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]
 $\tau_{\parallel} = 8,13$ [MPa] Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]
 $\beta_w = 0,80$ Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 88,44 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,24)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 85,15 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,23)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 44,22 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,17)$$

(r) Rigidité de l'assemblage

$t_{wash} =$	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	12	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	16	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	55	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	5	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	29,51	1386,50
1	640	2	24	47	1	8,79	563,16
2	560	1	15	23	1	5,21	291,80
3	480	1	15	23	1	4,46	214,43
4	400	2	18	29	1	4,43	177,23
5	280	2	18	29	1	3,10	86,92
6	200	1	15	23	1	1,86	37,31
7	120	1	15	23	1	1,12	13,47
8	40	2	24	37	1	0,54	2,18

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j^2 / \sum k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 470 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 6 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 35,14 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 470 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 3 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 9069712,46 \quad [daN*m] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 9069712,46 \quad [daN*m] \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 2719059,32 \quad [daN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$S_{j, \text{pin}} = 169941,21$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage articulé

[5.2.2.5]

$S_{j, \text{ini}} \geq S_{j, \text{rig}}$ RIGIDE

(s) **Composant le plus faible :**

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,65
--	-------	------

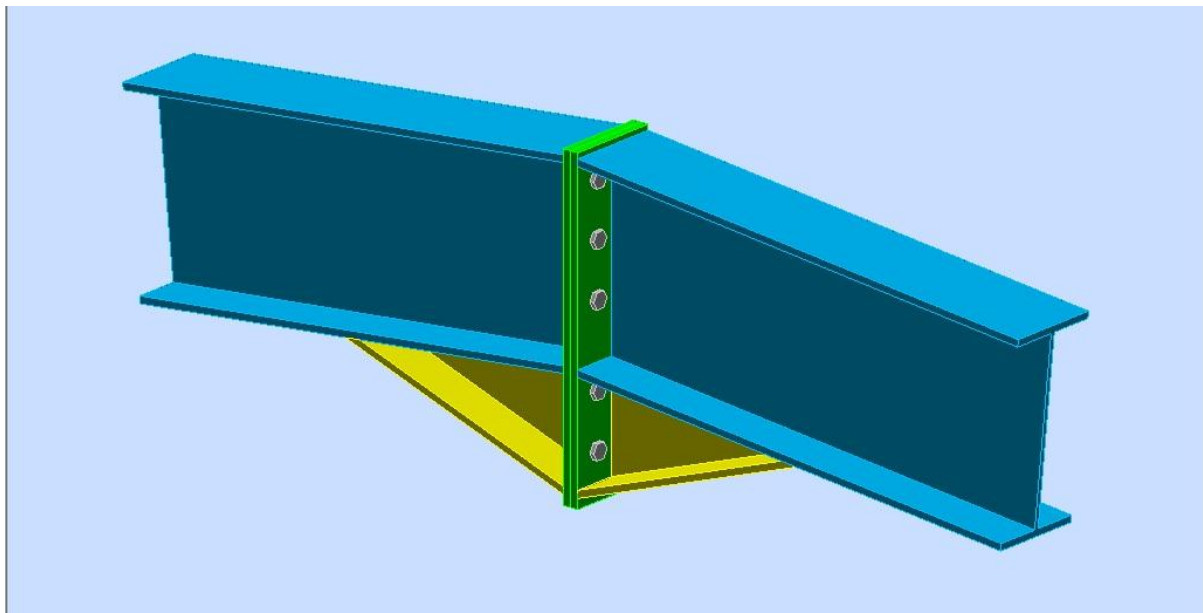


Figure10.2:Représentation de l'assemblage Traverse Traverse

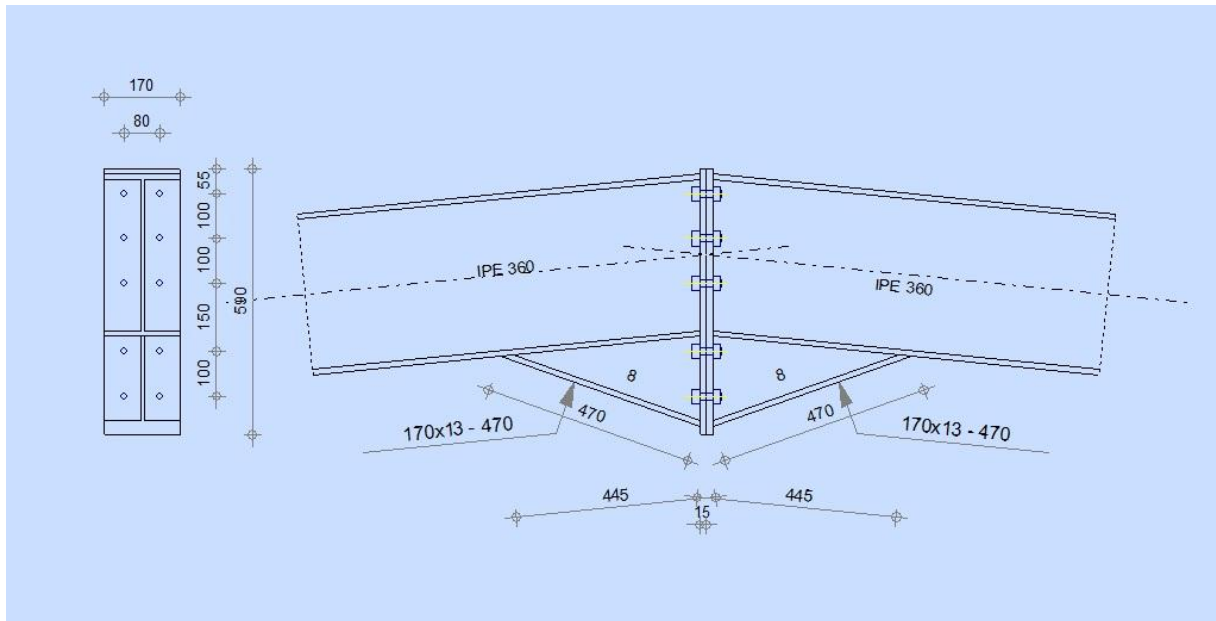


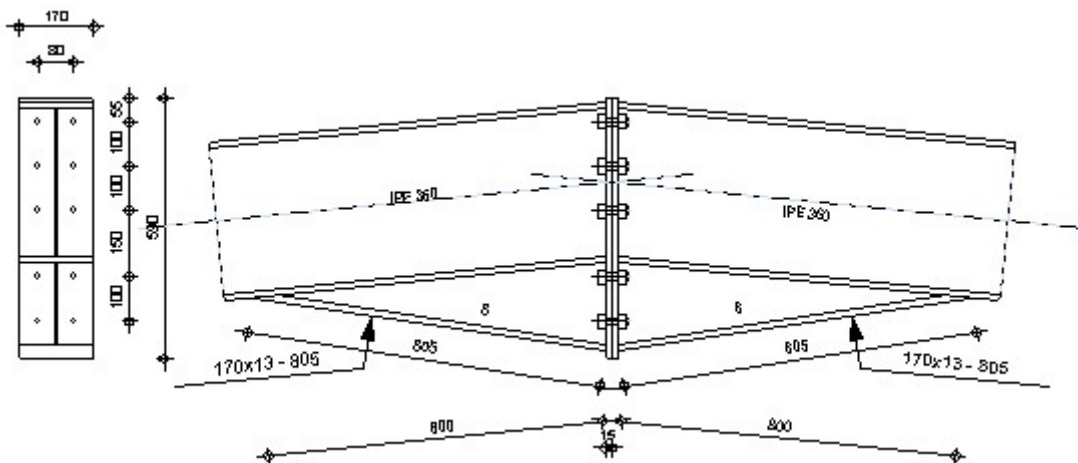


Figure 10.3: Représentation le plan de l'assemblage Poteau Traverse

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013	
	Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	



Général

Assemblage N° : 2
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
 Noeud de la structure : 5
 Barres de la structure : 3, 4

Géométrie

(t) Côté gauche

(u) Poutre

Profilé : IPE 360
Barre N° : 3

$\alpha = -174,3$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{bl} = 360$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{tbl} = 170$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbl} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{tbl} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{bl} = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{bl} = 72,73$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbl} = 16265,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau : ACIER E24

$f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

(v) Côté droite

(w) Poutre

Profilé : IPE 360
Barre N° : 4

$\alpha = -5,7$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{br} = 360$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{tbr} = 170$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbr} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{tbr} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{br} = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{br} = 72,73$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbr} = 16265,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau : ACIER E24

$f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

(x) Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
Classe = HR 8.8 Classe du boulon
 $F_{TRd} = 10173,60$ [daN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 5$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 55$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 80$ [mm]
Entraxe $p_i = 100;100;150;100$ [mm]

(y) Platine

$h_{pr} = 590$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_{pr} = 170$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{pr} = 15$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau : ACIER
 $f_{ypr} = 235,00$ [MPa] Résistance

(z) Jarret inférieur

$w_{rd} = 170$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{frd} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_{rd} = 200$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wrd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_{rd} = 800$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha_d = 8,6$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau : ACIER
 $f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

(aa) Soudures d'angle

$a_w = 6$ [mm] Soudure âme
 $a_r = 9$ [mm] Soudure semelle
 $a_{rd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

(bb) Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} = 1,10$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Etat limite : ultime

Cas : 9: $1,35G+1,5S$ (1+2) *1.35+5*1.50

$M_{b1,Ed} = -11095,64$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = -2818,24$ [daN] Effort axial dans la poutre droite

Résultats

(cc) Résistances de la poutre

COMPRESSION

$A_b = 72,73$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{cb,Rd} = 170913,62$ [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1019,22$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 23951,67$ [daN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 1769,96$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 41594,01$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 41594,01$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 549$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 75764,38$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale :

$\beta = 5,7$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 8,6$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 230$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 35,14$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,86$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 0,00$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd1} = 148662,55$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement :

$d_{wb} = 299$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1,02$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,79$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd2} = 116991,50$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = d_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 63420,63 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

Résistance finale :

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 63420,63 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

(dd) Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	29	-	45	-	100	184	180	180	180	192	144	144	144
2	29	-	45	-	125	184	173	173	173	250	125	125	125
3	29	-	45	-	125	184	173	173	173	250	125	125	125
4	29	-	45	-	100	184	173	173	173	200	100	100	100
5	29	-	45	-	100	184	173	173	173	192	137	137	137

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

(ee) Résistance de l'assemblage à la compression

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd2}, F_{c,wb,Rd,low})$$

$$N_{j,Rd} = 126841,25 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

(ff) Résistance de l'assemblage à la flexion

$F_{t,Rd} = 10173,60$ [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $B_{p,Rd} = 19814,65$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement par poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
 $F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
 $F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchée à la flexion
 $F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]
 $F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]
 $F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
 $F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	18563,60	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 18563,60$	18563,60	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 33930,54$	33930,54	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 39629,31$	39629,31	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 75764,38$	75764,38	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	14861,83	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 18266,57$	18266,57	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 32542,25$	32542,25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 39629,31$	39629,31	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 75764,38 - 18563,60$	57200,77	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 33425,43 - 18563,60$	14861,83	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 50559,42 - 18563,60$	31995,81	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	16331,94	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 18266,57$	18266,57	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 32542,25$	32542,25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 39629,31$	39629,31	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 75764,38 - 33425,43$	42338,95	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 32663,88 - 14861,83$	17802,05	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 47000,00 - 14861,83$	32138,17	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 49757,37 - 33425,43$	16331,94	Platine d'about - traction - groupe

$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 74059,42 - 33425,43$	40633,99	Ame de la poutre - traction - groupe
---	----------	--------------------------------------

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	15326,35	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 18266,57$	18266,57	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 32542,25$	32542,25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 39629,31$	39629,31	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 75764,38 - 49757,37$	26007,01	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 31658,29 - 16331,94$	15326,35	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 42300,00 - 16331,94$	25968,06	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 47990,23 - 31193,77$	16796,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 65800,00 - 31193,77$	34606,23	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 65083,72 - 49757,37$	15326,35	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 92859,42 - 49757,37$	43102,05	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	10680,66	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 18266,57$	18266,57	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 32542,25$	32542,25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 39629,31$	39629,31	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 75764,38 - 65083,72$	10680,66	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 32122,81 - 15326,35$	16796,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 44471,13 - 15326,35$	29144,78	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 48454,75 - 31658,29$	16796,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 67971,13 - 31658,29$	36312,84	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 64786,69 - 46520,12$	18266,57	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 91471,13 - 46520,12$	44951,01	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 81880,18 - 65083,72$	16796,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 118530,54 - 65083,72$	53446,82	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 1456,69 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$$F_{t5,Rd} = 1466,53 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	488	18563,60	-	-	18563,60	33930,54	20347,20	39629,31

2	388	14861,83	-	-	18266,57	32542,25	20347,20	39629,31
3	238	16331,94	-	-	18266,57	32542,25	20347,20	39629,31
4	138	15326,35	-	-	18266,57	32542,25	20347,20	39629,31
5	38	1456,69	-	-	18266,57	32542,25	20347,20	39629,31

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 20904,00 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,53 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,53)$$

(gg) Résistance des soudures

$A_w =$	144,15	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	85,68	[cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	58,47	[cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	58899,91	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} =$	-41,34	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-36,77	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	82,68 < 365,00	vérifié	(0,23)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	73,54 < 365,00	vérifié	(0,20)
$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2}$	41,34 < 262,80	vérifié	(0,16)

(hh) Rigidité de l'assemblage

$t_{wash} =$	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	12	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	16	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	50	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	5	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Somme	39,72	1452,70
1	488	∞	∞	18	3	15,66	764,57
2	388	∞	∞	15	3	11,80	458,12
3	238	∞	∞	15	3	7,24	172,55
4	138	∞	∞	12	3	3,82	52,85
5	38	∞	∞	17	3	1,20	4,62

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=1}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \frac{\sum_j k_{eff,j} h_j^2}{\sum_j k_{eff,j} h_j}$$

$$Z_{eq} = 366 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \frac{\sum_j k_{eff,j} h_j}{Z_{eq}}$$

$$k_{eq} = 11 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 30506779,48 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 30506779,48 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 2719059,32 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 169941,21 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{RIGIDE}$$

(ii) Composant le plus faible :

AILE ET AME DE LA POUTRE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,53
--	--------------	------

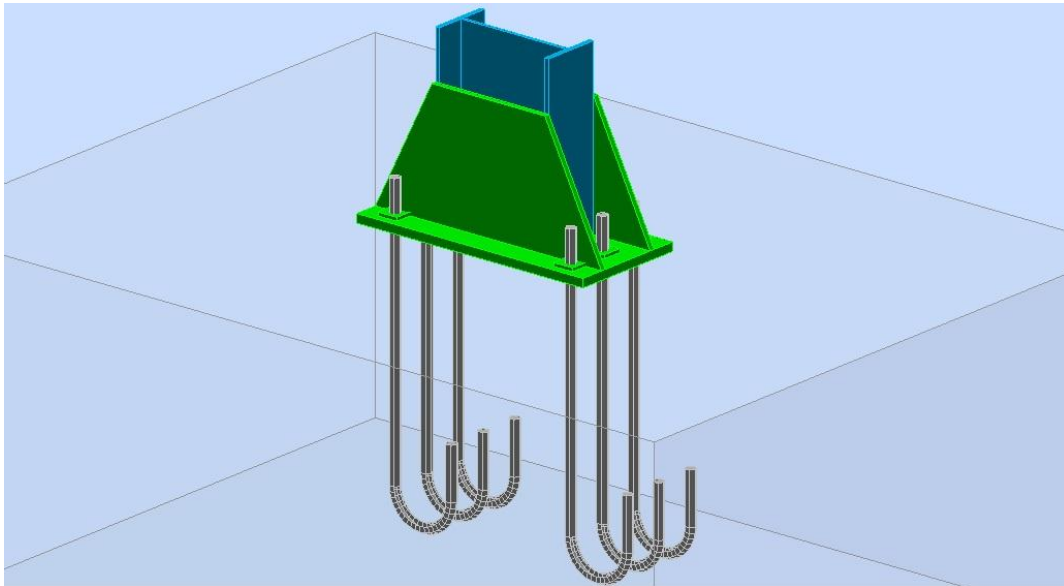


Figure10.4:Représentation de l'assemblage pied de poteau

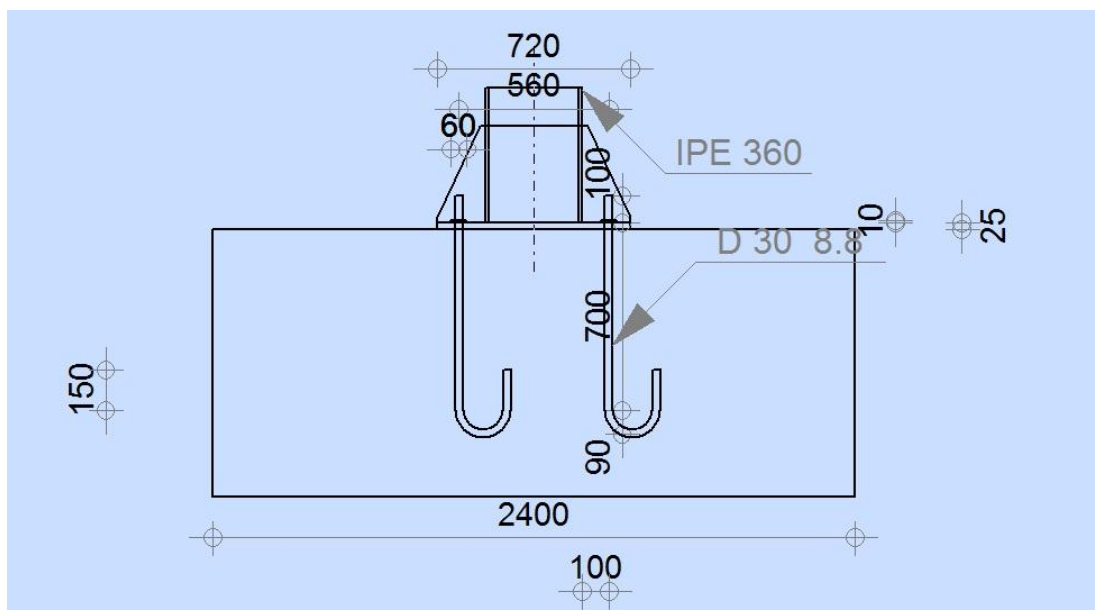


Figure10.5:Représentation le plan de l'assemblage pied de poteau



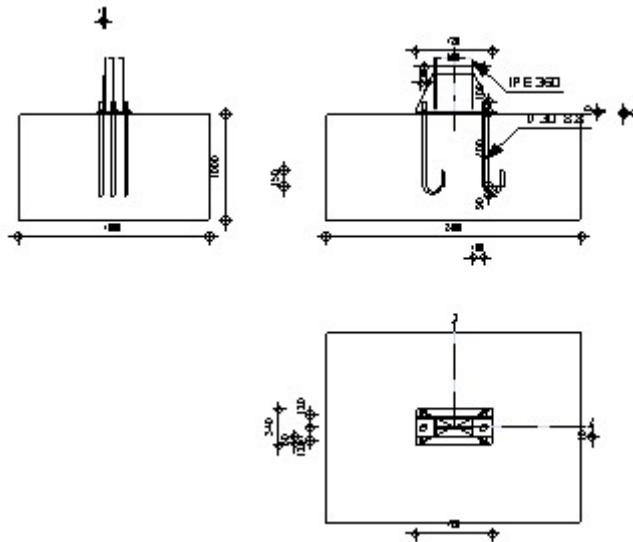
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete



Ratio
0,84



Général

Assemblage N° : 3
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure : 1
 Barres de la structure : 1

Géométrie

(jj) Poteau

Profilé : IPE 360
 Barre N° : 1

$L_c = 9,00$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 360$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 170$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 18$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 72,73$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 16265,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : ACIER E24

$f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 365,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

(kk) Platine de prescellement

$l_{pd} = 720$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 340$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 25$ [mm] Epaisseur

Matériau : ACIER

$f_{ypd} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 365,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

(II) Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 550,0$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 800,0$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 30$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 5,61$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 7,07$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 3$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 560$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 120$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 100$ [mm]
 $L_2 = 700$ [mm]
 $L_3 = 180$ [mm]
 $L_4 = 150$ [mm]

Plaquette

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 60$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

(mm) Raidisseur

$l_s = 720$ [mm] Longueur
 $h_s = 360$ [mm] Hauteur
 $t_s = 10$ [mm] Epaisseur
 $d_1 = 20$ [mm] Grugeage
 $d_2 = 20$ [mm] Grugeage

(nn) Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

(oo) Semelle isolée

$L = 2400$ [mm] Longueur de la semelle
 $B = 1800$ [mm] Largeur de la semelle

H = 1000 [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON20

$f_{ck} = 20,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 0$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

(pp) Soudures

$a_p = 7$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_s = 7$ [mm] Raidisseurs

Efforts

Cas : 8: 1,35G+1,5W (1+2) *1.35+4*1.50

$N_{j,Ed} = 416,14$ [daN] Effort axial

$V_{j,Ed,z} = -5504,31$ [daN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = 16504,29$ [daN*m] Moment fléchissant

Résultats

(qq) Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 13,33$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 23,80$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp} / (3 * f_j * \gamma_{M0}))}$

$c = 45$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 103$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 261$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 269,63$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 2426,64$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1} / A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$

$A_{c1} = 2426,64$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]
 $f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$

$f_{jd} = 26,67$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,y} = 561,52$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]
 $F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$

$F_{c,Rd,y} = 149739,92$ [daN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1,00$ Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]

$W_{pl,y} = 3611,22$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y} = 84863,67$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{t,y} = 462$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{t,y}$$

$F_{c,fc,Rd,y} = 183575,77$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$F_{c,Rd,y} = 149739,92$ [daN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

(rr) Zone tendue

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 5,61$ [cm²] Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4]

$f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$\beta = 0,85$ Coefficient de réduction de la résistance du boulon [3.6.1.(3)]

$$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0,9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$$

$F_{t,Rd,s1} = 27466,56$ [daN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$$

$F_{t,Rd,s2} = 25712,50$ [daN] Résistance du boulon à la rupture CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$F_{t,Rd,s} = 25712,50$ [daN] Résistance du boulon à la rupture

ARRCHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 20,00$ [MPa] Résistance caractéristique du béton à la compression EN 1992-1:[3.1.2]

$$f_{ctd} = 0,7 * 0,3 * f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$$

$f_{ctd} = 1,03$ [MPa]	Résistance de calcul à la traction	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_1 = 1,00$	Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_2 = 1,00$	Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$f_{bd} = 2.25*\eta_1*\eta_2*f_{ctd}$		
$f_{bd} = 2,32$ [MPa]	Adhérence de calcul admissible	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef} = 700$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = \pi*d*h_{ef}*f_{bd}$		
$F_{t,Rd,p} = 15312,04$ [daN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 613$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}]*f_{ck}*h_{ef}^{1.5}$		
$N_{Rk,c}^0 = 50947,29$ [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} = 1840$ [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} = 920$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} = 49920,00$ [cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} = 43200,00$ [cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$		
$\psi_{A,N} = 0,87$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c = 780$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3*c/c_{cr,N} \leq 1.0$		
$\psi_{s,N} = 0,95$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$\psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0*\psi_{A,N}*\psi_{s,N}*\psi_{ec,N}*\psi_{re,N}*\psi_{ucr,N}/\gamma_{Mc}$		
$F_{t,Rd,c} = 19479,7$ [daN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 700$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}]*f_{ck}*h_{ef}^{1.5}$		
$N_{Rk,c}^0 = 62118,84$ [daN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} = 1400$ [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} = 700$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} = 32144,00$ [cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} = 32144,00$ [cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$		
$\psi_{A,N} = 1,00$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c = 700$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3*c/c_{cr,N} \leq 1.0$		
$\psi_{s,N} = 1,00$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		

$\psi_{re,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation CEB [9.2.5]
 $\psi_{ucr,N} = 1,00$ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.5]
 $\psi_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$

$\psi_{h,N} = 0,80$ Coef. dépendant de la hauteur de la fondation CEB [9.2.5]
 $\gamma_{M,sp} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]
 $F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$

$F_{t,Rd,sp} = 22980,05$ [daN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd} = 15312,04$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 308$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]
 $l_{eff,2} = 308$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]
 $m = 77$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]
 $M_{pl,1,Rd} = 1132,12$ [daN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]
 $M_{pl,2,Rd} = 1132,12$ [daN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]
 $F_{T,1,Rd} = 58750,00$ [daN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]
 $F_{T,2,Rd} = 38575,62$ [daN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]
 $F_{T,3,Rd} = 45936,12$ [daN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]
 $F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,y} = 38575,62$ [daN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} = 77151,24$ [daN] Résistance de la semelle à la traction axiale [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$
 $F_{T,Rd,y} = 38575,62$ [daN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

(ss) Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) $0,01 < 1,00$ **vérifié** (0,01)

$e_y = 39660$ [mm] Excentricité de l'effort axial [6.2.8.3]
 $Z_{c,y} = 231$ [mm] Bras de levier $F_{C,Rd,y}$ [6.2.8.1.(2)]
 $Z_{t,y} = 280$ [mm] Bras de levier $F_{T,Rd,y}$ [6.2.8.1.(3)]
 $M_{j,Rd,y} = 19603,32$ [daN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23) $0,84 < 1,00$ **vérifié** (0,84)

(tt) Cisaillement

PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,83$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 0,83$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 45625,00 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,28$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 7,07 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 800,00 \text{ [MPa]}$	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$		

$$F_{2,vb,Rd} = 12440,71 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement - sans effet de levier} \quad [6.2.2.(7)]$$

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{RK,c} = 42076,24 \text{ [daN]}$	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,00$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{RK,c} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,cp} = 38959,49 \text{ [daN]} \text{ Résistance du béton à l'effet de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{RK,c,z} = 264319,3 \text{ [daN]}$	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} = 0,41$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} = 1,11$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} = 0,87$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{RK,c,z} \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 48522,17 \text{ [daN]} \text{ Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 0,00$ [daN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 0,00$ [daN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,z} = 74644,24$ [daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,07 < 1,00$	vérifié	(0,07)
------------------------------------	---------------	----------------	--------

(uu) Contrôle des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 = 1623,87$ [daN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 16238,65$ [daN]	Effort tranchant du raidisseur		
$Z_s = 98$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 11322,69$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 10,48$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_g = 41,15$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\tau = 45,11$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_z = 78,83$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)		$0,34 < 1,00$	vérifié (0,34)

(vv) Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} = 20,77$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 20,77$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{y } = 0,00$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z } = -2,22$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,08 < 1,00$	vérifié	(0,08)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{y }^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,12 < 1,00$	vérifié	(0,12)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z }^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,11 < 1,00$	vérifié	(0,11)

(ww) Soudures verticales des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} = 0,00$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 0,00$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]

$\tau_{II} =$	41,08	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,21 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,21)$$

(xx) Soudures horizontales des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	45,57	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	45,57	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	39,44	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	113,89	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,33 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,33)$$

(yy) Rigidité de l'assemblage

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	103	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	261	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]

$$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$$

$k_{13,y} =$	18	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
--------------	----	------	-------------------------------------	----------------

$l_{eff} =$	308	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	77	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]

$$k_{15,y} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$$

$k_{15,y} =$	9	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
--------------	---	------	---	----------------

$L_b =$	290	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
---------	-----	------	---------------------------------------	----------------

$$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$$

$k_{16,y} =$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
--------------	---	------	---	----------------

$\lambda_{0,y} =$	0,64		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
-------------------	------	--	----------------------	---------------

$S_{j,ini,y} =$	5945310,90	[daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
-----------------	------------	---------	-------------------------------	----------------

$S_{j,rig,y} =$	11385920,00	[daN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
-----------------	-------------	---------	---------------------------------	-----------

$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$			SEMI-RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]
-----------------------------	--	--	-------------	---------------

(zz) Composant le plus faible :

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

10-Etude des fondations :

10.1- Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant sur la liaison « Pieds de poteau » les plus défavorables calculés Par le logiciel ROBOT sont :

L'ELU :

Mu=- 16504.29 dan.m

Nu=-416.14 dan

10.1.1- Dimensionnement de la plaque d'assise :

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure Appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau.

Cordons de soudure :

• Semelle **IPE 360** :

as = 0.7 * tf = 0.7*12,7=8.89 mm on prend **as =9mm**

• Ame **IPE 360** :

aa = 0.7 * tw = 0.7*8=5.6mm on prend **aa =6 mm**

Surface de la platine :

a ≥ ha+(2aa) → a ≥ 360+2*6=372 mm

b ≥ ha+(2as) → b ≥ 170+2*9=188mm

on prend a=720mm b= 340mm

10.1.2-Epaisseur de la platine :

$$t \geq \frac{\sqrt{3\delta}}{\delta_e} \times \mu$$

u=135mm

$$\delta = \frac{N}{a \times b} = \frac{416,14}{340 \times 720} = 0,0017 \frac{Dan}{m^2}$$

$$t \geq \frac{\sqrt{3 \times 0,0017}}{24} \times 135 = 0,41mm$$

L'épaisseur est faible et pour des raisons pratiques on opte pour une épaisseur : t = 25 mm.

10.1.3-Vérification de la contrainte de compression sur la semelle :

$$\delta \leq \bar{\delta}$$

$$\delta = \frac{N}{a \times b} = \frac{416,14}{720 \times 340} = 0,0017 \frac{Dan}{m^2}$$

Donc 0.0017 dan/cm² ≤ 2 dan/cm² **Condition vérifiée**

On doit vérifier aussi que :

$$\delta \cdot b \frac{u^2}{2} < M_e$$

Avec :

Me est Le moment résistant élastique de la platine

$$M_e = \delta_e \frac{1}{V} \frac{1}{V} = \frac{b \times t \times t}{V}$$

$$\delta b \frac{u^2}{2} = 0,0017 \times 72 \times \frac{(13,5)^2}{2} = 11,15 \text{ dan.m}$$

$$M_e = 24 \times \frac{72 \times 25^2}{6} = 180000 \text{ dan.m}$$

Donc $11,15 \text{ dan.cm} \leq 180000 \text{ dan.cm}$ **Condition vérifiée**

10.1.4-CALCUL DES FONDATIONS :

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol. Elles transmettent les charges de la superstructure au sol, c'est pourquoi elles constituent une partie très importante puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble de la structure. Le dimensionnement des fondations est fait selon le règlement BAEL91

10.1.5-Charge à prendre en considération :

ELU :

$$M_u = -16504.29 \text{ dan.m}$$

$$N_u = -416.14 \text{ dan}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 0,2 \text{ MPa} = 20000 \text{ daN/m}^2$$

10.1.6-Choix du type de fondations :

Semelle isolée :

On dimensionne la semelle sous l'effort « N » et la valeur de la contrainte admissible du sol

$$\frac{N_u}{S} \leq \delta_{sol}$$

Avec :

N_u : effort normal à l'état ultime

S : surface de la semelle en contact avec

δ_{sol} : contrainte admissible du sol.

A : petite dimension de la semelle.

B : grande dimension de la semelle.

$$\frac{N_u}{S} \leq \delta_{sol} \Rightarrow \frac{N_u}{\delta_{sol}} \leq S$$

Suivant la relation relative à l'homothétie des dimensions de la platine de la semelle on a :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow a.B = A.b \Rightarrow A = \frac{B.a}{b}$$

$$S = A \times B$$

Suivant l'inégalité de la justification de l'état ultime de résistance vis-à-vis du sol.

$$\frac{N_u}{S} \leq \delta_{sol} \Rightarrow \frac{N_u}{\delta_{sol}} < B^2 \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_u}{\delta_{sol}}}$$

Le dimensionnement de la section de la semelle se fera selon logiciel de ROBOT :

$$a=b=45 \text{ cm} \Rightarrow A=B \Rightarrow \text{semelle carré}$$

$$M_u = -16504.29 \text{ dan.m}$$

$$N_u = -416.14 \text{ dan}$$

Calcul du longueur (B) de la semelle :

$$B \geq \sqrt{\frac{416,14}{20000}} = 0,14m$$

On adopte B=1.6m

Par homothéties :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow a.B = A.b \Rightarrow A = \frac{B.a}{b} = \frac{1,6 \times 0,8}{0,8} = 1,6m$$

On adopte A= 1.6m

10.1.7-Calcul de la hauteur (h) de la semelle :

$$d = \frac{B-b}{4} \Rightarrow \frac{160-80}{4} = 20cm$$

On adopte d=50cm

$h-d < B-b \Rightarrow 55-5=50cm < B-b=160-80=80cm \dots CV$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{B}{6} \Rightarrow e_0 = \frac{16504,29}{416,14} = 39,66m \geq \frac{1,6}{6} = 0,26m$$

Diagramme triangulaire

Donc on vérifie :

$$\delta_2 = \frac{2N}{3\left(\frac{B}{2} - e_0\right) \times B} \leq \delta_{sol}$$

$$\frac{2 \times 416,14}{3\left(\frac{1,6}{2} - 39,66\right) \times 1,6} = 4,46 \frac{Dan}{m^2} < \delta_{sol} = 20000 \frac{Dan}{m^2}$$

Condition vérifiée

10.1.8-Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait à L'ELU et la vérification à L'ELS :

Pour (A'), nous allons utiliser la méthode « console »

$$\delta d = \frac{B + 0,35b - 3e_0}{3\left(\frac{B}{2} - e_0\right)} \times \delta_2$$

$$\delta d = \frac{1,6 + 0,35 \times 0,8 - 3 \times 39,66}{3(0,8 - 39,66)} \times 4,46 = 4,48 \text{ dan}/m^2$$

$$M_d = B \left(\frac{b}{2} - 0,35 \times b\right)^2 \times \left(\frac{\delta_d + 2\delta_2}{6}\right)$$

$$M_d = 1,6 \times (0,8 - 0,35 \times 0,8)^2 \times \left(\frac{4,48 + 2 \times 4,46}{6}\right) = 2,89 \text{ Dan} \times m$$

$$A' = \frac{M_d}{z \times \delta_{bc}}$$

$$A' = \frac{289}{45 \times 3480} = 1,84 \times 10^{-3} \text{ cm}^2 \quad \text{donc on adopte } A' = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

Pour (A), nous allons utiliser la méthode des bielles avec une charge fictive...(Q)

$$\phi = N_u \times \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right)$$

$$416,14 \times \left(1 + \frac{3(39,66)}{1,6}\right) = 31361,35 \text{ dan}$$

$$A = \frac{\phi(A - a)}{8 \times d \times \delta_{bc}}$$

$$A = \frac{31361,35(160 - 80)}{8 \times 45 \times 3480} = 2,02 \text{ cm}^2 \quad \text{:Donc on adopte } A = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

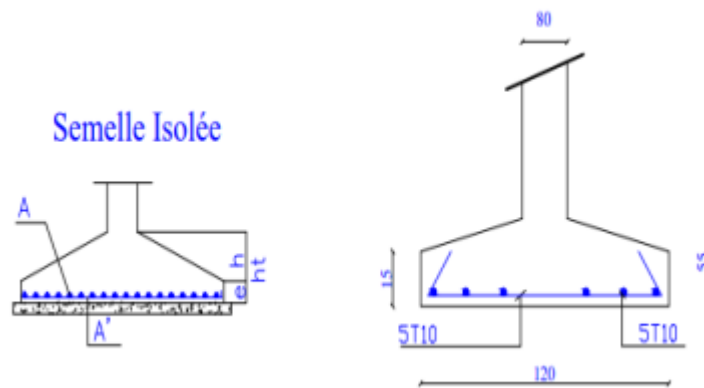


Figure10.6 : ferrailage des semelles isolées

10.2-CALCUL DES LONGRINES :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction. Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton. Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

10.2.1-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.

10.2.2-Calcul du ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à

$$F = \max (N/\alpha; 20 \text{ KN})$$

Avec :

N : Egale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3 et zone sismique IIa ($\alpha = 12$).

10.2.3-Ferrailage :

ELU :

$$N_u = 416.14 \text{ dan}$$

$$F_u = \max(N_u / \alpha ; 20 \text{ KN})$$

$$F_u = 416.14 / 12 = 34.68 \text{ dan}$$

$$F_u = \max (0.34 \text{ KN} ; 20 \text{ KN}) \text{ on prend } F_u = 20 \text{ KN}$$

10.2.4-Ferrailages des longrines :

Le RPA99 exige une section minimale

$$A_s = 0,6\% B = (0,6 / 100) (25 \times 30) = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte : } 6 \text{ T12} = 6,78 \text{ cm}^2$$

10.2.5-Condition de non fragilités :

$$A_s \geq 0,23 (f_t / f_e) b d$$

$$A_s \geq 0,23 (2.1 / 400) 25 \times 27 = 0.81 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 0.81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

10.2.6-L'espacement des cadres :

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15\emptyset) \Rightarrow S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15 \times 1, 2)$$

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 18 \text{ cm})$$

On adopter: $S_t = 15 \text{ cm}$.

10.2.7-Les armatures transversales :

On choisit forfaitairement : $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$.

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

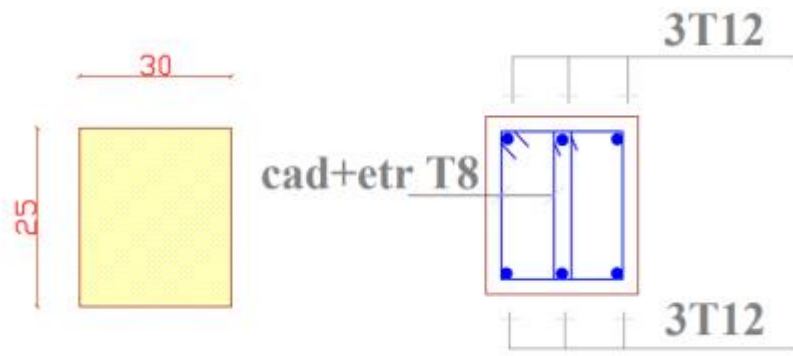


Figure10.7 : ferrailage des longrines

ANNEXE 1 :

Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

CONCLUSION

Cette étude nous a permis de mettre en évidence le processus de conception et calcul d'une halle d'exposition en construction métallique, à savoir : pannes et lisses support de l'enveloppe, portiques avec traverses à âme pleine, poutre au vent et palée de stabilité, assemblages soudés et boulonnés des portiques, et les fondations.

Dans le choix des profilés et les dimensionnements, on a essayé de tenir en compte le plan économique en utilisant des liernes pour les pannes, des suspentes pour les lisses, des clés et jarrets pour les portiques, des raidisseurs pour les bases de poteau.

Les calculs reposent sur les notions de résistances des matériaux, et d'autre part sur la réglementation algérienne actuelle RNV99/2013 pour les effets de la neige et du vent, RPA99/2003 pour les actions sismiques, CM97 pour les dimensionnements des barres, les vérifications des pièces et les assemblages.

A nos jours, la construction métallique est de plus en plus utilisée vu ses avantages (bâtiments industriels, entrepôts,...) et devient même incontournable pour les ouvrages de grandes portées (pont, hangar d'avion,...)

Grâce à ce projet, nous avons pu élargir et enrichir nos connaissances, en particulier dans le domaine de la charpente métallique malgré que nous avons rencontré quelques difficultés dans les calculs.

Nous n'avons pas eu le privilège de bien exploiter ce sujet du fait de nos insuffisances en la matière mais le peu dont nous avons parlé demeure à plus d'un titre et exploitable pour ceux qui voudront s'intéresser au sujet du même type afin de le poursuivre car ce n'est pas fini.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Règlement neige et vent : Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Ministère de l'habitat, 1999.
- Règles Parasismiques Algériennes : RPA99/Version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de recherche Appliquée en Génie Parasismique, 2003.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.
- Calcul des éléments résistants d'une construction métallique selon l'Eurocode 3. Office des publications universitaires, 2009.
- Calcul des Eléments Résistants d'une Construction Métallique. Lahlou Dahmani. Office des publications universitaires, 2012.
- Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3. *Jean Morel* .cinquième tirage , Eyrolles Paris, 2002.
- Règles de Calcul des fondations superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Equipement et de logement, 1992.
- B.A.E.L 91 Béton Armé aux Etats limites, troisième tirage, Eyrolles Paris, 1997.