



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



Département des Sciences de la technologie

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme
de Master académique en

Filière : **Génie civil**

Spécialité : **structures**

Présenté par : **Ould-Rabah Athmane**

Kenai Khadidja

Thème

**Etude et dimensionnement d'un hangar en
charpente métallique.**

Soutenu le,

Devant le Jury :

Bouزيد Haythem	President	M.C.B.	U-Tissemsilt
Bouzeriba Asma	Encadrante	M.C.B.	U-Tissemsilt
Bouderba Bachir	Examineur	Prof	U-Tissemsilt

Année universitaire : 2020-2021

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions ALLAH, le tout puissant de nous avoir donné la force, le courage et la volonté de mener à bien ce modeste travail.

Nous tenons à remercier vivement et sincèrement notre encadrante le Docteur : Bouzeriba Asma, qui a contribué et assuré la direction

De ce travail, pour tout le soutien, les orientations et

La Patience qu'elle a manifesté durant son

Encadrement tout le long de la réalisation

De ce mémoire.

Nous souhaitons exprimer notre gratitude aux membres du jury,

Le professeur : BOUDERBA Bachir,

Et le Docteur : BOUZID Haythem

Sans oublier le Docteur : ABADA G, le docteur : BENYAMINA A, le Docteur SERBAH et le professeur BESSEGHIERA pour

L'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en

Acceptant de l'enrichir

Par leurs propositions.

Nous tenons aussi à remercier vivement et sincèrement nos enseignants qui m'ont aidé et appris l'âme de la science

Durant ces années d'études.

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

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à la personne la plus chère dans ma vie, et je
lui souhaite un bon rétablissement*

A ma très chère mère

*A Mon père qui m'a protégé et aider tout au long de ma vie et m'a
soutenu durant mes études.*

A toute ma famille

*Pour leur rappeler de mon cœur et ma mémoire ne leur rappelle pas de ma
note.*

KENAI

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

À mes chers parents, ma famille et mes amis

Sans oublier mes professeurs et collègues

de la promotion 2020/2021

A/OULD-RABAH

RESUME

Dans ce travail, on a étudié et dimensionné un hangar de stockage en charpente métallique situé à Tissemsilt.

Cette étude a été élaborée 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 sismique de l'ouvrage selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/2003) , 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 2018 ». Le mémoire a été achevé par une conclusion.

Mots clés: Charpente métallique, actions climatiques, étude sismique, Assemblage.

ABSTRACT

In this study, we studied and dimensioned a steel building for storage located in Tissemsilt.

This study is carried out in several stages, first the evaluation of loads and overloads as well as the effects of climatic actions (snow and wind) according to the Algerian regulations « RNV 99 V2013», then the sizing of the various elements (secondary and load-bearing), after the seismic study of the structure according to the Algerian regulations (RPA99/2003) , then the study of the joint according to the « CCM 97 »,and finally the study of the infrastructure according to the « BAEL 91», and as software we used the « ROBOT 2018 ». The memory was achieved by a conclusion.

Keywords: Steel building, climatic actions, seismic analysis, steel connections.

ملخص

هذا مشروع يعمد إلى دراسة تصميم و قياس ميني للتخزين من الهياكل المعدنية ببلدية تيسمسيلت. حيث تمت دراسة هذا المشروع مرورا بعدة مراحل تتمثل أولاها في تقييم الأتقال بما فيها الزائدة فضلا على آثار المناخ (الثلوج والرياح) و هذا بموجب التنظيم الجزائري، « RNV 99 » نسخة 2013 ثم دراسة مقاييس عناصر المبنى الأساسية منها و الثانوية وفقا للقواعد الجزائرية للزلازل، « RPA 99 » نسخة 2003 و بعد ذلك حساب الوصلات و التجميعات وفقا للقواعد، « CCM 97 » و كخطوة نهائية تمت دراسة البنية التحتية وفقا لقواعد « BAEL 91 » و بالنسبة للبرامج اعتمدنا على « ROBOT 2018 » ، العمل ينتهي مع استنتاجات.

الكلمات المفتاحية : الهياكل المعدنية ، آثار المناخ، دراسة الزلازل، الوصلات

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Généralité

I.1.Présentation du projet.....	2
.1.1	Caractéristiques
géométriques.....	2
.1.2	Données
site.....	du
	2
I.2.Conception de la structure.....	3
I.2.1: La toiture.....	3
I.2.2: La couverture.....	4
I.2.4.Les pannes	4
I.2.5.Les contreventements.....	4
I.3 . Présentation schématique	4
I.4.Caractéristique des matériaux.....	5
.4.1.	
Acier.....	5
.4.2.	
Béton.....	6
I.5.Les assemblages.....	6
I.6.Règlements techniques.....	7

Chapitre II : Etude Climatique

II.1. Introduction.....	8
II.2. Action du vent.....	8
II.3. Coefficients de calcul	8
II.3.1. Effet de la région.....	9
II.3.2. Effet de site	9
II.3.3. Coefficient de topographie.....	9
II.3.4.Calcul de coefficient dynamique	9
II.4.calcul de la pression aérodynamique.....	9

II.4.1. Détermination de la pression dynamique pointe $q_p(z_e)$	10
II.4.1.1Détermination du coefficient de la rugosité C_r	10
II.4.1.2Intensité de turbulence.....	11
II.4.2.Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe}	12
II.4.2.1Vent perpendiculaire à long pan V1.....	12
II.4.2.2 Vent perpendiculaire au pignon V2	16
II.4.3 Détermination de coefficient de pression intérieure C_{pi}	19
II.4.4 la pression aérodynamique $W(z_e)$	20
II.5. Action de la neige.....	22
II.5.1Calcul des charges de neige	22
II.5.2.Charge de neige sur le sol.....	22
II.5.3.Coefficient de forme de la toiture	23
II.6.Conclusion.....	24

Chapitre III:Dimensionnement des éléments porteurs de toiture et des façades

III.1. Introduction.....	25
III.2. calcul des pannes.....	25
III.2.1.Panneaux couverture.....	25
III.2.2.Détermination de poids propre de la couverture.....	25
III.3. Détermination des sollicitations.....	26
III.3.1. Evaluation des charges et surcharges.....	26
III.3.2. les charges et surcharges appliquées.....	28
III.3.2.1.Décomposition des charges.....	28

III.3.2.2. Les combinaisons d'actions	28
III.3.3.prédimensionnement des pannes.....	29
III.3.3.1. vérification la flèche à L'ELS.....	30
III.3.4.Condition de la Resistance(ELU).....	31
III.3.4.1.Vérification à la flexion déviée.....	31
III.3.4.2.Vérification au cisaillement.....	32
III.3.4.3.Vérification au déversement.....	33
III.4. Calcul des liernes.....	34
III.4.1.Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes.....	34
III.4.2.Dimensionnement des liernes.....	35
III.5. calcul de l'échantignole.....	35
III.6. Calcul des lisses de bardage.....	37
III .6.1 Panneaux bardage.....	37
III .6.1.1 Détermination de poids propre de bardage.....	37
III .6.1.2 .Détermination de la portée maximale pour le bardage.....	37
III .6.2.Données de calcul.....	38
III .6.3. Détermination des charges et surcharges.....	39
III.6.4. Condition de la résistance à la limite (ELU).....	40
III.7. Calcul des liernes.....	41
III.7.1.Calcul de l'effort de traction dans la suspente la plus sollicitée.....	41
III.8. Calcul des potelets.....	42
III.8.1.Evaluation des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé.....	42
III. 8.2. Le pré dimensionnement du potelet.....	42
III. 8.3.Vérification de la stabilité au flambement flexion sous N et M à L'ELU.....	43

III. 8.3.1.calcul des élancements.....	43
III. 8.3.2.Calcul de l'élancement critique.....	44
III. 8.3.3.calcul des élancements réduits.....	44
III. 8.3.4.Calcul du coefficient de réduction.....	44
III. 8.3.5.calcul de χ_{min}	44
III. 8.3.6.Calcul du facteur d'amplification.....	45
III. 9.Vérification de la stabilité au déversement.....	45
III. 9.1.Calcul de l'élancement réduit.....	45
III.10.Conclusion.....	45

Chapitre IV : Action d'ensemble

IV.1. Introduction.....	46
IV.2. Calcul des forces à l'aide des pressions de surfaces.....	46
IV.2.1.Vent sur pignonV2.....	46
IV.2.2. Vent sur long panV1.....	48
IV.3. Détermination des moments renversants (M_R).....	50
IV.3.1. Cas du vent.....	50
IV.4.Conclusion.....	55

Chapitre V : Etude sismique

V.1. Introduction.....	56
V.2. Méthode de calcul.....	56
V.3. La Méthode statique équivalent.....	56
V.4. Calcul de la force sismique totale	56

V.4.1.Coefficient d'accélération de zone A	56
V.4.2.Facteur d'amplification dynamique moyen D.....	56
V.4.3.La période fondamentale (T).....	57
V.4.4.Coefficient de comportement R	58
V.4.5.Facteur de qualité Q.....	58
V.4.6.Détermination du poids total de la structure W	58
V.4.6.1.Calcul des charges permanente W_{Gi}	58
V.4.6.2.Calcul de la force sismique.....	59
V.4.6.3.Distribution des forces sismiques.....	59
V.5 .Conclusion.....	59

Chapitre VI : Etude de Contreventements et stabilité

VI.1.Introduction.....	60
VI.2.Contreventements de toiture (poutre au vent).....	60
VI.2.1 Evaluation des efforts horizontaux.....	61
VI.2.2 Effort de traction dans les diagonales.....	61
VI.2.3Section de la diagonale.....	62
VI.2.4.Vérification à la résistance ultime de la section.....	63
VI.3.Vérification des pannes intermédiaires à la résistance.....	63
VI.3.1.Les charges revenant à la panne intermédiaire.....	64
VI.3.2.Vérification de l'élément aux instabilités (déversement).....	65
VI.4 .Contreventement vertical du long pan.....	70
VI .4.1.Dimensionnement de la pale de stabilité d'intermédiaire.....	70
VI.4.1.1.Calcul de diagonale D2.....	70
VI.4.1.2.Section des diagonales.....	70
VI.4.2. Vérification à la résistance ultime de la section.....	71

VI.5 Conclusion	72
-----------------------	----

Chapitre VII : Etude des portiques

VII.1. Introduction.....	73
VII.2.Charges permanentes	73
VII.3.Charges variables	73
VII.4. Dimensionnement des portiques.....	73
VII .5.Modélisation de la structure sur Robot.....	73
VII.6. Justification des poteaux.....	76
VII.7. Justification des traverses.....	77
VII.8. Conclusion	78

Chapitre VIII : Calcul des assemblages

VIII.1.Introduction.....	79
VIII.2. Assemblage traverse IPE 550 - traverse IPE 550.....	79
VIII.2.1 Détermination des efforts dans les boulons	80
VIII.2.2 Dimensionnement des boulons.....	80
VIII.2.3 Moment résistant effectif de l'assemblage	80
VIII.2.4 Résistance d'un boulon à l'intérieur cisaillement – traction.....	81
VIII.2.5 Vérification au poinçonnement	81
VIII.3. Détermination des efforts dans les boulons.....	82
VIII.4. Détail des assemblages par robot.....	84
VIII.5.Conclusion	114

Chapitre IX :Etude des fondations

IX.1. Introduction.....	115
IX.2. Choix du type de fondation	115
IX.3. Calcul des fondations.....	115
IX.3.1.Charges à considérer.....	115
IX.3.2.Pré-dimensionnement	115
IX.4. Calcul de hauteur de la semelle sol.....	116
IX.5. Vérification de la stabilité.....	116
IX.6. Vérification de la contrainte.....	116
IX.7. Ferraillage.....	116
IX.8. Condition de non fragilité.....	116
IX.9. Calcul l'espace des cadres.....	117
IX.10. Calcul des longrines	117
IX.10.1.Introduction	117
IX.10.2.Armature longitudinales en traction simple	117
IX.10.3.Vérification de la condition de non fragilité	118
IX.10.4.Armatures transversales.....	118
Conclusion générale.....	118

Références bibliographiques

Annexes

Liste des figures

Figure I.1:	Hangar industriel	2
Figure I.2:	Panneau sandwich.....	4
Figure I.3:	Vue en perspective de l'ossature	4
Figure I.4 :	Vue de long pan.....	5
Figure I.5 :	Elévation portique.....	5
Figure I.6 :	Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	6
Figure II.1 :	Direction de vent.....	8
Figure II.2:	Répartition des surfaces sur long panV1 (parois verticales).....	13
Figure II.3:	Légende pour les parois verticales sens V1.....	14
Figure II.4:	Légende pour la toiture sens V1.....	14
Figure II.5:	Répartition des surfaces sur pignonV2 (parois verticales).....	16
Figure II.6:	Légende pour les parois verticales sensV2.....	17
Figure II.7:	Répartition des surfaces sur toiture sens V2.....	18
Figure II.8:	Coefficient de pression intérieure applicable pour des ouvertures uniformément Réparties.....	19
Figure II.9:	Coefficient de forme, toiture à multiples versants.....	23
Figure III.1:	Disposition de la panne.....	25
Figure III. 2:	Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.....	26
Figure III.3:	Schéma statique de la poutre équivalente.....	27
Figure III.4:	Schéma statique des Surcharges du vent sur les pannes.....	27
Figure III.5:	Schéma statique des Surcharges de la neige sur les pannes.....	28
Figure III.6:	Répartition des charges sur les pannes.....	29
Figure III.7:	Représentation de cisaillement de la panne.....	33
Figure III.8:	Représentation d'échantignole de la panne.....	36
Figure III.9:	Disposition de la lisse de bardage.....	38
Figure III.10:	Les efforts dans les lisses.....	41
Figure III.11:	Disposition des potelets.....	43
Figure VI.1:	Schéma statique de la poutre au vent.....	60

Figure VI.2:	Schéma statique de la poutre au vent avec les efforts.....	62
Figure VI.3:	Schéma de stabilité verticale.....	70
Figure VII.1 :	Modèle de la structure sur RSA.....	74
Figure VIII.1. :	Représentation de l'assemblage Traverse – Traverse.....	79
Figure VIII.2. :	Pieds de poteau encastré.....	82
Figure VIII.3 :	Vue des pieds de poteau encastré.....	83
Figure VIII.4 :	Dispositions des tiges d'ancrages.....	83
Figure VIX.1 :	Sollicitations de fondation.....	115
Figure VXI.2 :	Vue en face du ferrailage de la semelle.....	117
Figure VXI.3 :	Schéma du ferrailage des longrines	117

Liste des tableaux

Tableau II.1:	Valeur de q_{ref} , C_e et la pression dynamique pointe $q_p(z_e)$	12
Tableau II.2:	Valeurs de surface et de coefficient C_{pe} de parois vertical.....	13
Tableau II.3:	Valeurs de surface et de coefficients de pression extérieurs des zones F, G et H.....	16
Tableau II.4:	Valeurs de surface et de coefficient C_{pe} de de parois vertical.....	17
Tableau II.5:	Valeurs de surface et de coefficient C_{pe} de toiture.....	19
Tableau II.6:	Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V_1	21
Tableau II.8:	Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V_2	22
Tableau II.9:	Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V_2	22
Tableau III.1:	Le poids propre panneau correspondante à chaque épaisseur.....	26
Tableau III.2:	Caractéristique et dimensions d'IPE180.....	30
Tableau III.3:	Les combinaisons d'action les plus défavorable.....	31
Tableau III.4:	Détail de panneau sandwich (bardage).....	37
Tableau III.5:	Le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur.....	38
Tableau III.6:	Caractéristique et dimension d'IPE330.....	43
Tableau IV.1:	Valeurs des forces extérieures de la paroi verticale sens V_2	46
Tableau IV.2:	Valeurs des forces extérieures de la toiture sens V_1	47
Tableau IV.3:	Valeurs des forces intérieures de la paroi verticale sens V_2	47
Tableau IV.4:	Valeurs des forces intérieures de la toiture sens V_2	47
Tableau IV.5:	Valeurs des forces extérieures de la paroi verticale sens V_1	48
Tableau IV.6:	Valeurs des forces extérieures de la toiture sens V_1	49
Tableau IV.7:	Valeurs des forces intérieures de la paroi verticale sens V_1	49
Tableau IV.8:	Valeurs des forces intérieures de la toiture sens V_1	49
Tableau IV.9:	Valeurs des forces extérieurs horizontales et verticales sens V_2	50
Tableau IV.10:	Valeurs des forces intérieure horizontales et verticales sens V_2	51
Tableau IV.11:	Valeurs des forces F_w sens V_2	52
Tableau IV.12:	Valeurs des forces extérieurs horizontales et verticales sens V_1	53
Tableau IV.13:	Valeurs des forces intérieurs horizontales et verticales sens V_1	54
Tableau IV.14:	Valeurs des forces F_w sens V_1	54
Tableau VI.1:	Les valeurs de F_i	61
Tableau IX.1 :	Sollicitations les plus défavorables.....	115

LISTE DES NOTATIONS

$q_{réf}$	Pression dynamique moyen de référence
K_t	Le facteur de terrain
Z_0	Le paramètre de rugosité
Z_{min}	La hauteur minimale
ε	Coefficient utilisé pour le calcul de C_d
C_t	Coefficient de topographie
C_d	Le coefficient dynamique
W	Pression aérodynamique
q_p	Pression dynamique de pointe
C_{pe}	Coefficient de pression extérieur
C_{pi}	Coefficient de pression intérieur
C_e	Le coefficient d'exposition au vent
C_r	Le coefficient de rugosité.
I_V	L'intensité de la turbulence.
U_P	L'indice de perméabilité
S	Charge caractéristique de la neige
S_k	Charge de neige sur le sol
u	Coefficient d'ajustement des charges
G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\ 000\ \text{MPa}$)
F_y	la limite d'élasticité de l'acier ($235\ \text{N/mm}^2$)
f	La Flèche d'une poutre
A	Aire de la section.
A_{net}	Aire de la section nette.
d_0	Diamètre du trou.
ϕ	Diamètre de boulon.
h	Hauteur de la section
b	Largeur de la section
$I_{y,z}$	Moment d'inertie
$i_{y,z}$	Rayon de giration d'une section.
$W_{ply,z}$	Module plastique de la section.
$W_{ely,z}$	Module élastique de la section.
M_{Sd}	Moment fléchissant sollicitant.
M_{Rd}	Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.

M_{Pl}	Moment plastique.
$M_{b,Rd}$	Moment de la résistance au déversement.
$N_{pl,Rd}$	Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.
$N_{b,Rd}$	Effort normal d'un élément comprimé au flambement
N_{sd}	Effort normal sollicitant.
L	Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).
l_f	Longueur de flambement.
t_f	Épaisseur d'une semelle de poutre.
t_w	Épaisseur de l'âme de poutre.
Ψ	Coefficient de combinaison.
λ	Elancement.
λ_{LT}	Élancement de réduction vis-à-vis du déversement.
χ	Facteur de réduction vis-à-vis du flambement.
χ_{lt}	Facteur de réduction vis-à-vis du déversement.
α	Facteur d'imperfection pour le flambement.
α_{lt}	Facteur d'imperfection pour le déversement.

Introduction générale

Le domaine de construction est un vaste domaine, qui a connu durant son histoire plusieurs rénovations non seulement dans les procédés de conception et de réalisation, mais aussi dans les techniques et les matériaux utilisés dans les structures, selon les besoins et les capacités. Ainsi on a désormais une variété de choix dans les matériaux, le béton armé, le béton précontraint, l'acier, le bois.

Actuellement en Algérie l'utilisation de la charpente métallique est utilisée dans divers domaines, les autres domaines se basent plus essentiellement sur le béton, malgré que les structures en acier présentent de nombreux avantages tel que la légèreté, le montage rapide sur chantier, les transformations ultérieures plus faciles et surtout un faible encombrement.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel, un hangar en charpente métallique utilisant le règlement algérien (CCM97) intitulé « calcul des structures en acier ». L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de Master académique en Génie-civil.

Dans ce contexte, notre travail sera divisé en neuf chapitres :

1. Généralités
2. Evaluation des charges climatique
3. Dimensionnement des éléments porteurs de toiture et des façades.
4. L'action d'ensemble
5. L'étude sismique
6. Etude de contreventements et stabilité
7. Etude des portiques
8. Calcul des assemblages
9. Etude des fondations

Chapitre I

Généralités

I.1.Présentation du projet

Notre projet en main consiste à faire l'étude de l'ossature d'un hangar stockage en charpente métallique.

L'ouvrage est situé à la commune de Tissemsilt, Wilaya de « Tissemsilt », la structure est d'une surface de 1014,4m², 32.00m de largeur et 31.7m de longueur. Avec un espacement entre portiques de 6,34 m ce qui fait le total de six (06) portiques.

I .1.1.Caractéristiques géométriques

L'ouvrage est caractérisé par les dimensions suivantes :

- Façade parallèle à la ligne de faîtage (long pan) :31,7 m
- Façade perpendiculaire à la ligne de faîtage (pignon).....32,00m
- Hauteur totale de l'ouvrage :.....07,6m
- Hauteur des poteaux :.....06.00m
- La pente de versant :.....11,30°
- La distance entre les portiques06.34m

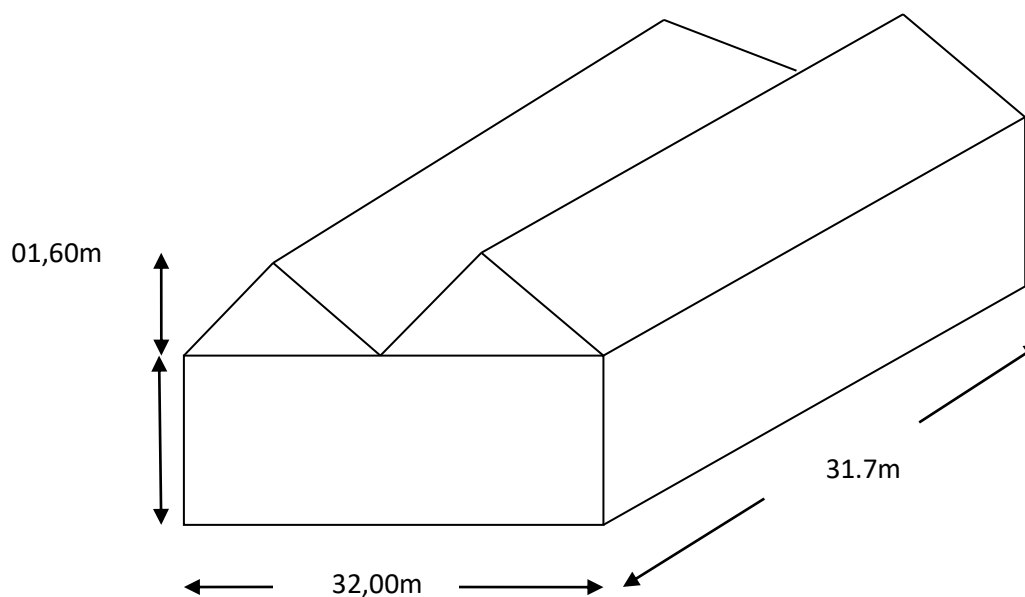


Figure I.1 : Hangar industriel

I .1.2 Données du site

Le projet est un Hangar implanté dans un terrain plat à Wilaya de « tissemsilt » de contrainte admissible du sol est de = 2 bars

Zone de neige: Zone **B**

Zone du vent: Zone **II**

Zone sismique: Zone **IIa**

I.2. Conception de la structure

La structure est constituée de 6 portiques à 5 travées. Ces portiques assurent la stabilité transversale de l'ossature. La stabilité longitudinale est assurée par des palées de stabilités.

I.2.1. La toiture

Généralement pour les hangars industriels, le dégagement d'un espace à l'intérieure est une priorité pour le concepteur, ce qui nous conduit à l'utilisation d'une toiture en charpente métallique, qui nous offre plusieurs avantages, dont les plus importants sont:

- Les poteaux intérieurs sont éliminés, permettant un usage plus souple et plus efficace de l'espace construit.
- La légèreté de la toiture en charpente métallique par rapport à la dalle en béton armé ou plancher mixte.
- La facilité et rapidité de montage.

I.2.2. La couverture

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

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

Les panneaux sandwichs nous offrent plusieurs avantages on site :

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

Mais, leurs points faibles est dans l'étanchéité des joints.

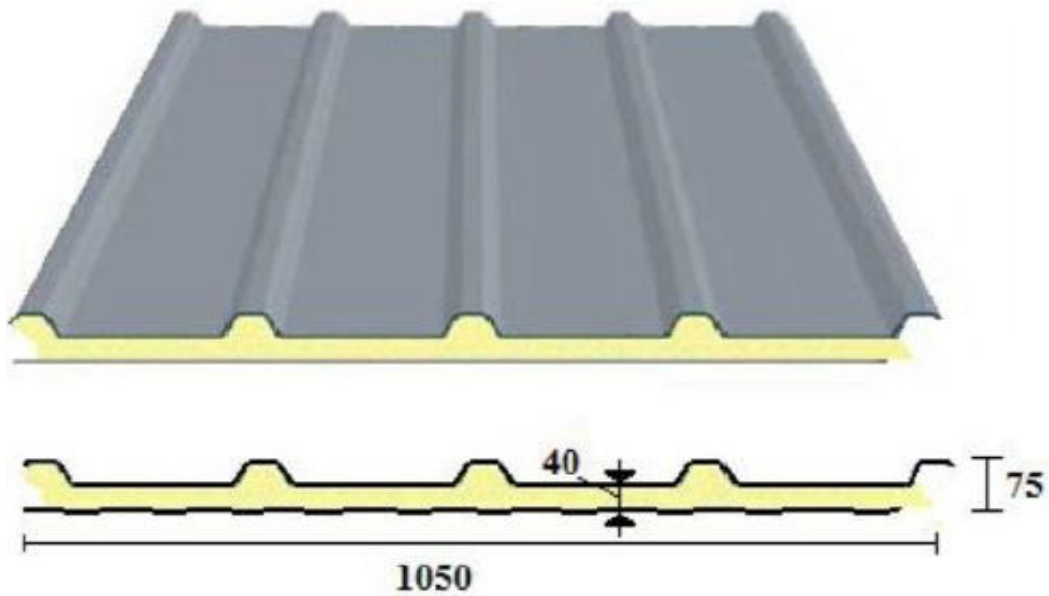


Figure I .2 : Panneau sandwich

I.2.3.Les poteaux

Les poteaux sont des profile métallique avec une section constante.

I.2.4.Les pannes

Les pannes sont des profils métalliques avec une section constante.

I.2.5.Les contreventements

Les pales de stabilité en (x) dans les deux sens, assurent la verticalité des poteaux et prennent les efforts dues au séisme et au vent en le transmettant aux fondations.

I.3.Présentation schématique

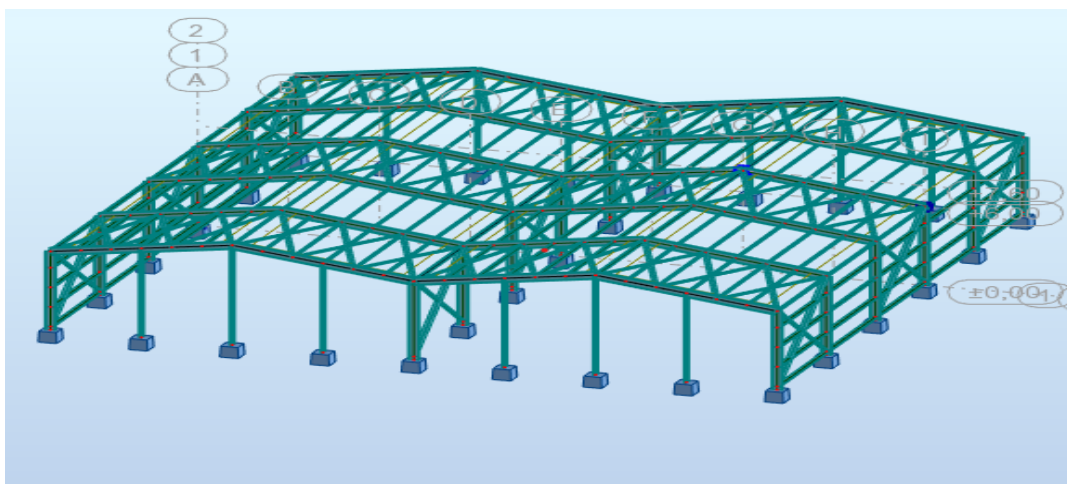


Figure I .3.Vue en perspective de l'ossature

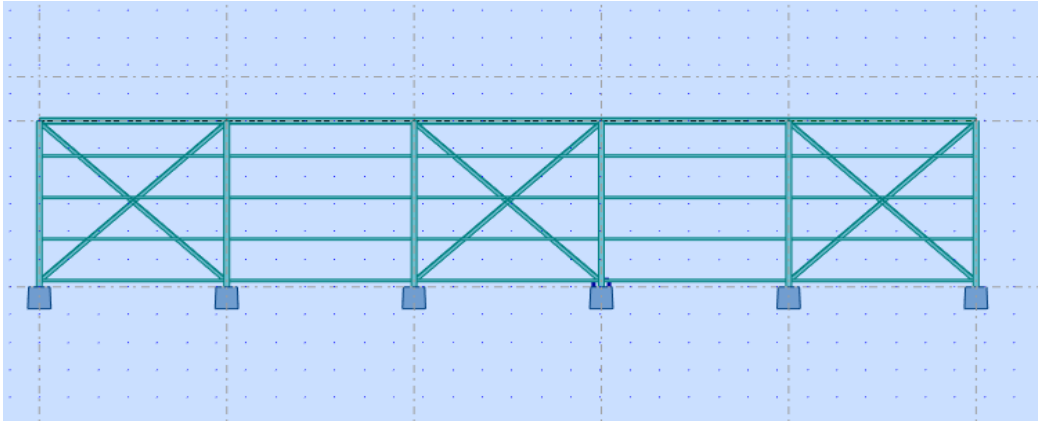


Figure I .4.Vue de long pan

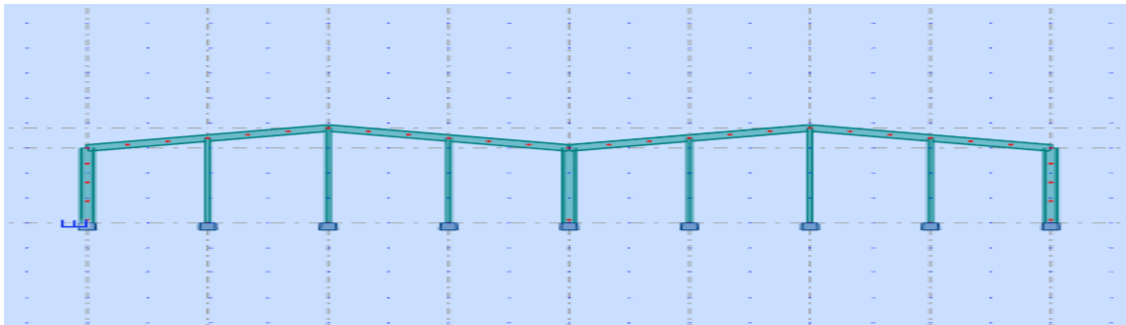


Figure I .5.Elévation portique

I.4. Caractéristique des matériaux :

| .4.1. Acier

L'acier est un matériau ferreux qui se distingue à la fois du fer et de la fonte. C'est un alliage métallique dont l'élément chimique principal est le fer et dont l'autre élément essentiel est le carbone.

Propriétés mécanique de l'acier :

- Nuances d'acier pour la réalisation de cet ouvrage est : S235

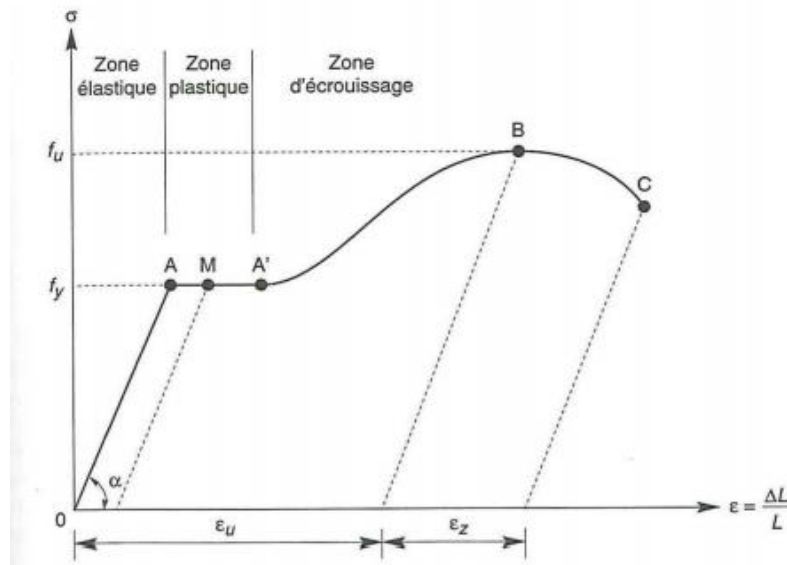


Figure I.6. Diagramme contrainte-déformation de l'acier

- La limite élastique : $f_y = 235 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction : $f_y = 360 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ MPa}$
- Coefficient de Poisson $\nu = 0,3$
- Module d'élasticité transversale $G = E/2(1+\nu) = 84000 \text{ MPa}$

I .4.2. Béton

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées, ...), du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés.

Propriétés mécanique de béton

- Masse volumique du béton utilisé est de 2500 Kg/m^3 .
- Résistance à la compression : $f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction : $F_{t_{28}} = 0,06f_{c_{28}} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$

I .5 .Les assemblages:

Les principaux modes d'assemblages sont:

1. Le boulonnage

Le boulonnage est une méthode d'assemblage mécanique démontable, Les boulons servent à créer une liaison de continuité entre éléments ou à assurer la transmission intégrale des efforts d'une partie à l'autre d'une construction.

2. Le soudage

Le soudage est un procédé d'assemblage permanent. Il a pour objet d'assurer la continuité de la matière à assembler.

1.6. Règlements techniques:

Les règlements techniques utilisés sont les suivants :

- 1. Eurocode03 : Règles de Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3.**
- 2. RPA 99 version 2003 : Règlement parasismique Algérienne DTR-B.C.-2.48**
- 3. RNV99 version 2013 : Règle définissant les efforts de la neige et du vent.**
- 4. DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitations.**
- 5. DTR B.C.2.44 : Règles de conception et de calcul des structures en aciers (CCM97)**

Chapitre II

Etude

Climatique

II.1. Introduction

Le vent a une direction d'ensemble, mais qu'il peut venir de n'importe quel côté. L'étude du vent est pour la détermination des différentes actions dues au vent dans toutes les directions possibles, Les calculs seront menés conformément au règlement neige et vent RNVA version 2013.

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

- De la région.
- De site d'implantation
- De la hauteur de la construction.
- De la forme géométrique de la construction.
- De la rigidité de la construction.
- De perméabilité de ses parois.

II.2. Action du vent

Les actions du vent s'exerçant sur les parois et la toiture sont déterminées pour un vent perpendiculaire.

- au long pan V1.
- au pignon V2.

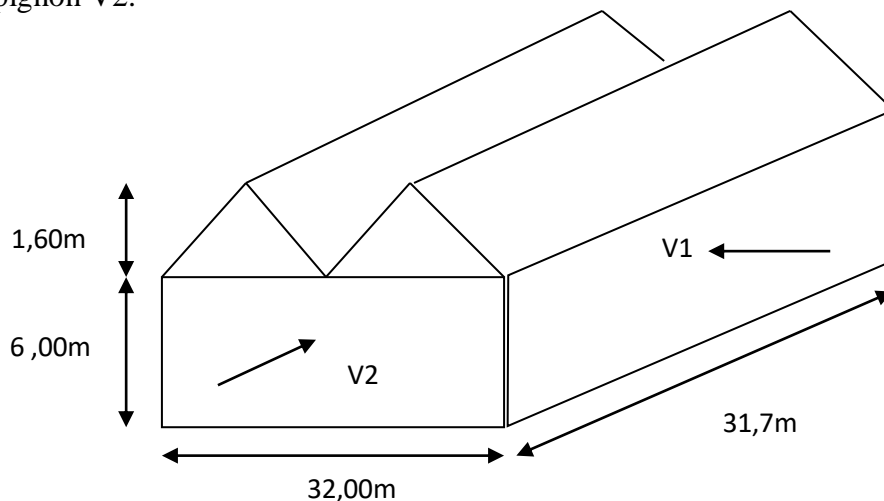


Figure II.1: direction de vent

II.3. Coefficients de calcul

II.3.1. Effet de la région :

La structure est située dans la **zone II**. La pression de référence est donnée par le tableau 2-2 du RNVA version 2013 par $q_{réf} = 435 \text{ N/m}^2$

II.3.2. Effet de site :

La structure sera implantée en zone urbains, donc d'après les données de tableau 2-4 dans le RNVA version 2013, la catégorie de terrain est **IV**

D'où :

- Le facteur de terrain $K_T = 0,234$
- Le paramètre de rugosité $Z_0 = 1\text{m}$
- La hauteur minimale $Z_{\min} = 10\text{m}$.
- coefficient utilisé pour le calcul de C_d , $\epsilon = 0,67$

II.3.3. Coefficient de topographie :

Le coefficient de topographies $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines, les dénivellations isolées etc. Le site d'implantation de notre structure est **plat**, donc le coefficient de topographies $C_t = 1$.

II.3.4. Calcul de coefficient dynamique :

Le coefficient dynamique C_d concerne de la hauteur et la largeur de la structure, également les matériaux de la structure.

Notre structure est un bâtiment métallique dont la hauteur est inférieure à **15m** ce qui donne $C_d = 1$ (**Chapitre III : coefficient dynamique dans RNVA version 2013**).

II.4 calcul de la pression aérodynamique

La pression aérodynamique $W(Z_j)$ sont calculées par la formule suivante :

$$W(Z_e) = q_p(Z_e) [C_{pe} - C_{pi}]$$

Avec :

$q_p(z_e)$: la pression dynamique pointe.

C_{pe} : coefficient de pression extérieure.

C_{pi} : coefficient de pression intérieure.

II.4.1. Détermination de la pression dynamique pointe $q_p(z_e)$:

$$q_p(z_e) = q_{\text{réf}} \times C_e(z_e) \quad [\text{N/m}^2]$$

$q_{\text{réf}}$: La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, est donnée par :

$$\text{On a: } q_{\text{réf}} = 435 \text{ N/m}^2$$

Z_e : représente la hauteur de référence.

- Pour les parois verticales, la hauteur des parois $h=6\text{m}$, et la largeur $b=32\text{m} \rightarrow h \leq b$ et $Z_e=6\text{m}$ (la figure 2.1 du RNVA version 2013.Chapitre 2).

- Pour les toitures, Z_e est pris égal à la hauteur maximale des bâtiments : $Z_e=7.6\text{m}$

$C_e(z)$: Le coefficient d'exposition au vent tenant compte la turbulence du vent :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7zI_v(z)]$$

C_e : le coefficient d'exposition au vent,

C_r : coefficient de rugosité.

C_t : coefficient de topographie.

$I_v(z)$: l'intensité de la turbulence.

Z : est la hauteur considérée.

II.4.1.1 Détermination du coefficient de la rugosité C_r

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur vitesse moyenne du vent, est donne par : (2.3 chapitre 2 RNVA version 2013)

$$\begin{cases} C_r = k_t * \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) & \text{pour } z < z_{\min} \\ C_r = k_t * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \end{cases}$$

Z_0 : paramètre de rugosité.

Z_{\min} : hauteur minimal.

K_t : facteur de terrain.

Z : hauteur considérée.

Tel que : $Z_0 = 1\text{m}$

$$Z_{\min} = 10\text{m}$$

$$K_T = 0.234$$

✓ pour la paroi verticale :

$$Z = 6\text{m} \quad \Longrightarrow \quad Z = 6\text{m} < Z_{\min} = 10\text{m}$$

$$\text{Donc : } C_r(Z=6\text{m}) = K_{TX} \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) = 0.234 * \ln\left(\frac{10}{1}\right) = 0.538$$

$$\Longrightarrow C_r(z) = 0.538$$

✓ pour la toiture :

$$Z=7.6 \implies Z = 7.6 < Z_{\min}=10\text{m}$$

$$\text{Donc : } C_r(Z=7.6\text{m}) = K_T * \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) = 0.234 * \ln\left(\frac{10}{1}\right) = 0.538$$

$$\implies C_r(z) = 0.538$$

II.4.1.2 Intensité de turbulence :

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent, donnée par l'équation 2.5

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour } Z > Z_{\min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) * \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} \quad \text{pour } Z \leq Z_{\min}$$

✓ pour la paroi verticale :

$$\implies Z=6 \leq Z_{\min}=10$$

$$\text{Donc : } I_v(6) = \frac{1}{1 * \ln(10/1)} = 0.432$$

$$I_v(6) = 0.432$$

✓ pour la toiture

$$\implies Z=7.6 \leq Z_{\min}=10$$

$$\text{Donc : } I_v(7.6) = \frac{1}{1 * \ln(10/1)} = 0.432$$

$$I_v(7.6) = 0.432$$

Donc le coefficient d'exposition $C_e(z)$ est donné comme suit :

✓ pour la paroi verticale :

$$C_e(6) = (1)^2 * (0.538)^2 * [1 + 7 * (0.432)] = 1,16$$

$$C_e(6) = 1,16$$

✓ pour la toiture :

$$C_e(7.6) = (1)^2 * (0.538)^2 * [1 + 7 * (0.432)] = 1,16$$

$$C_e(7.6) = 1,16$$

Le tableau III récapitule les résultats de la pression dynamique pointe $q_p(z_e)$

$$q_p(z_e) = q_{\text{réf}} \times C_e(z_e) \text{ [N/m}^2\text{]}$$

	qréf [N/m ²]	Ce	qp [N/m ²]
Toiture	435	1,16	504,6
Parois verticales	435	1,16	504,6

Tableau II.1 : valeur de qréf ,Ce et la pression dynamique pointe qp(ze) .

II.4.2.Détermination de coefficient de pression extérieure Cpe :

Les coefficients de pression extérieure Cpe des constructions à la base dépend des dimensions de la surfaces chargée, ils sont définit pour des surfaces chargées de 1m² et 10m² (Cpe.1 ; Cpe.10)

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

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

$$C_{pe} = C_{pe10} \quad \text{Si } S \geq 10\text{m}^2$$

II.4.2.1Vent perpendiculaire à long pan V1 :

pour les parois verticales:

On a: b= 31,7m ; d= 32.00m ; h= 7.6m

$$e = \min [b ; 2h] = \min [31,7\text{m} ; 2(7.6)] = \min [31,7 ; 15.2]$$

$$e = 15.2 \text{ m.}$$

On a: d=32m > e = 15.2m. Donc on prend le 1er cas de légende (paragraphe 5.1.2. de RNV2013).

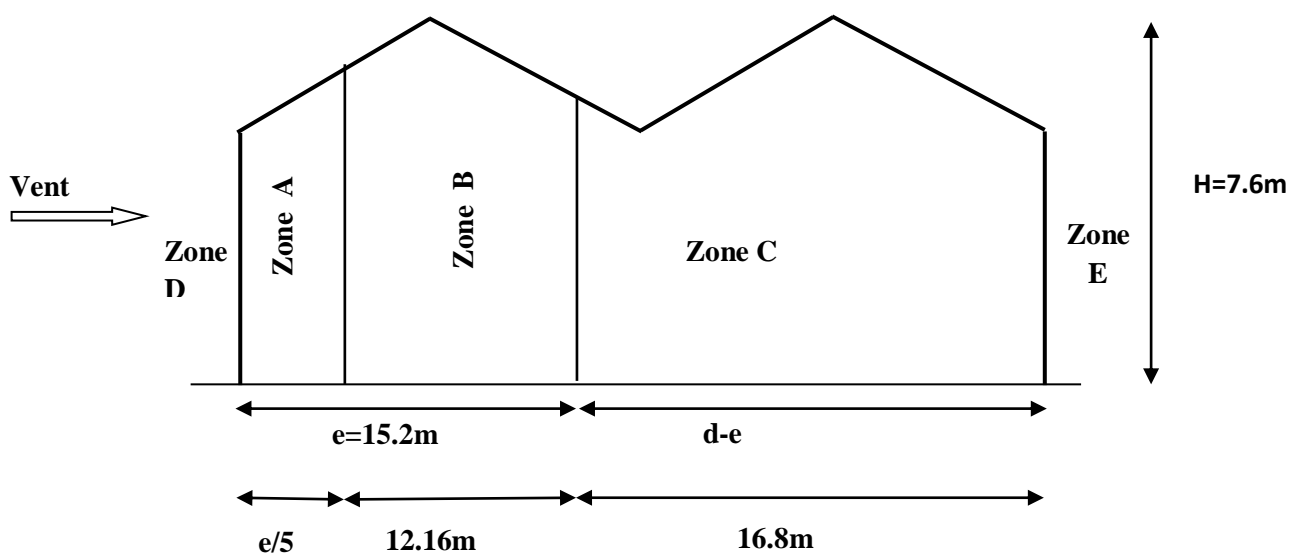


Figure II.2: Répartition des surfaces sur long pan V1 (parois verticales).

Les coefficients de pression extérieurs C_{pe} dans chaque zone sont regroupés dans le tableau suivant :

es surfaces des zones $\geq 10\text{m}^2$, Donc : $C_{pe} = C_{pe10}$

Zone	A	B	C	D	E
Surface m^2)	18.24	72.96	100.8	190.2	190.2
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

Tableau II.2 : Valeur de surface et de coefficient C_{pe} de parois verticales

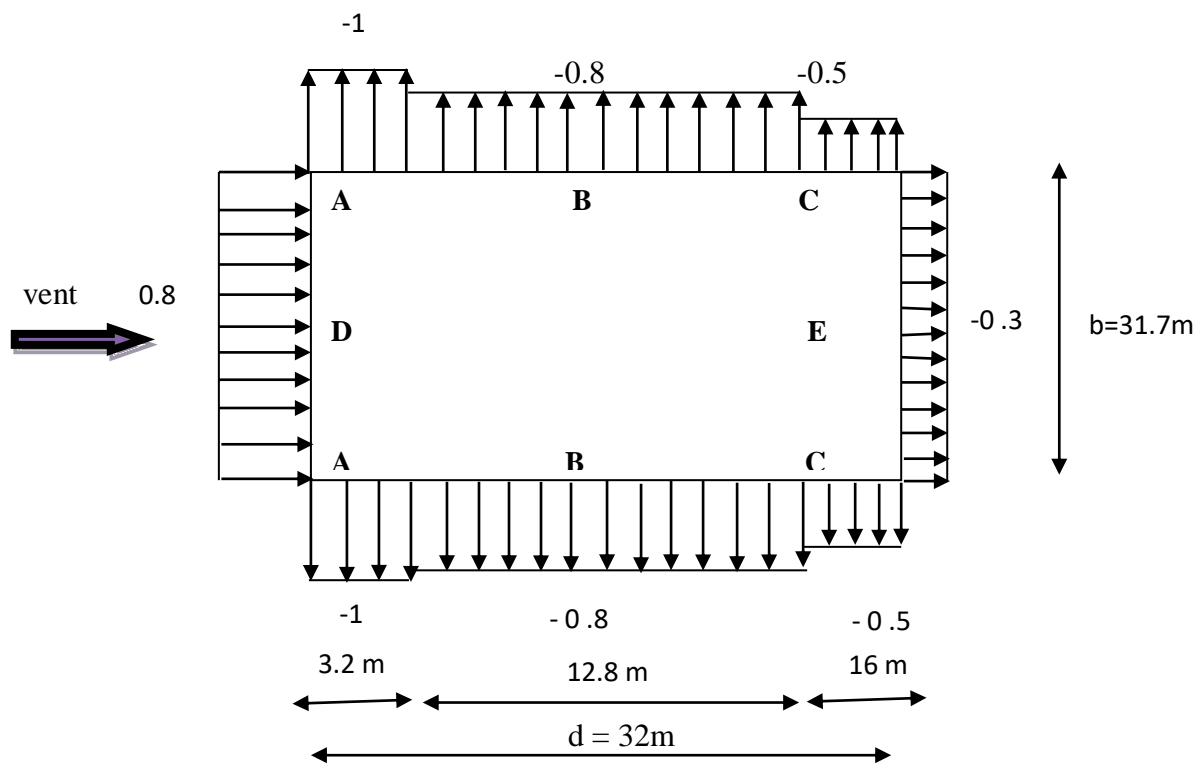


Figure II.3: Légende pour les parois verticales sens v1

✓ **Pour la toiture :**

On a: $b = 31.7\text{m}$; $d = 32.00\text{m}$; $h = 7.6\text{m}$; $e = 15.2$; $\alpha = 11.30^\circ$.

Notre hangar ayant une toiture à multiple versants, pour un vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices, on prendra les valeurs de C_{pe} des toitures à deux versants avec $\theta = 0$ modifiée pour leur position selon la figure 5.7.a de RNV 2013.

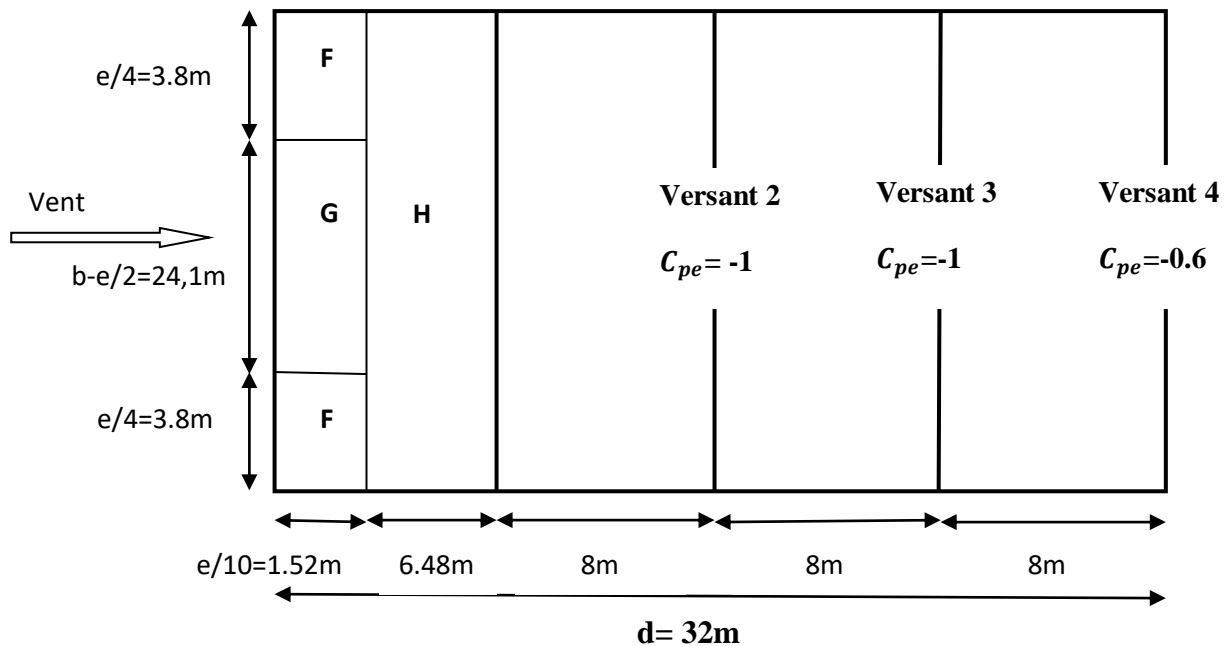


Figure II.4: Légende pour la toiture sens V1.

Les coefficients de pression extérieurs des zones F, G et H de premier versant sont évalués comme suit :

$$\text{Zone F : surface} = \frac{3,8 * 1,52}{\cos 11,30} = 5,89\text{m}^2 \implies 1\text{m}^2 < 5,98 < 10\text{m}^2$$

$$\text{donc : } C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s)$$

$$\begin{cases} \alpha = 5^\circ \rightarrow C_{pe10} = -1,7 \\ \alpha = 15^\circ \rightarrow C_{pe10} = -0,9 \\ \alpha = 5^\circ \rightarrow C_{pe1} = -2,5 \\ \alpha = 15^\circ \rightarrow C_{pe1} = -2 \end{cases}$$

Pour $\alpha = 11,30$ on interpole entre les deux valeurs $\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$ selon la formule :

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} (x - x_0)$$

$$C_{pe10} = -1,7 + \frac{-0,9 + 1,7}{15 - 5} (11,3 - 5) = -1,196$$

$$C_{pe1} = -2,5 + \frac{-2 + 2,5}{15 - 5} (11,30 - 5) = -2,18$$

$$C_{pe} = -2,18 + (-1,196 + 2,18) \log_{10}(5,89) = -1,42$$

$$C_{pe} = -1,42$$

$$\text{Zone G : surface} = \frac{24,1 * 1,52}{\cos 11,30} = 37,35 m^2 > 10 m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe10} - 1,2 + \frac{-0,8 + 1,2}{15 - 5} (11,3 - 5) = -0,94$$

$$C_{pe} = -0,94$$

$$\text{Zone H : surface} = \frac{31,7 * 6,48}{\cos 11,30} = 209,47 m^2 > 10 m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe10} = -0,6 + \frac{-0,3 + 0,6}{15 - 5} (11,3 - 5) = -0,41$$

$$C_{pe} = -0,41$$

Le tableau II.3 regroupe ces résultats :

Zone	F	G	H
Surface (m ²)	5,89	37,35	209,47
C_{pe}	-1,42	-0,94	-0,41

Tableau II.3 : Valeurs de surface et de coefficients de pression extérieurs des zones F, G et H

II.4.2.2 Vent perpendiculaire au pignon V2 :

✓ pour les parois verticales:

On a : $b = 32m$; $d = 31,7m$. $h = 7.6m$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [32 ; 2(7.6)] = \min [32 ; 15.2]$$

$$e = 15.2 \text{ m}$$

On a : $d = 31,7m > e = 15.2 \text{ m}$. Donc on prend 1^{er} cas de légende (**article 5.1.2 de RNVA version 2013**).

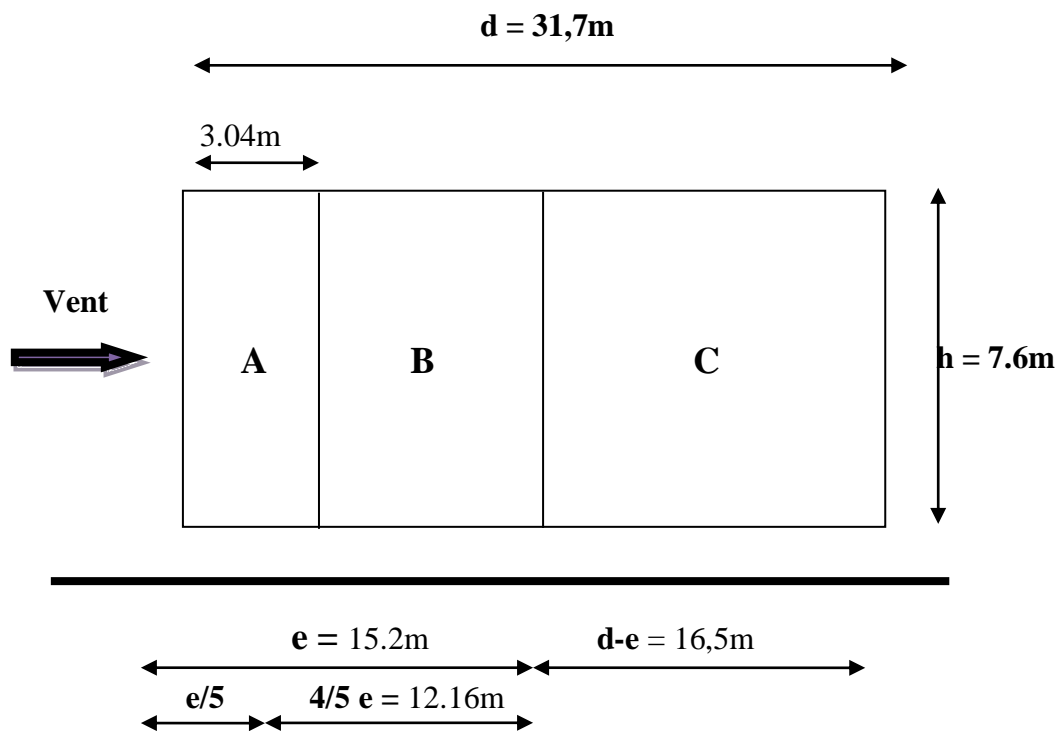


Figure II.5: Répartition des surfaces sur pignon V2 (parois verticales) .

Les résultats de coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

Pour toutes les surfaces $S \geq 10\text{m}^2$, Donc : $C_{pe1} = C_{pe10}$

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m^2)	18.24	72.96	99	192	192
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

Tableau II.4: Valeur de surface et de coefficient C_{pe} de parois verticale.

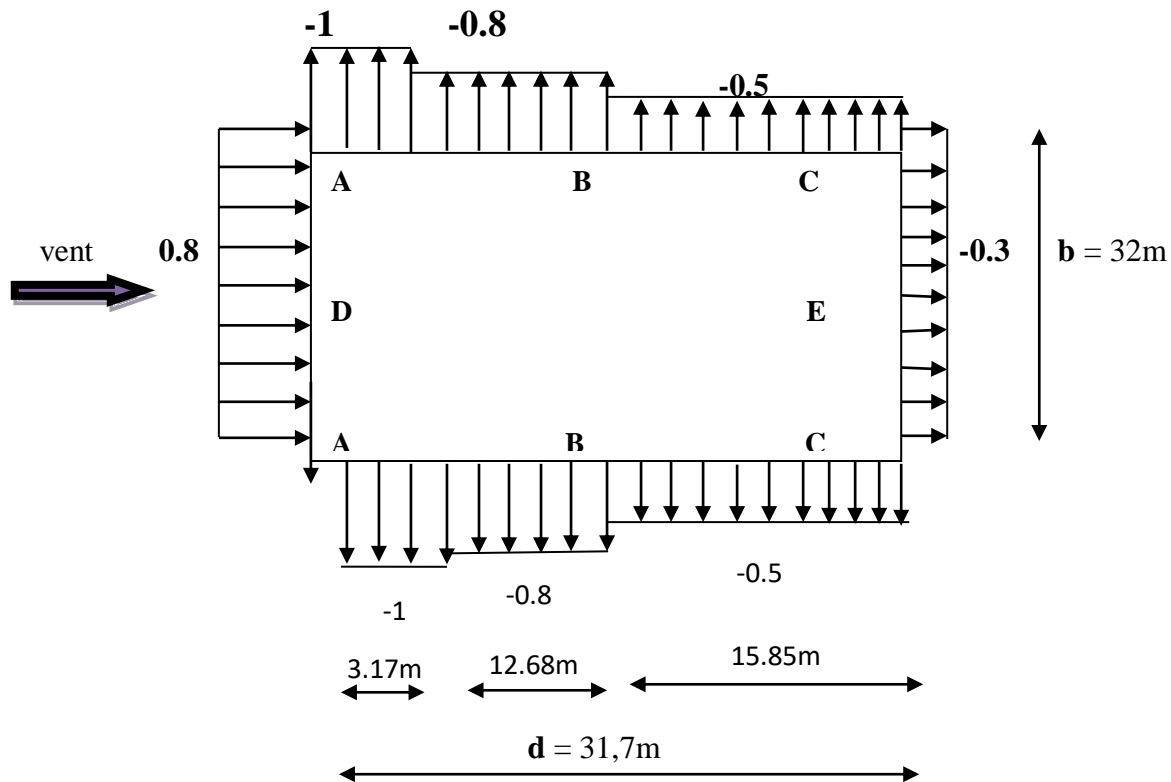


Figure II.6: Légende pour les parois verticales sens V2.

✓ Pour la toiture :

On a : $b = 32\text{m}$; $d = 31,7\text{m}$; $h = 7,6\text{m}$; $e = 15,2$; $\alpha = 11,30^\circ$.

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

Les coefficients de pression des zone Finf, Fsup, G, H et I sont calculés de la manière suivantes :

$$\text{Zone } F_{\text{inf}} : \text{surface} = \frac{1,52 * 3,8}{\cos 11,30} = 5,89\text{m}^2 \implies 1\text{m} < 5,89 < 10\text{m}^2$$

$$C_{pe} = -2,07 + (-1,41 + 2,07) \log_{10}(5,89) = -1,56$$

$$C_{pe} = -1,56$$

$$\text{Zone } F_{\text{sup}} : \text{surface} = \frac{1,52 * 3,8}{\cos 11,30} = 5,89\text{m}^2 \implies 1\text{m} < 5,89 < 10\text{m}^2$$

$$C_{pe} = -2,07 + (-1,41 + 2,07) \log_{10}(5,89) = -1,56$$

$$C_{pe} = -1,56$$

$$\text{Zone G: surface} = \frac{1,52 * 24,4}{\cos 11,30} = 37,82\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$c_{pe10} = -1,2 + \frac{-0,8 + 1,7}{15 - 5} (11,8 - 5) = -1,3$$

$$C_{pe} = -1,3$$

$$\text{Zone H: surface} = \frac{6,08 * 32}{\cos 11,30} = 198,40\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe10} = -0,7 + \frac{-0,6 + 0,7}{15 - 5} (11,8 - 5) = -0,63$$

$$C_{pe} = -0,63$$

$$\text{Zone I : surface} = \frac{24,1 * 32}{\cos 11,30} = 786,44\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe10} = -0,6 + \frac{-0,5 + 0,6}{15 - 5} (11,8 - 5) = -0,53$$

$$C_{pe} = -0,53$$

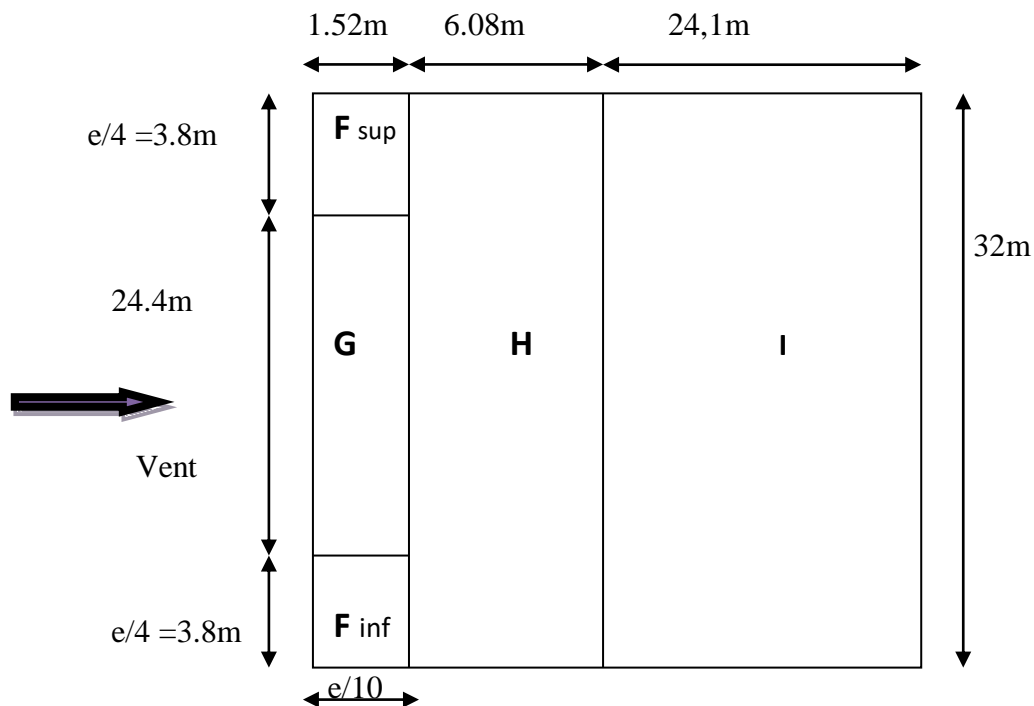


Figure II.7: Répartition des surfaces sur toiture sens V2.

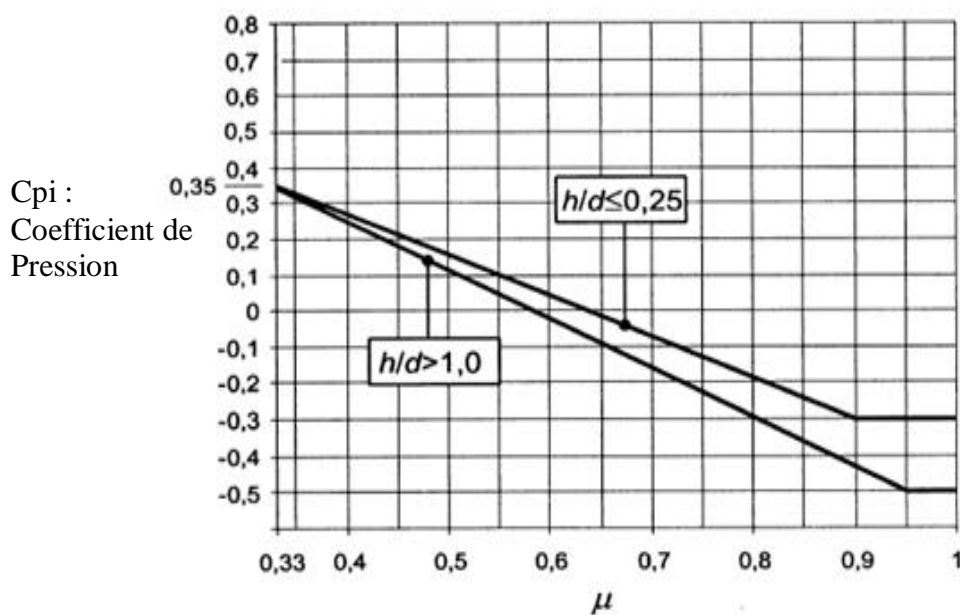
Zone	Fsup	Finf	G	H	I
Surface (m ²)	5.89	5.89	37,82	198.40	786.44
C_{pe}	-1,56	-1,56	-1,3	-0,63	-0,53

Tableau II.5 : Valeur de surface et de coefficient C_{pe} de toiture

II.4.3 Détermination de coefficient de pression intérieure C_{pi}

Pour les bâtiments sans face dominant, le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir de la (figure 5.14 du RNV Aversion 2013), Le coefficient de pression C_{pi} est en fonction de l'indice de perméabilité μ_p et rapport h/d avec h est la hauteur et d sa profondeur.

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



μ_p : Indice de perméabilité

Figure II.8: Coefficient de pression intérieure applicable pour des ouvertures uniformément réparties

- **Cas de vent perpendiculaire au long pan (V1) :**

L'hangar est contient de :

- ✓ 15 fenêtres de dimension (0.8*1.40) m² dans long pan 01
- ✓ 15 fenêtres de dimension (0.8*1.40) m² dans long pan 02
- ✓ 6 fenêtres de dimension (0.8*1.40) m² dans pignon01
- ✓ 1 porte de dimension (6.15*4.45) m² dans pignon01
- ✓ 6 fenêtres de dimension (0.8*1.40) m² dans pignon02

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

$$\mu_p = \frac{16.8+6.72+27.367+6.72}{16.8+16.8+6.72+27.367+6.72} = \frac{57.607}{74.407}$$

$$\implies \mu_p = 0.77$$

On a: **h** = 7.6m et **d** = 32.00m

- Le rapport **h/d** = 7.6/32 = **0.23 < 0,25**, donc à partir la figure (5.14 du RNVA version 2013)

$$\implies C_{pi} = -0.18$$

- **Cas de vent perpendiculaire au pignon (V2) :**

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

$$= \frac{16.8+16.8+6.72}{16.8+16.8+6.72+27.367+6.72} = \frac{40.32}{74.407}$$

$$\implies \mu_p = 0.54$$

On a: **h** = 7.6m et **d** = 31,7m

Le rapport **h/d** = 7.6/31,7 = **0.23 < 0,25**, donc à partir la figure (5.14 du RNVA version 2013)

$$\implies C_{pi} = 0.09$$

II.4.4 La pression aérodynamique **W** (**z_e**) :

1. Cas de vent perpendiculaire au long pan (V1)

- ✓ **Paroi vertical:**

$$q_p(z_e) = 504,6 \text{ N/m}^2 \quad C_{pi} = -0.18$$

Zone	q_p N/m ²	C_{pe}	C_{pi}	W(Ze)N/m ²
A	504,6	-1	-0.18	-413,77
B	504,6	-0.8	-0.18	-312,85
C	504,6	-0.5	-0.18	-161,47
D	504,6	0.8	-0.18	494,50
E	504,6	-0.3	-0.18	-60,55

Tableau II.6 Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V_1

✓ **toiture:**

$$q_p(z_e) = 504,6 \text{ N/m}^2 \quad C_{pi} = 0.18$$

Zone	q_p N/m ²	C_{pe}	C_{pi}	W(Ze)N/m ²
F	504,6	-1.42	-0.18	-625,70
G	504,6	-0.94	-0.18	-383,49
H	504,6	-0.41	-0.18	-116,05
J	504,6	-1	-0.18	-413,77
I	504,6	-0.6	-0.18	-211,93

Tableau II.7. Valeurs de la pression aérodynamique de toiture selon V_1

2. Cas de vent perpendiculaire au pignon (V_2)

✓ **-Paroi vertical:**

$$q_p(z_e) = 504,6 \text{ N/m}^2 \quad C_{pi} = 0.09$$

Zone	q_p N/m ²	C_{pe}	C_{pi}	W(Ze)N/m ²
A	504,6	-1	0.09	550,01
B	504,6	-0.8	0.09	-449,09
C	504,6	-0.5	0.09	-297,71
D	504,6	0.8	0.09	358,26
E	504,6	-0.3	0.09	-196,79

Tableau II.8. Valeurs de la pression aérodynamique des parois vertical selon V₂

✓ **-Toiture:**

$$q_p(z_e) = 504,6 \text{ N/m}^2 \quad C_{pi} = 0,09$$

Zone	q_p N/m ²	C_{pe}	C_{pi}	W(Ze)N/m ²
Fsup	504,6	-1,56	0,09	-832,59
Finf	504,6	-1,56	0,09	-832,59
G	504,6	-1,3	0,09	-701,39
H	504,6	-0,63	0,09	-363,31
I	504,6	-0.53	0,09	-312,85

Tableau II.9. Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V₂

II.5. Action de la neige

II.5.1 Calcul des charges de neige :

La charge caractéristique de neige **S** par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surface s'obtient par la formule :

$$S = \mu * S_k \quad (\text{KN/m}^2)$$

Avec:

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

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

II.5.2. Charge de neige sur le sol :

Le projet est à wilaya de Tissemsilt, qui est classée en zone B selon la classification de RNVA version 2013.

L'altitude du projet est environ 900 m, donc S_k est donnée par la formule suivante:

$$S_k = \frac{0.04 \cdot H + 10}{100} = \frac{0.04 \cdot 900 + 10}{100} = 0.46$$

$$S_k = 0.46 \text{ KN/m}^2$$

II.5.3. Coefficient de forme de la toiture :

Les valeurs μ de forme des toitures à versants multiples sont données par le tableau (3) en fonction de l'angle α [6.2.3 du RNVA version 2013].

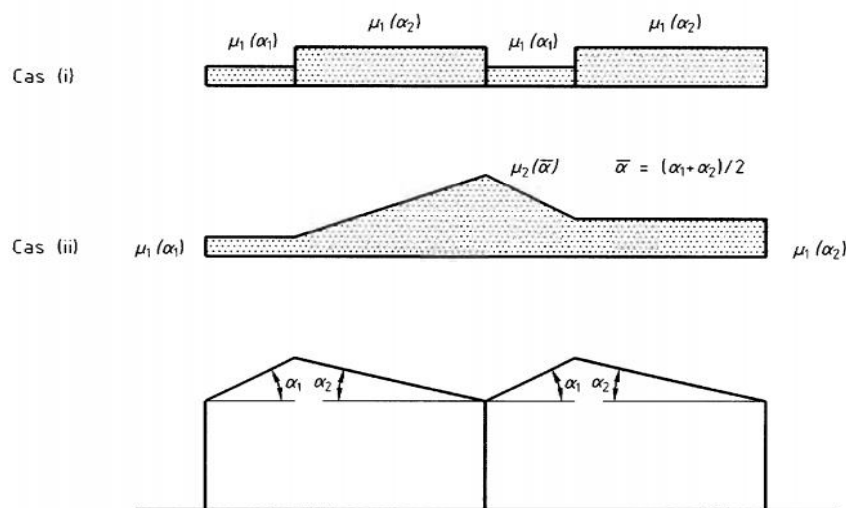


Figure II.9 : Coefficient de forme, toiture à multiples versants

On a $\alpha = 11.30^\circ$ Donc : $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$

à partir de tableau on a : [RNVA version 2013, tableau 3]

$$u_1 = 0.8$$

$$u_2 = 0.8 + 0.8 \cdot (\alpha / 30) = 0.8 + 0.8 \cdot (11.30 / 30)$$

$$u_2 = 1.10$$

Les dispositions de charge à considérer sont :

Cas (i) : sans accumulation de neige

Cas (ii) : avec accumulation de neige [RNVA version 2013, Figure 9]

Donc la charge de la neige sur la toiture est :

Pour le cas (i) : $\alpha_1 = \alpha_2$

$$S = \mu_1 (\alpha_1) * S_k \implies S = 0.8 * 0.46$$

$$S = 0.36 \text{ KN/m}^2$$

Pour le cas (ii) : $\alpha_1 = \alpha_2$

$$S = \mu_1 (\alpha_1) * S_k \implies S = 0.8 * 0.46$$

$$S = 0.36 \text{ KN/m}^2$$

et:

$$S = u_2 (\alpha_1) * S_K \implies S = 1.10 * 0.46$$

$$S = 0.50 \text{ KN/m}^2$$

II.6. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les efforts se rapportant à la neige et au vent. Les résultats trouvés seront utilisés dans les prochains chapitres pour le dimensionnement des éléments de la structure (panne, poteau,...).

Chapitre III
Dimensionnement
des éléments
porteurs de toiture
et des façades

III.1.INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous avons calculé les éléments porteurs (les pannes, les lisses de bardage) qui constituent le hangar et qui sont soumises aux différents chargements.

III.2.calcul des pannes

Les pannes sont des éléments qui ont pour fonction de supporter la couverture, elles sont destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme, 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.

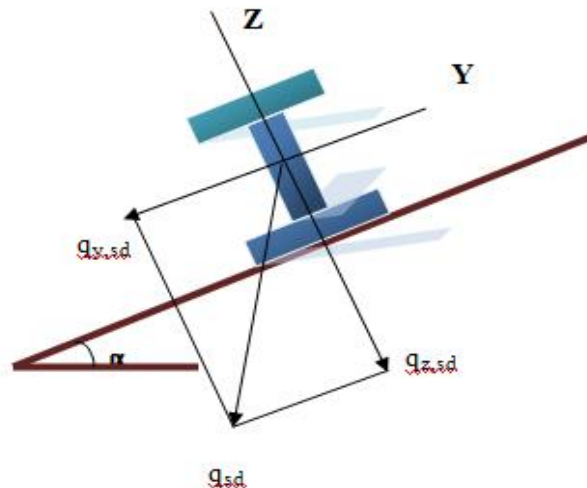


Figure III.1: disposition de la panne

On étudie la panne la plus sollicitée, qui est la panne intermédiaire de portée $L=6,34\text{m}$, inclinée d'un angle $\alpha = 11.30^\circ$ et dans l'entraxe « e » égale à $1,36\text{m}$.

III.2.1.Panneaux couverture

Pour choisir le panneau couverture, on doit savoir la charge du vent maximale sollicitée la toiture, et le nombre d'appuis de sur lesquels le panneau de couverture sera appuyé ainsi que l'épaisseur de la couverture.

Dans notre cas, la charge maximale du vent est égale à $W=-832,59\text{N/m}^2 = -83,259\text{daN/ m}^2$

III.2.2. Détermination de poids propre de la couverture

D'après ce tableau ci-dessous on fait choisir un panneau de couverture de 40mm d'épaisseur ce qui donne un poids de **12.9kg/m²**.

CARACTERISTIQUES DU PANNEAU		Epaisseurs nominales de l'âme (mm)						
		30	40	50	60	80	100	120
DIMENSIONNELLES	Epaisseur parement extérieur (mm)	0,50 - 0,63 - 0,75						
	Epaisseur parement intérieur (mm)	0,50 - 0,63						
	Largeur utile	1000 mm						
	Largeur hors tout	1080 mm						
	Longueur maximale hors tout	16000 mm						
	Débord en extrémité	50 - 100 - 150 - 200 - 300 mm						
PONDERALES (kg/m ²)	Ex. en épaisseurs 0,63 et 0,63 mm	12,5	12,9	13,3	13,7	14,5	15,3	16,1

Tableau III.1. le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur.

Les données:

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs).....12.9Kg/m².
- Poids propre d'accessoire d'attache.....05Kg/m².
- Poids propre de la panne estimé (IPE120)..... 10,4Kg/m.
- Espacement entre chaque panne: **e=1.36m**
- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance: **L=6.34m**
- La pente de versant est : **α= 11.30°**
- Les pannes sont en acier **S235**
- Le module d'élasticité de l'acier est: **E=21000daN/mm²**
- la limite d'élasticité de l'acier : **f_y= 235N/mm²**

III.3.Détermination des sollicitations

III.3.1. Evaluation des charges et surcharges

a)-Les charges permanentes (G)

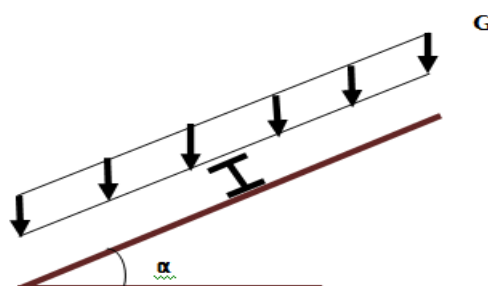


Figure III.2.Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes

$$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) * e + P_{\text{panne}}$$

$$= (12,9+5) * 1.36 + 10,4 = 34,74 \text{ kg/m}$$

$$G = 34,74 \text{ daN/m}$$

b)-Surcharges d'entretien (p) :

Dans le cas des toitures inaccessible on considéré uniquement dans les calculs une charge d'entretien, qui est équivalente deux charges concentrées de **100Kg** chacune située à **1/3** et **2/3** de la portée de la panne. (D'après le DTR BC 2.2)

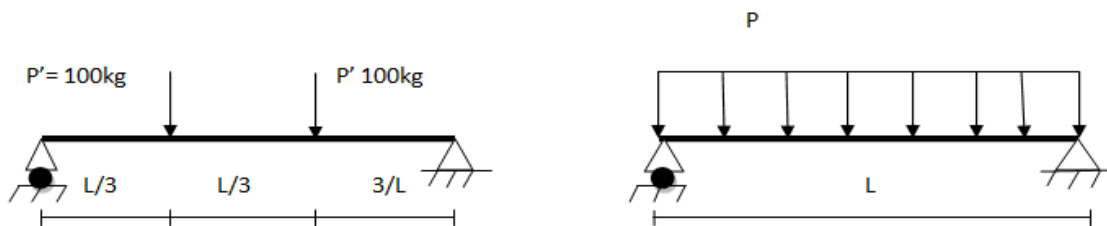


Figure III.3:Schéma statique de la poutre équivalente

Pour calcul des moments :

$$M_{\text{max}} = \frac{p'l}{3} = \frac{100 * 6.34}{3} = 211.33$$

$$M_{\text{max}} = 211.33 \text{ Kg.m}$$

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

$$M_{\text{max}} = \frac{p'l}{3} = \frac{pl^2}{8}$$

$$P_{\text{eq}} = 8 * p' / 3 * l = \frac{8 * 100}{3 * 6.34} = 42.06 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{\text{eq}} = 42.06 \text{ daN/m}$$

c)-Surcharges climatiques :

➤ Surcharge du vent (V) :

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent c'est :(Zone F) tel que la charge considérée est : $W = -832,59 \text{ N/m}^2 = -83,259 \text{ daN/m}^2$.

[Chapitre II, tableau II.9]

$$V = w * e$$

$$= -83,259 * 1.36 = -113,23 \text{ daN/m}$$

$$V = -113,23 \text{ daN/m}$$

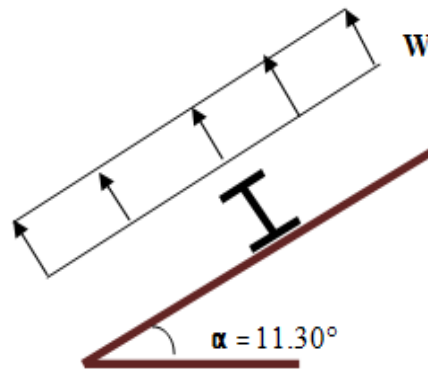


Figure III.4: Schéma statique des Surcharges du vent sur les pannes.

➤ **Surcharge du la neige :**

La charge de la neige maximale est $S = 0.50 \text{ KN/m}^2 = 50 \text{ daN/m}^2$.

$$N = s \cdot e$$

$$= 50 \cdot 1.36 = 68 \text{ daN/m}$$

$$N = 68 \text{ daN/m}$$

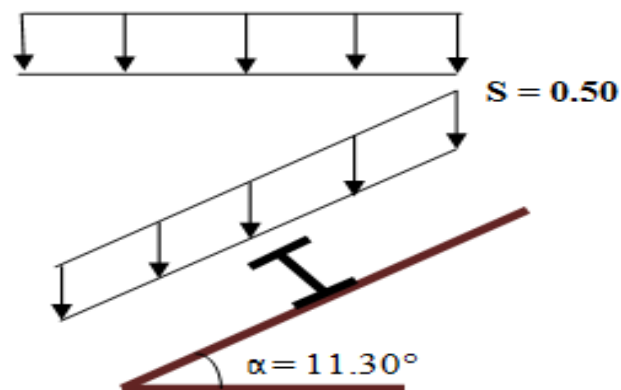


Figure III.5: Schéma statique des Surcharges de la neige sur les pannes

III.3.2 : Les charges et surcharges appliquées :

$$G = 34,74 \text{ daN/m.}$$

$$P_{eq} = 42,06 \text{ daN/m.}$$

$$V = -113,23 \text{ daN/m.}$$

$$N = 68 \text{ daN/m.}$$

III.3.2.1. Décomposition des charges :

➤ Suivant l'axe Z-Z :

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 34,74 \cos 11,30 = 34,06 \text{ daN/m.}$$

$$V_{zz} = V = -113,23 \text{ daN/m.}$$

$$N_{zz} = N \cos \alpha = 68 \cos 11,30 = 66,68 \text{ daN/m}$$

$$P_{zz} = P_{eq} \cos \alpha = 42,06 \cos 11,30 = 41,24 \text{ daN/m.}$$

➤ Suivant l'axe Y-Y :

$$G_{yy} = G \sin \alpha = 34,74 \sin 11,30 = 6,80 \text{ daN/m.}$$

$$V_{yy} = 0 \text{ daN/m.}$$

$$N_{yy} = N \sin \alpha = 68 \sin 11,30 = 13,32 \text{ daN/m.}$$

$$P_{yy} = P_{eq} \sin \alpha = 42,06 \sin 11,30 = 8,24 \text{ daN/m.}$$

III.3.2.2. Les combinaisons d'actions :

1) ELU

➤ Suivant l'axe z-z

$$q_{z, sd1} = 1,35 G_{zz} + 1,5 p_{zz} = 107,84 \text{ daN/m}$$

$$q_{z, sd2} = 1,35 G_{zz} + 1,5 N_{zz} = 146,001 \text{ daN/m}$$

$$q_{z, sd3} = G_{zz} + 1,5 V_{zz} = -135,78 \text{ daN/m}$$

$$q_{z, sd} = \max(q_{z, sd1}, q_{z, sd2}, q_{z, sd3}) = \mathbf{146,001 \text{ daN/m.}}$$

➤ Suivant l'axe y-y

$$q_{y, sd1} = 1,35 G_{yy} + 1,5 p_{yy} = 21,54 \text{ daN/m}$$

$$q_{y, sd2} = 1,35 G_{yy} + 1,5 N_{yy} = 29,16 \text{ daN/m}$$

$$q_{y, sd3} = 1,35 G_{yy} = 9,18 \text{ daN/m}$$

$$q_{y, sd} = \max(q_{y, sd1}, q_{y, sd2}, q_{y, sd3}) = \mathbf{29,16 \text{ daN/m}}$$

2) ELS

➤ Suivant l'axe z-z :

$$q_{z, sd1} = G_{zz} + p_{zz} = 75,3 \text{ daN/m}$$

$$q_{z, sd2} = G_{zz} + V_{zz} = -79,17 \text{ daN/m}$$

$$q_{z, sd3} = G_{zz} + N_{zz} = 100,74 \text{ daN/m}$$

$$q_{z, sd} = \max(q_{z, sd1}, q_{z, sd2}, q_{z, sd3}) = \mathbf{100,74 \text{ daN/m}}$$

➤ **Suivant l'axe y-y:**

$$q_{y,sd1} = G_{yy} + p_{yy} = 15,04 \text{ daN/m}$$

$$q_{y,sd2} = G_{yy} + N_{yy} = 20,12 \text{ daN/m}$$

$$q_{y,sd} = \max(q_{y,sd1}, q_{y,sd2}) = \mathbf{20,12 \text{ daN/m}}$$

-Les combinaisons les plus défavorables à retenir :

Charge	E.L.U		E.L.S
	Flexion déviée	Déversement	
$q_{z,sd}$ (daN/m)	146,001	-135,78	100,74
$q_{y,sd}$ (daN/m)	29,16	9,18	20,12

III.3.3 : pré-dimensionnement des pannes:

La poutre est posée sur 02 appuis et une charge uniformément répartie ($f \leq f_{adm}$)

$$f = \frac{5qz \cdot l^4}{384EI} \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{L}{200}$$

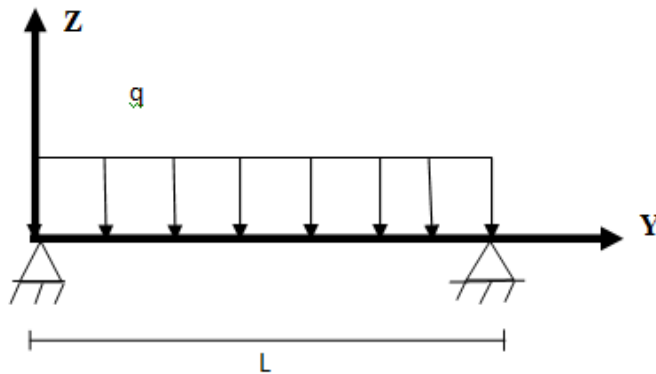


Figure III.6: Répartition des charges sur les pannes.

III.3.3.1 : vérification la flèche à L'ELS

Suivant Z-Z :

$$f_z = \frac{5qz \cdot l^4}{384EI_y} < f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{634}{200} = 3,17 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5qz \cdot l^4}{3,17 \cdot 384 \cdot E} = \frac{5 \cdot (100,74 \cdot 10) \cdot (6,34)^4}{3,17 \cdot 384 \cdot 21} = 318,36 \text{ cm}^4 \quad I_y = \mathbf{318,36 \text{ cm}^4}$$

Donc l'YPE qui correspond est l'**YPE180**

Ses caractéristiques sont :

H	B	G	I _y	I _z	W _{ply}	W _{plz}	A _{vy}	A _{vz}	i _y	i _z	t _w	t _f
mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm	cm	mm	mm
180	91	18,8	1317,	100,81	166,4	34,6	15,3	11,3	7,42	2,05	5,3	8

Tableau III.2: Caractéristique et dimensions d'IPE180

Poids propre réel :

$$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) * e + P_{\text{panne}}$$

$$= (18,8+5) * 1.36 + 18,8 = 51,16 \text{ kg/m}$$

$$G = 51,16 \text{ daN/m}$$

Décomposition des charges :

$$G_{zz} = G \cdot \cos \alpha = 51,16 \cos 11.30 = 50,16 \text{ daN/m.}$$

$$G_{yy} = G \cdot \sin \alpha = 51,16 \sin 11.30 = 10,02 \text{ daN/m.}$$

Les combinaisons d'actions :

1) ELU

➤ **Suivant l'axe z-z**

$$q_{z,sd1} = 1.35 G_{zz} + 1.5 p_{zz} = 129,57 \text{ daN/m}$$

$$q_{z,sd2} = 1.35 G_{zz} + 1.5 N_{zz} = 167,73 \text{ daN/m}$$

$$q_{z,sd3} = G_{zz} + 1.5 V_{zz} = -119,68 \text{ daN/m}$$

$$q_{z,sd} = \max(q_{z,sd1}, q_{z,sd2}, q_{z,sd3}) = 167,73 \text{ daN/m.}$$

➤ **Suivant l'axe y-y**

$$q_{y,sd1} = 1.35 G_{yy} + 1.5 p_{yy} = 25,88 \text{ daN/m}$$

$$q_{y,sd2} = 1.35 G_{yy} + 1.5 N_{yy} = 33,50 \text{ daN/m}$$

$$q_{y,sd3} = 1.35 G_{yy} = 13,52 \text{ daN/m}$$

$$q_{y,sd} = \max(q_{y,sd1}, q_{y,sd2}, q_{y,sd3}) = 33,50 \text{ daN/m}$$

2) ELS

➤ **Suivant l'axe z-z :**

$$q_{z,sd1} = G_{zz} + p_{zz} = 91,4 \text{ daN/m}$$

$$q_{z,sd2} = G_{zz} + V_{zz} = -63,07 \text{ daN/m}$$

$$q_{z,sd3} = G_{zz} + N_{zz} = 116,84 \text{ daN/m}$$

$$q_{z,sd} = \max(q_{z,sd1}, q_{z,sd2}, q_{z,sd3}) = 116,84 \text{ daN/m}$$

➤ **Suivant l'axe y-y:**

$$q_{y,sd1} = G_{yy} + p_{yy} = 18,26 \text{ daN/m}$$

$$q_{y,sd2} = G_{yy} + N_{yy} = 23,34 \text{ daN/m}$$

$$q_{y,sd} = \max(q_{y,sd1}, q_{y,sd2}) = \mathbf{23,34 \text{ daN/m}}$$

-Les combinaisons les plus défavorables à retenir :

Charge	E.L.U		E.L.S
	Flexion déviée	Déversement	
$q_{z,sd}$ (daN/m)	167,73	-119,68	116,84
$q_{y,sd}$ (daN/m)	33,50	13,52	23,34

Tableau III.3: Les combinaisons les plus défavorables

➤ Vérification de la flèche suivant **YY** :

$$f_y = \frac{2,05 q_{y,sd} \left(\frac{l}{2}\right)^4}{384 * E * IZ} \leq \left(\frac{l}{200}\right) \implies \frac{2,05 * (23,34 * 10^2) * \left(\frac{6340}{2}\right)^4}{384 * 210000 * 100,81 * 10^4} = 0,59 \text{ mm} \leq \frac{317}{200} = 1,58 \text{ cm}$$

$$f_y = 0,59 \text{ mm} < 1,58 \text{ cm} \implies \text{condition vérifiée}$$

III.3.4 : Condition de la Resistance(ELU)

III.3.4.1 : Vérification à la flexion déviée:

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

Avec : $\alpha=2$ pour les profils en I

$$\beta = 5n \geq 1, n = N/N_{pl} = 0 \implies \beta=1$$

$$\text{Et : } M_{sd} = \frac{ql^2}{8}$$

Tel que

➤ **Axe Z-Z :**

$$M_{y,sd} = \frac{q_{z,sd} * l^2}{8} = \frac{167,73 * 6,34^2}{8} = 842,75 \text{ daN.m (poutre sur deux appuis)}$$

➤ **Axe Y-Y :**

$$M_{z,sd} = \frac{q_{y,sd} * \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{33,50 * (3,17)^2}{8} = 42,07 \text{ daN.m (poutre sur trois appuis)}$$

➤ **La classe de la section transversale :**

$$\varepsilon = \sqrt{(235/f_y)} = \sqrt{(235/235)} = 1 \quad \implies \quad \varepsilon = 1$$

$$\hat{\text{Âme fléchie}} : \frac{d}{t_w} = \frac{h - 2t_f}{t_w} = \frac{180 - 2 * 5,3}{8} = 21,2 \leq 72\varepsilon$$

\implies Âme de classe 1

$$\text{Semelle comprimée} : c/t_f = b/2/t_f = 5,68 \leq 10\varepsilon$$

\implies Semelle de classe 1

Donc la section est de la classe 01, $\gamma_{m0} = 1,1$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166,4 * 10^3 * 235}{1,1} * 10^{-4} = 3554,90 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{34,6 * 10^3 * 235}{1,1} * 10^{-4} = 739,18 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{750,15}{1886,40}\right)^2 + \left(\frac{37,45}{410,18}\right)^1 \leq 1 \quad \implies \quad 0,11 \leq 1 \quad \text{donc la résistance à la flexion est vérifiée.}$$

III.3.4.2 : Vérification au cisaillement

Pour la vérification au cisaillement on utilise les conditions suivantes :

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,rd} \quad ; \quad V_{y,sd} \leq V_{ply,rd}$$

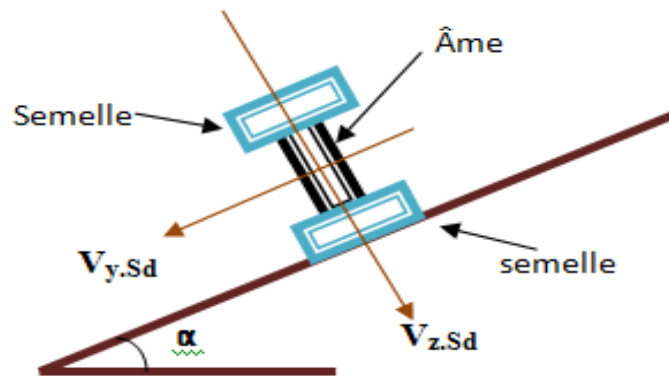


Figure III.7 : représentation de cisaillement de la panne

$$V_{z,sd} = \frac{q_{z,sd} * l}{2} = \frac{167,73 * 6,34}{2} = 531,70 \text{ daN (poutre sur deux appuis)}$$

$$V_{y,sd} = \frac{0,625 * q_{y,sd} * l}{2} = \frac{0,625 * 33,50 * 6,34}{2} = 66,37 \text{ daN (poutre sur trois appuis)}$$

$$V_{ply,rd} = \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{15,3 \cdot 10^2 \cdot 235}{1,1 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-1} = 18871,48 \text{ daN}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{11,3 \cdot 10^2 \cdot 235}{1,1 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-1} = 13937,76 \text{ daN}$$

$$\begin{cases} V_{z,sd} \leq V_{plz,rd} \\ V_{y,sd} \leq V_{ply,rd} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 531,70 \leq 13937,76 \\ 66,37 \leq 18871,48 \end{cases} \quad \text{: Donc la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée.}$$

III.3.4.3 : Vérification au déversement :

-Vérifier la semelle inférieure comprimée au risque de déversement :

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

$$M_{y,sd} = \frac{q_{z,sd} \cdot (l)^2}{8} = \frac{119,68 \cdot (6,34)^2}{8} = 601,32 \text{ daN.m}$$

$$M_{rd} = X_{lt} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\beta_w = 1 \quad \longrightarrow \quad \text{pour les sections de classe (1) et}$$

$$\gamma_{m0} = 1,1$$

Calcul de coefficient de réduction pour le déversement

$$X_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + \left[\varphi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2 \right]^{0,5}}$$

L'élancement λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} = \frac{317/2,05}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{317/2,05}{18/8} \right)^2 \right]^{0,25}} = 20,92$$

Avec : l : longueur de maintien latéral

C_1 : facteur dépendant des conditions de charge et d'encastrement

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \varepsilon$$

$$\text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\text{Donc : } \lambda_1 = 93,9 \cdot 1 = 93,9$$

L'élancement réduit $\overline{\lambda}_{LT}$ est déterminé par la formule suivante :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0,5} = \left[\frac{20,92}{93,9} \right] \cdot [1]^{0,5} = 0,22$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,21(0,22 - 0,2) + 0,22^2 \right] = 0,52$$

$$\text{Donc : } \chi_{lt} = \frac{1}{0,52 + \left[0,52^2 - 0,22^2 \right]^{0,5}} = 1$$

$$M_{rd} = 1 * 1 * \frac{166,4 * 10^3 * 235}{1,1} * 10^{-4} = 3554,90 daN.m$$

$$M_{y, sd} = 601,32 daN.m \leq M_{rd} = 3554,90 daN.m$$

La condition est vérifiée, donc le profilé **IPE180** convient pour les pannes.

III.4 : Calcul des liernes

-les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction, ils sont généralement formés de barres rondes ou de petites cornières.

III.4.1 : Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes

$$R = 1,25 Q_y \times l \div 2 = 1,25 \times 29,82 \times 3,17 = \mathbf{118,16 daN}$$

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

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{118,16}{2} = 59,08 daN$$

-Effort dans le tronçon L₂ : T₂ = R + T₁ = 118,16 + 59,08 = 177,24 daN

-Effort dans le tronçon L₃ : T₃ = R + T₂ = 118,16 + 177,24 = 295,4 daN

-Effort dans le tronçon L₄ : 2T₄ . sin θ = T₃

$$\theta = \arctg \frac{1,36}{3,17} = 23,22^\circ$$

$$T_4 = \frac{T_3}{2 \sin \theta} = \frac{295,4}{2 \sin 23,22} = 374,61$$

III.4.2 : Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est : L₄

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

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} ; N_{sd} = T_4 \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{T_4 \cdot \gamma_{M0}}{f_y} \Rightarrow A \geq \frac{374,61 \times 1,1}{2350} = 0,175 cm^2$$

$$A = \frac{\pi \phi^2}{4} \geq 0,175 cm^2 \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,175}{\pi}} = 0,47 cm$$

Soit une barre ronde de diamètre : $\phi = 0,50\text{cm} = 5\text{mm}$

Pour des raisons pratiques on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 10\text{mm}$

III.5 : Calcul de l'échantignole

L'échantignole est une pièce permettant la fixation des pannes intermédiaires sur l'arbalétrier

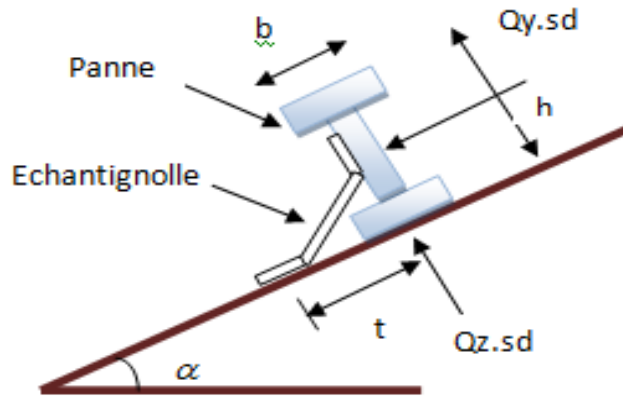


Figure III.8 : représentation d'échantignole de la panne.

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

$$2(b/2) \leq t \leq 3(b/2)$$

Pour IPE140 : $b=73\text{mm}$; $h=140\text{mm}$

$73\text{mm} \leq t \leq 109,5\text{mm}$; On adopte $t=90\text{mm}$.

-La combinaison la plus défavorable $\rightarrow G_z - 1,5V = -133,33\text{daN/m}$

-L'effort Revenant à l'échantignole n'est rien que la réaction d'appui des pannes, on prendre l'effort maximal correspondant à l'échantignole intermédiaire (Non l'échantignole de rive)

Donc : $R = q_{uz} * L = 133,33 * 6,34 = 845,31\text{daN}$

-Calcul de moment de renversement M_R :

-L'effort R risque de provoquer le pliage de l'échantignole, donc :

$$M_R \leq M_{\text{pliage}}$$

$$M_R = 845,3 * 9 = 7607,7 \text{ daN.cm}$$

M_{pliage} : le moment résistant au pliage de l'échantignole ; $M_{\text{pliage}} = Wel \frac{fy}{\gamma_{m_0}}$

Tel que : $M_R \leq M_{\text{pliage}}$

$$\text{Donc : } Wel \geq \frac{\gamma_{m_0} * M_R}{fy} = \frac{1,1 * 7607,7}{2350} \Rightarrow Wel \geq 3,56\text{cm}^2$$

Pour une section rectangulaire: $W_{ely} = \frac{a * e^2}{6}$

Tel que : $\frac{a * e^2}{6} \geq Wel \Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 * Wel}{a}}$

$= e \geq \sqrt{\frac{6 * 3,56}{19}} \Rightarrow e \geq 1,06cm = 10,6mm$

On adopte : **e=12mm.**

III.6 : Calcul des lisses de bardage

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

III.6.1 : Panneaux bardage

III.6.1.1 : Détermination de poids propre de bardage

D'après ce tableau ci-dessous on fait choisit un panneau de bardage de 40mm d'épaisseur ce qui donne un poids de **12.9kg/m²**

CARACTERISTIQUES DU PANNEAU		Epaisseurs nominales du l'âme (mm)						
		30	40	50	60	80	100	120
DIMENSIONNELLES	Epaisseur parement extérieur (mm)	0,50 -0,63 – 0,75						
	Epaisseur parement intérieur (mm)	0,50 -0,63						
	Largeur utile	1000 mm						
	Largeur hors out	1080 mm						
	Longueur maximale hors tout	16000 mm						
	Débord en extrémité	50 – 100 – 200 – 300 mm						
PONDERALES (kg /m ²)	Ex . en épaisseurs 0,63 et 0,63 mm	12,5	12,9	13,3	13,7	14,5	15,3	16,1

Tableau III.4 détail de panneau sandwich (bardage).

III.6.1.2 .Détermination de la portée maximale pour le bardage

Dans notre cas la charge du vent maximale sur les parois verticales

W= 550,01 N/m²= 0,55 KN/m² (Une pression). On suppose que le panneau de bardage soit repose sur plusieurs appuis (lisses), à l'aide de tableau ci-dessous on déterminera la portée maximale entre les lisses :

2 APPUIS								PORTEE (mm)	3 APPUIS							
Epaisseurs nominales de l'âme									Epaisseurs nominales de l'âme							
120	100	80	60	50	40	30	30		40	50	60	80	100	120		
PRESSION				141	119	101	3,00	149							PRESSION	
DEPRESSION			156	142	128	96		109	132	148					DEPRESSION	
PRESSION			142	123	103	84	3,20	130	150	160					PRESSION	
DEPRESSION		151	139	124	109	84		97	119	133	148				DEPRESSION	
PRESSION		145	127	109	90	71	3,40	115	132	153	160				PRESSION	
DEPRESSION	158	158	133	124	109	94		74	86	107	120	132	127			DEPRESSION
PRESSION	148	148	131	114	97	79	60	3,60	102	117	137	157	160			PRESSION
DEPRESSION	135	135	120	111	96	81	66		78	97	108	119	121	123	123	DEPRESSION
PRESSION	134	134	119	103	87	70	52	3,80	91	104	123	142	160	160	160	PRESSION
DEPRESSION	131	131	109	99	85	71	59		72	88	98	108	115	122	122	DEPRESSION

Tableau III.5. le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur.

$W = 55.00 \text{ daN/m}^2$ Cette valeur elle est vérifiée pour une charge utile 104 daN/m^2 ce qui correspondant à entraxe maximal de 380cm avec une épaisseur de 40mm ; cas de panneau repose sur plusieurs appuis.

⇒ On prend l'entraxe entre les lisses $e = 1.5\text{m}$.

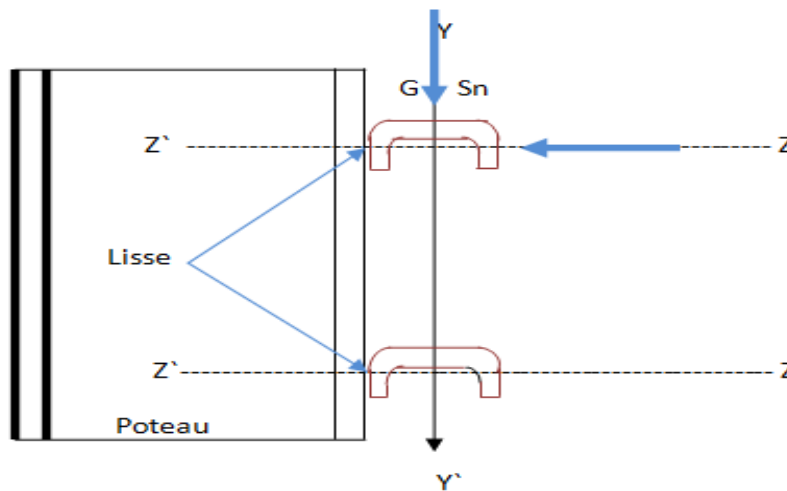


Figure III.9. Disposition de la lisse de bardage

III.6.2. Données de calcul

- Chaque lisse repose sur deux appuis.
- Entre axes des lisses 1.5m.
- On dispose de 5lignes de lisses sur chaque paroi.

III.6.3. Détermination des charges et surcharges.

a)Charges permanentes

- Poids propre de bardage (panneaux sandwich)..... **12.9 Kg/m²**
- Poids propre d’accessoires d’attaches.....**05Kg /m²**
- Poids propre de lisse estimé(UPE)..... **12.5Kg/m²**

$$G = (P \text{ bardage} + P \text{ accessoire}) * e + P \text{ lisse}$$

e : espacement entre les lisses e= 1.5m

$$G = (12.9 + 5) * 1.5 + 12.5 = 39.5Kg/ml$$

$$G=0.397KN/ml.$$

b) Surcharges climatiques dues au vent

On calcule les lisses de bardages avec la valeur obtenue : W=55.00daN /m² (voir chapitre II).

D’ou : $V=W*e=0.55* e = 0.55 * 1.5 = 0.825KN/ml.$

1) Charges appliquées à l’ELU :

$$Q_{UY} = (1.35G)=0.535KN/ml$$

$$Q_{UZ} = (1.5V)=1,237KN/ml$$

2) Charges appliquées à l’ELS :

$$Q_{Sy}=0.397KN/ml$$

$$Q_{sz}=0.825KNml$$

Dimensionnement à LELS:

Il faut vérifier que : $f \leq f_{adm}.$

$$f_z = \frac{5Q_zXL^4}{384XEI_y} = \frac{5 \times 0.825 \times 10^{-2} \times (634)^4}{384 \times 21000 \times EI_y} \leq f_{adm} \text{ (Poutre sur deux appuis)}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{634}{200} = 3.17cm$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 0.825 \times 10^{-2} \times (634)^4}{384 \times 21000 \times 3.17}$$

Donc $I_y \geq 269.25cm^2$ ainsi on adopte un UPE120 dont $I_y=363.5cm^4$ et $P=12.10Kg/ml$

La charge G devient alors :

$$G_p = (12.9 + 5) * 1.5 + 12.10 = 38.95Kg/ml$$

Et les combinaisons de charges deviennent:

ELU:

$$Q_{UY} = (1.35G) = 0.525 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{UZ} = (1.5V) = 1.236 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$Q_{Sy} = 0.389 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{sz} = 0.825 \text{ KN/ml}$$

➤ **Vérification de la flèche selon l'axe Y-Y (poutre sur trois appuis) :**

$$f_y = \frac{2.05 \times Q_{sz} \left(\frac{l}{2}\right)^4}{384 \times E I_z} = \frac{2.05 \times 0.825 \times 10^{-2} \times \left(\frac{6.34}{2}\right)^4}{384 \times 21000 \times 55.40} = 0.38 \leq f_{adm} = 1.58 \text{ condition vérifiée}$$

III .6.4. Condition de la résistance à la limite (ELU) :

a) Vérification à la flexion bi-axiale :

$$\left[\frac{M_{y, sd}}{M_{ply, rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z, sd}}{M_{plz, rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Avec : $\alpha=2$, $\beta=1$ pour les sections de classe 1

• **Axe Z-Z :**

$$M_Y = \frac{Q_{UZ} l^2}{8} = \frac{1.237 \times 6.34^2}{8} = 6.215 \text{ KN/m (poutre sur deux appuis)}$$

• **Axe Y-Y :**

$$M_Z = \frac{Q_{UY} \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{0.525 \times 3.17^2}{8} = 0.659 \text{ KN/m (Poutre sur trois appuis)}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{y_{m0}} = \frac{13.79 \times 23.5}{1} 10^{-2} = 11.11 \text{ KN/M}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_z}{y_{m0}} = \frac{60.58 \times 23.5}{1} 10^{-2} = 14.23 \text{ KN/M}$$

Et la condition sera :

$$\left[\frac{6.215}{11.11} \right]^2 + \left[\frac{0.659}{14.23} \right]^1 = 0.359 < 1 \text{ Condition vérifiée}$$

b) vérification au cisaillement :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante(EC3 P 153)

$$V_{z, sd} < V_{pl, rd}$$

$$V_{z, sd} = \frac{qz \times l}{2} = \frac{1.237 \times 6.34}{2} = 3.92 \text{ KN/m}$$

$$V_{pl, rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times y_{m0}} = \frac{5.38 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 78.69 \text{ KN/m}$$

$$D'où V_{z, sd} = 3.92 < V_{pl, rd} = 78.69 \text{ KN/m}$$

Donc la résistance des lisses au cisaillement est vérifiée.

c) Vérification au déversement :

Calcul de l'élançement réduit

$$\overline{\lambda}_{l,t} = \left(\frac{\lambda_{l,t}}{\lambda_1}\right) X [\beta_A]^{0.5} \quad \text{avec} \quad \lambda_{l,t} = \frac{\frac{I_z}{i_z}}{(C1)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{I_z}{h} \frac{1}{t_f}\right)^2 \right]^{0.5}}$$

$$\lambda_1 = \pi \times \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0.5} = 93.9 \varepsilon \quad ; \quad \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y}\right]^{0.5} = 1 \quad ; \quad \lambda_{l,t} = \frac{\frac{55.40}{1.90}}{(1.132)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{55.40}{1.90} \frac{1}{0.8}\right)^2 \right]^{0.5}} = 25.133$$

$$\lambda_{l,t} = \left(\frac{25.133}{93.9}\right) X [1]^{0.5} = 0.26 < 0.4$$

La semelle comprimée est soutenue par le bardage, donc la vérification au déversement est inutile. Toutes les conditions sont vérifiées donc on adopte l'UPE120.

III.7. Calcul des liernes

Les suspentes 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 lisses.

III.7.1. Calcul de l'effort de traction dans la suspente la plus sollicitée.

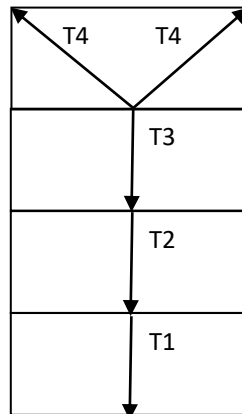


Figure III.10. les efforts dans les lisses.

$$R = 1.25 \times (1.35G) \times l / 2 = 1.25 \times (1.35 \times 0.389) \times 6.34 / 2 = 0.656 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L1:

$$T1 = R / 2 = 2.08 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon L2 :

$$T2 = T1 + R = 0.656 + 2.08 = 2.736 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon L3:

$$T_3 = T_2 + R = 2.736 + 2.08 = 4.816 \text{ KN}$$

Efforts dans les diagonales L4 :

$$2T_4 \sin \theta = T_3 \quad \text{avec } \phi = \arctg 1.5/3.17 = 25.32^\circ$$

$$T_4 = T_3 / 2 \sin \theta = 4.81 / 2 \sin 25.32 = 5.623 \text{ KN}$$

• **Calcul de la section des liernes :**

Condition de vérification à la résistance :

$$N_{std} \leq N_{pl,rd}$$

Avec $N_{pl,rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0}$ et $N_{t,sd} = T_4$ (la valeur maximale).

Donc $A \geq N_{t,sd} \cdot \gamma_{m0} / f_y$

$$A \geq \frac{5.62 \times 1}{23.5} = 0.239 \text{ cm}^2 ; A = \pi \phi^2 / 4 \text{ d'où } \phi \geq 0.55 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$.

III.8 : Calcul des potelets :

Les potelets sont les plus souvent des profilés laminés en **I** ou **H** destinés rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent.

Le potelet travaille à la flexion sous l'action de l'effort du vent transmis par les bardages et les lisses, et à la compression sous l'effet de son poids propre, du poids du bardage et des lisses qui lui sont attachés, de ce fait fonctionne à la flexion composée.

III.8.1 : Evaluation des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé ;

A) Charges permanentes (G) :

Poids du bardage **12.9 Kg /m²**

Poids propre de la lisse (UPE 120)..... **12.10 Kg/ml**

Poids propres d'accessoires de pose.. **5 Kg/m²**

G=poids propre du potelet+poids propre des lisses+poids propres du bardage

H=Hauteur du potelet : **H=7.31m**

Poids propre du potelet à déterminer.

B) Surcharge climatique W :

La surcharge du vent sur le pignon est ;

$$W = 55.00 \text{ daN/m}^2$$

$$V = W \cdot 4 = 55 \cdot 4 = 220 \text{ daN/m}$$

III.8.2 : Le pré dimensionnement du potelet :

Sous la condition de flèche :

$$f_z = \frac{5 \times q_{ws} \times h^4}{384 \times E I_y} = \frac{5 \times 2.20 \times 10^{-2} \times (7.31)^4}{384 \times 21000 \times E I_y} \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{731}{200} = 3.65\text{cm} \rightarrow$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 2.20 \times 10^{-2} \times (731)^4}{384 \times 21000 \times 3.65} \geq 1067.133\text{cm}^3$$

Ce qui correspond à un profilé **IPE 330**

Caractéristiques géométriques de l'IPE330

P(kg/m)	H(mm)	b(mm)	tw(mm)	tf(mm)	r(mm)	d(mm)
49.1	330	160	7.5	11.5	18	271
A(cm ²)	Iy(cm ⁴)	iy(cm)	Wpl,y(cm ³)	Iz(cm ⁴)	iz(cm)	Wpl,z(cm ³)
62.6	11770	13.71	804.3	788.1	3.55	153.7

Tableau III.6: Caractéristique et dimensions d'IPE330

Les charges permanentes :

$$G = (12.9+5) \times 7.31 \times 4 + (12.10 \times 4 \times 5) + (49.1 \times 7.31) = 11.24\text{K}$$

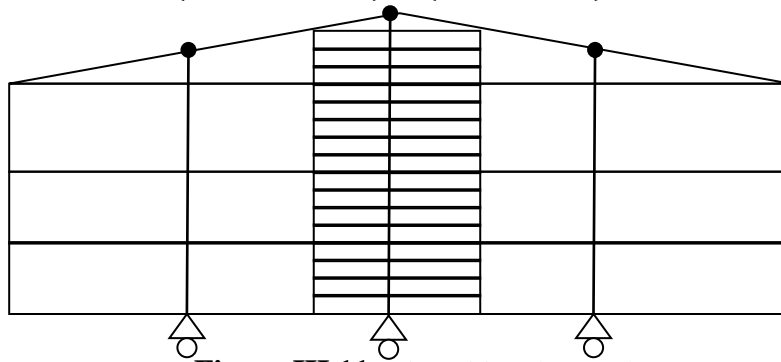


Figure III.11. Disposition des potelets.

III.8.3. Vérification de la stabilité au flambement flexion sous N et M à L'ELU :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot (A \cdot f_y / \gamma_{m1})} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{PLY} \cdot (f_y / \gamma_{m1})} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{PLz} \cdot (f_y / \gamma_{m1})} \leq 1$$

Avec $N_{sd} = 1.35G = 1,35 \times 11.24 = 15.17\text{KN}$

$$M_{Y,sd} = 1.5 \nu \frac{l^2}{8} = 22.04\text{KN.m} ,$$

$$M_{sdz} = 0$$

Autour de l'axe YY (dans le plan de l'âme), le potelet risque de flamber sur toute sa longueur

Alors la longueur la longueur de flambement $l_{ky} = 7.31\text{m}$

Autour de l'axe ZZ (dans le plan perpendiculaire à l'âme, le poteau est empêché de flamber sur toute sa longueur par les lisses de bardage.

Alors la longueur la longueur de flambement $l_{kz} = 1.50\text{m}$

III.8.3.1.Calcul des élancements

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_{ky}} = \frac{7.31}{7.42} = 98.517 \\ \lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_{kz}} = \frac{1.50}{2.50} = 73.17 \end{cases}$$

III.8.3.2.Calcul de l'élancement critique

$$\varepsilon = \left(\frac{235}{f_y}\right)^{0.5} = 1 \text{ acier S235 D'où } \lambda_{cr} = 93.3\varepsilon = 93.3 \times 1 = 93.1$$

III.8.3.3.Calcul des élancements réduits

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{98.517}{93.9\sqrt{1}} = 1.04 > 0.2 \text{ risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{73.17}{93.9\sqrt{1}} = 0.77 > 0.2 \text{ risque de flambement}$$

$$\sqrt{\beta_w} = 1 \text{ IPE 330 de classe 1}$$

III.8.3.4.Calcul du coefficient de réduction

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z)$$

Choix de la courbe de flambement (Tableau 5.5.3 Eurocode 3)

$$\frac{h}{b} = \frac{360}{160} = 1.97 < 1.2 \text{ et } t_f = 11.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm (IPE 330)}$$

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de flambement
Y-Y	A	$\alpha_y = 0.21$
Z-Z	B	$\alpha_z = 0.34$

Coefficients de flambement correspondant à la section

III.8.3.5 : Calcul de χ_{\min}

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \lambda_y^2]^{0.5}} \text{ avec } \chi_y \leq 1$$

$$\varphi_y = 0.5[1 + \alpha_y (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2]$$

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.21(1.49 - 0.2) + 1.049^2] = 1.113 \text{ d'où } \chi_y = 0.63$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \lambda_z^2]^{0.5}} \text{ avec } \chi_z \leq 1$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + \alpha_z (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2]$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0.34(0.77 - 0.2) + 0.77^2] = 0.89 \text{ d'où } \chi_z = 0.89$$

$$\chi_{\min} = \min(0.63, 0.89) \text{ donc } \chi_{\min} = 0.63$$

III.8.3.6 : Calcul du facteur d'amplification

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times f_y \times f_y} \text{ et } K_y \leq 1.5$$

Le potelet étant bi-articulé à ses extrémités et d'après le tableau de calcul de moments équivalents

$$\beta_{my} = \beta_{mq} = 1,3 \text{ (charge de vent uniformément répartie)}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{my} - 4) + \left(\frac{W_{ply} + W_{ply}}{W_{ply}} \right)$$

$$\mu_y = 1.04(2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{8043 - 713.1}{713.1} \right) = -1.31 < 0.9$$

$$K_y = \frac{1 - (-1.31) \times 15.17}{0.63 \times 62.6 \times 23.5} = 0.98 < 1.5$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{804.3 \times 23.5}{1.1} = 171.8 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = 6260 \times 235 = 1471 \times 10 \text{ N soit } N_{pl,rd} = 1471 \text{ KN}$$

$$\frac{15.17}{0.63 \times 1471} + \frac{0.98 \times 22.04}{171.81} = 0.143 < 1 \text{ (Condition vérifiée)}$$

III.9. Vérification de la stabilité au déversement

III.9.1. Calcul de l'élanement réduit

$$\bar{\chi}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \right) X[\beta_A]^{0.5} \sqrt{\beta_w} = 1 \text{ IPE 330 de classe 1}$$

$$\lambda_{l,t} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C1)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{l_z}{\frac{h}{8}} \right)^2 \right]^{0.5}}$$

$$\lambda_{l,t} = \frac{\frac{101}{2.05}}{(1.132)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{101}{\frac{180}{8}} \right)^2 \right]^{0.5}} = 41.58 \text{ ET } \sqrt{\beta_w} = 1 \text{ IPE 330 de classe 1}$$

$$\lambda_1 = \pi \times \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.9 \varepsilon, \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$$

Donc

$$\bar{\chi}_{LT} = \frac{104.4}{93.9} \times 1^{0.5} = 1.11 > 0.4 \text{ (pas de risque de déversement)}$$

III.10. Conclusion

Ce chapitre que nous nous a permis de déterminer la nature et le dimensionnement des profilés des éléments secondaires, qui devront résister aux différentes sollicitations

Chapitre IV

Action

d'ensemble

IV.1.Introduction

Après le dimensionnement des éléments de la structure, La stabilité d'ensemble est vérifiée sous l'action du vent.

IV.2.Calcul des forces à l'aide des pressions de surfaces

La force exercée par le vent F_w peut être déterminé par sommation vectorielle des forces qui donne par :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{w,e} = C_d * \sum W_e * A_{ref} \implies \text{Forces extérieures.} \\ F_{w,i} = \sum W_i * A_{ref} \implies \text{Forces intérieures.} \\ F_{fr} = C_{fr} * q_p(z_e) * A_{fr} \implies \text{Forces de frottement.} \end{array} \right.$$

[RNV2013,p :58 ;paragraphe 2.6.2]

IV.2.1.Vent sur pignonV2:

a/Forces extérieures

Parois verticales :

On a: $W_e = q_p(z_e) * C_{pe}$; $q_p(z_e) = 504,6 \text{ N/m}^2$; $C_d = 1$

Zone A: $C_{pe} = -1 \implies W_e = 0,504 * -1 = -0,504 \text{ kN/m}^2$

Zone B : $C_{pe} = -0,8 \implies W_e = 0,504 * -0,8 = -0,403 \text{ kN/m}^2$

Zone	Cd	We(kn/m ²)	A _{ref} (m ²)	We*A _{ref} (kN)
A	1	-0,504	18,24	-9,19
B	1	-0,403	72,96	-29,40
C	1	-0,252	99	-24,94
D	1	0,403	192	77,37
E	1	-0,151	192	-28,99

Tableau IV.1. Valeurs des forces extérieures de la paroi verticale sens V2

Donc: $F_{w,e} = C_d * \sum W_e * A_{ref}$

$$\Rightarrow F_{w,e} = -15,15 \text{ KN}$$

Toiture :

Zone Fsup: $C_{pe} = -1,56 \implies W_e = 0,504 * -1,56 = -0,786 \text{ kN/m}^2$

Zone G : $C_{pe} = -1,3 \implies W_e = 0,504 * -1,3 = -0,655 \text{ kN/m}^2$

Zone	Cd	We(kn/m ²)	A _{ref} (m ²)	We*Aref (kN)
Fsup	1	-0,787	5,89	-4,63
Finf	1	-0,787	5,89	-4,69
G	1	-0,655	37,82	-24,77
H	1	0,317	198,40	-62,89
I	1	-0,267	786,44	-209,97

Tableau IV.2. Valeurs des forces extérieures de la toiture sens V2

Donc: $F_{w,e} = -306,95KN$

b/Forces intérieures

Parois verticales :

On a: $W_i = q_p(ze) * C_{pi}$; $q_p(ze) = 504,6N/m^2$

Zone A: $C_{pi}=0,09 \implies W_i = 0,504 * 0,09 = 0,045kN/m^2$

Zone B : $C_{pi}=0,09 \implies W_i = 0,504 * 0,09 = 0,045kN/m^2$

Zone	A _{ref} (m ²)	Wi (KN/m ²)	We*Aref (kN)
A	18,24	0,045	0,82
B	72,96	0,045	3,28
C	99	0,045	4,45
D	192	0,045	8,64
E	192	0,045	8,64

Tableau IV.3. Valeurs des forces intérieures de la paroi verticalesensV2

Donc : $F_{w,i} = \sum W_i * A_{ref}$

$\implies F_{w,i} = 25,838KN$

Toiture :

Zone	A _{ref} (m ²)	Wi (KN/m ²)	We*Aref (kN)
Fsup	5,89	0,045	0,265
Finf	5,89	0,045	0,265
G	37,82	0,045	1,701
H	198,40	0,045	8,928
I	786,44	0,045	35,389

Tableau IV.4. Valeurs des forces intérieures de la toiture sens V2

Donc : $F_{w,i} = 46,54 \text{KN}$

c/Forces de frottements.

On a : $F_{fr} = C_{fr} * q_p(z_e) * A_{fr}$

C_{fr} : le coefficient de frottement (on a les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent, Donc $C_{fr} = 0,04$) [RNV2013p ;59 ; paragraphe 2.6.3]

A_{fr} : l'aire de l'élément de surface considéré

➤ Parois verticales :

$$A_{fr} = 2 * d * h = 2 * 31,7 * 6 = 380,4 \text{m}^2$$

$$F_{fr} = 0,04 * 50,46 * 380,4$$

$F_{fr} = 767,79 \text{daN}$

➤ Toiture :

$$A_{fr} = 2 * d * h = 2 * 31,7 * \frac{16}{\cos 11,30} = 1034,45 \text{m}^2$$

$$F_{fr} = 0,04 * 50,46 * 1034,45$$

$F_{fr} = 2087,94 \text{daN}$

d/ Force totale exercée par le vent F_w :

➤ Parois verticales

$F_w = 10,68 \text{KN}$

➤ Toiture

$F_w = -260,40 \text{KN}$

V.2.2. Vent sur long pan V1:

a/Forces extérieure

Parois verticales :

Zone	Cd	We(kN/m ²)	A _{ref} (m ²)	We*A _{ref} (kN)
A	1	-0,504	18,24	-9,19
B	1	-0,403	72,96	-29,40
C	1	-0,252	100,8	-25,40
D	1	0,403	190,2	76,65
E	1	-0,151	190,2	-28,72

Tableau IV.5. Valeurs des forces extérieures de la paroi verticale sens V1

Donc: $F_{w,e} = -16,36 \text{KN}$

Toiture :

Zone	Cd	We(kn/m ²)	A _{ref} (m ²)	We*Aref (kN)
Fsup	1	-0,716	5,89	-4,217
Finf	1	-0,716	5,89	-4,217
G	1	-0,474	37,35	-17,703
H	1	-0,206	209,47	-43,150
I	1	-0,302	253,6	-76,587
J	1	-0,504	253,6	-127,814

Tableau IV.6. Valeurs des forces extérieures de la toiture sens V1

Donc: $F_{w,e} = -273,688KN$

b/Forces intérieures**Parois verticales :**

Zone	A _{ref} (m ²)	Wi (KN/m ²)	We*Aref (kN)
A	18,24	-0,09	-1,641
B	72,96	-0,09	-6,566
C	100,8	-0,09	-9,072
D	190,2	-0,09	-17,118
E	190,2	-0,09	-17,118

Tableau IV.7. Valeurs des forces intérieures de la paroi verticale sensV1

Donc : $F_{w,i} = -51,515KN$

Toiture :

Zone	A _{ref} (m ²)	Wi (KN/m ²)	We*Aref (kN)
Fsup	5,89	-0,09	-0,530
Finf	5,89	-0,09	-0,530
G	37,82	-0,09	-3,361
H	209,47	-0,09	-18,852
I	253,6	-0,09	-22,824
J	253,6	-0,09	-22,824

Tableau IV.8. Valeurs des forces intérieures de la toiture sens V1

Donc : $F_{w,i} = -68,921KN$

d/ Force totale exercée par le vent F_w :

➤ **Parois verticales**

$$F_w = -67,88 \text{ KN}$$

➤ **Toiture**

$$F_w = -342,60 \text{ KN}$$

IV.3. Détermination des moments renversants (M_R)

IV.3.1. Cas du vent

On a deux composantes d'action du vent, une composante horizontale ($F_{we,h}$) et composante verticale ($F_{we,v}$).

a/ vent perpendiculaire au pignon V2

Forces extérieures : $F_{w,e} = C_d * \sum W_e * A_{ref}$

Zone	composante horizontale T(KN)	composante verticale U(kN)	point d'application		
			X(m)	Y(m)	Z(m)
D	77,37	0	16	0	3
E	-28,99	0	16	31,7	3
F1	0	-4,63	1,9	0,76	6,3
F2	0	-4,69	30,1	0,76	6,3
G	0	-24,77	12,2	0,76	6,89
H	0	-62,89	16	3	7
I	0	-209,97	16	12,05	7
Fwe,h	48,38		$X_T = 16$	$Y_T = -18,99$	$Z_T = 3$
Fwe,v		-306,95	$X_U = 15,69$	$Y_U = 8,94$	$Z_U = 6,96$

Tableau IV.9. valeurs des forces extérieures horizontales et verticales sens V2

$$X_T = \frac{\sum T_i * X_i}{\sum T_i} = \frac{77,37 * 16 - 28,99 * 16}{48,38} = 16m$$

$$Y_T = \frac{\sum T_i * Y_i}{\sum T_i} = \frac{77,37 * 0 - 28,99 * 31,7}{48,38} = -18,99m$$

$$Z_T = \frac{\sum T_i * Z_i}{\sum T_i} = \frac{77,37 * 3 - 28,99 * 3}{48,38} = 3m$$

$$X_U = \frac{\sum U_i * X_i}{\sum U_i} = \frac{-4,63 * 1,9 - 4,69 * 30,1 - 24,77 * 12,2 - 62,89 * 16 - 209,97 * 16}{-306,95} = 15,69m$$

$$Y_U = \frac{\sum U_i * Y_i}{\sum U_i} = \frac{-4,63 * 0,76 - 4,69 * 0,76 - 24,77 * 0,76 - 62,89 * 3 - 209,97 * 12,05}{-306,95} = 8,94m$$

$$Z_U = \frac{\sum U_i * Z_i}{\sum U_i} = \frac{-4,63 * 6,3 - 4,69 * 6,3 - 24,77 * 6,89 - 62,89 * 7 - 209,97 * 7}{-306,95} = 6,96m$$

Forces intérieures : $F_{w,i} = \sum W_i * A_{ref}$

Zone	composante horizontale T(KN)	composante verticale U(kN)	point d'application		
			X(m)	Y(m)	Z(m)
D	8.64	0	16	0	3
E	8.64	0	16	31.7	3
F1	0	0.265	1.9	0.76	6.3
F2	0	0.265	30.1	0.76	6.3
G	0	1.701	12.2	0.76	6.89
H	0	8.928	16	3	7
I	0	35.385	16	12.05	7
Fwe,h	17.28		X _T = 16	Y _T = 15,85	Z _T =3
Fwe,v		46.548	X _U = 15.861	Y _U = 9.80	Z _U =6,98

Tableau IV.10.valeurs des forces intérieure horizontales et verticales sens V2

La Force résultante

	composante horizontale T(KN)	composante verticale U(kN)	Coordonnées des points d'application		
			X(m)	Y(m)	Z(m)
Fw,e	48.38	0	16	18.99	3
Fw,e	0	-306.95	15.69	8.94	6.96
Fw,i	17.28	0	16	15.85	3
Fw,i	0	-46.548	15.861	9.80	6.98
Fwh	65.66		16	18.16	3
Fwh		-353.49	15.78	9.05	6.96

Tableau IV.11.valeurs des forces Fw sens V2

- **Calcul du moment de renversement**

a/ **Le moment renversement par rapport à l'axe XX :**

$$M_{R,XX} = f_v * Y_v = -353,49 * 9,05 = -3199,08 \text{KN.m}$$

b/ **le moment renversement par rapport à l'axe YY :**

$$M_{R,YY} = f_v * X_h = 65,66 * 16 = 1050,56 \text{KN.m}$$

- **Calcul du moment stabilisant :**

$$M_s = W * b / 2$$

W : poids total du bâtiment = 507,20KN

$$M_s = 507,20 * 16 = 8115,20 \text{KN.m}$$

$M_r < M_s$ La stabilité est vérifiée.

b/ **vent perpendiculaire au long pan V1**

$$\text{Forces extérieures : } F_{w,e} = C_d * \sum W_e * A_{ref}$$

Zone	composante horizontale T(KN)	composante verticale U(kN)	point d'application		
			X(m)	Y(m)	Z(m)
D	76.650	0	0	15.85	3
E	-28.720	0	16	15.85	3
F1	0	-4.217	1.9	0.76	6.3
F2	0	-4.217	1.9	29.8	6.3
G	0	-17.703	1.9	15.85	6.3
H	0	-43.150	8	15.85	6.6
I	0	-76.587	15.24	15.85	6.98
J		-127.814	16	15.85	7
Fwe,h	47.93		X _T = -9.58	Y _T = 15,85	Z _T =3
Fwe,v		-273.68	X _U = 13.17	Y _U = 15,83	Z _U =6,86

Tableau IV.12.valeurs des forces extérieurs horizontales et verticales sens V1

$$X_T = \frac{\sum T_i * X_i}{\sum T_i} = \frac{76,650 * 0 - 28,720 * 16}{47,93} = -9,58m$$

$$Y_T = \frac{\sum T_i * Y_i}{\sum T_i} = 15,85m \quad Z_T = \frac{\sum T_i * Z_i}{\sum T_i} = 3$$

$$X_U = \frac{\sum U_i * X_i}{\sum U_i} = 13,17m \quad Y_U = \frac{\sum U_i * Y_i}{\sum U_i} = 15,83m \quad Z_U = \frac{\sum U_i * Z_i}{\sum U_i} = 6,86$$

Forces intérieures : $F_{w,i} = \sum W_i * A_{ref}$

Zone	composante horizontale T(KN)	composante verticale U(kN)	point d'application		
			X(m)	Y(m)	Z(m)
D	-17.118	0	0	15.85	3
E	-17.118	0	16	15.85	3
F1	0	-0.530	1.9	0.76	6.3
F2	0	-0.530	1.9	29.8	6.3
G	0	-3.301	1.9	15.85	6.3
H	0	-18.852	8	15.85	6.6
I	0	-22.824	15.24	15.85	6.98
J		-22.824	16	15.85	7
Fwe,h	-34.24		$X_T=8$	$Y_T=15,85$	$Z_T=3$
Fwe,v		-273.68	$X_U=12.66$	$Y_U=15,83$	$Z_U=6,83$

Tableau IV.13.valeurs des forces intérieurs horizontales et verticales sens V1

La Force résultante

	composante horizontale T(KN)	composante verticale U(kN)	Coordonnées des points d'application		
			X(m)	Y(m)	Z(m)
Fw,e	47.93	0	-9.58	15.85	3
Fw,e	0	-273.68	13.17	15.83	6.86
Fw,i	-34.23	0	8	15.85	3
Fw,i	0	-68.86	12.66	15.84	6.83
Fwh	13.7		-53.06	15.85	3
Fwv		-342.54	13.06	15.83	6.85

Tableau IV.14.valeurs des forces Fw sens V1

- **Calcul du moment de renversement**

a/ Le moment renversement par rapport à l'axe XX :

$$M_{R,XX} = f_v * Y_v = -342,54 * 15,83 = -5422,40 \text{KN.m}$$

b/ le moment renversement par rapport à l'axe YY :

$$M_{R,yy} = f_h * X_h = 13,7 * -53,50 = -732,95 \text{KN.m}$$

▪ **Calcul du moment stabilisant :**

$$M_s = W * b / 2$$

W : poids total du bâtiment = 507,20 kN

$$M_s = 507,20 * 15,85 = \mathbf{8039,12 \text{KN.m}}$$

$M_r < M_s$ La stabilité est vérifiée.

IV.4.CONCLUSION

Tous les moments résistants stabilisateurs sont supérieurs aux moments renversants, donc il n'y a pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

Chapitre V

Etude sismique

V.1.Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre, produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent les vies humaines et pour y remédier de nombreuses études ont été élaborées à ce sujet.

V.2.Méthode de calcul

D'après le Règlement parasismique Algérien RPA 99 Version 2003, le calcul des forces sismiques peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

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

V.3.La Méthode statique équivalente

Dans notre cas, la méthode statique équivalente est applicable.

V.3.1.Principe de la méthode :

-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.

V.3.2.Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans direction horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad [\text{RPA99 version 2013, P25 ; Paragraphe4.2.3}]$$

A : Coefficient d'accélération de la zone

D : facteur d'amplification dynamique moyen

R : Coefficient de comportement global de la structure

Q : Facteur de qualité

W : Poids totale de la structure

- **Coefficient d'accélération de zone A :**

Il est en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

-Dans notre cas : la Zone sismique est : **IIa** et un groupe d'usage **1B(ouvrages de grande importance)**

Donc **A=0,20**

- **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Il est en fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \implies 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2 / T)^{2/3} & \implies T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta(T_2 / 3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & \implies T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site

On a catégorie du site est : **catégorie S₃ (site meuble)**.

Donc $T_2 = 0,5s$ et $T_1 = 0,15s$ [RPA99 version 2003, P34 ; tableau4.7].

η : Le facteur de correction d'amortissement est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On a $\left\{ \begin{array}{l} \text{remplissage Dense} \\ \text{Portique en acier} \end{array} \right.$

Donc $\xi = 5\%$ [RPA99, P26 ; tableau4.2].

Et $\eta = \sqrt{7/(2 + 5)} = 1$

➤ **La période fondamentale (T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empirique

La formule empirique à utiliser selon les cas :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).
=7,6m

C_T : coefficient, il est en fonction du système de contreventement et du type de remplissage

le système de contreventement est **portique auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie**

Donc $C_T = 0,085$ [RPA99 version 2003, P31 ; tableau4.6].

$$T = 0,085 * 7,6^{3/4} = 0,39$$

T=0,39s

On a $T_2 = 0,5s \implies 0 \leq T \leq T_2 = 0 \leq 0,39 \leq 0,5$

Donc $D = 2,5\eta = 2,5 * 1 = 2,5$

D=2,5s

➤ **Coefficient de comportement R :**

La valeur de « R » est donnée en fonction du système contreventement, Dans notre structure on a un système de portique auto stable ordinaires,

Donc **R= 4** [RPA99 version 2003, P28 ; tableau4.3].

➤ **Facteur de qualité Q:**

Le facteur de qualité est fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

Il est déterminé par la formule $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$ [RPA 99 version, P29, équation 4.4]

Pq : la pénalité à retenir selon le critère de qualité « q » est satisfaite ou non

q : critère de qualité.

$Pq = 0.10$ [RPA 99 version 2003, P30, tableau4.4]

Donc Facteur de qualité **Q=1.25**

➤ **Détermination du poids total de la structure W :**

$W = \sum Wi$ Avec $Wi = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ [RPA 99 versioné2003, P30, équation 4.5].

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération.

-Dans notre cas, le type d'ouvrage est un **hangar**, donc :

$\beta = 0,50$ [RPA 99 version 2003, P30, tableau4.5].

➤ **Calcul des charges permanente W_{Gi} :**

$W_{Gi} = 880.17\text{KN}$.

$W_{Qi} = ((P_{neige} + P_{vent})S_{toiture} = (0.298 + 1.911)1105.696 = 2442.48 \text{ KN}$

$W = 880.17 + 0.5 \times 2442.48 = 2101.41\text{KN}$

➤ **Calcul de la force sismique :**

$V = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0,15 * 2,5 * 1,10}{4} * 2101.41 = 216.70 \text{ KN}$

Donc : **V=216.70KN**

V.3.3. Distribution des forces sismiques

- **Distribution sur la hauteur**

$$V = Ft + \sum Fi \quad [\text{RPA 99 version 2003, P32, formule 4.10}].$$

$$F_i = \frac{(V - Ft) W_i \times H_i}{\sum_{j=1}^h W_j \times H_j} \quad [\text{RPA 99 version 2003, P32, formule 4.11}].$$

F_i : Effort horizontal au niveau i

H_i : Hauteur du plancher où s'exerce la force F_i

H_j : Niveau du plancher quelconque

W_i et W_j : poids revenants aux planchers i et j

$$T = 0.30s < 0.7 \text{ donc } Ft = 0$$

Pour notre hangar considéré comme structure à un seul niveau $F_i = V = 216.70 \text{ KN}$

$R_x = 4$: portique auto stable ordinaire

$R_y = 4$: palée triangulée en X

Sens longitudinal sens X : $F_{ix} = V_x = 216.70 \text{ KN}$

Sens transversal sens Y : $F_{iy} = V_y = 216.70 \text{ KN}$

V.4. Comparaison entre les forces sismiques et les forces dues au vent

$$W = 0.832 \text{ KN/m}^2 \text{ (chapitre 02)}$$

$$F_{ix} = 0.832 \times S_{\text{toiture}} = 0.832 \times 1105.69 = 919.99 \text{ KN/m}^2$$

$$F_{iy} = 0.832 \times S_{\text{toiture}} = 0.832 \times 1105.69 = 919.99 \text{ KN/m}^2$$

V.5. 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 contreventement de notre ouvrage.

Chapitre VI

Etude de

Contreventements

et stabilité

VI.1.Introduction

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts du vent dans la structure et les descendre au sol. Ils sont disposés soit en toiture dans le plan des versant (poutre au vent), soit en façades (palées de stabilité), et doivent reprendre les efforts du vent appliqués tant sur les pignons que sur les long-pans. La stabilité est ainsi assurée dans les trois directions de l'espace. On distingue trois types essentiels de contreventements :

- Triangulation (treillis).
- Rigidifications des nœuds (cadre-portique).
- Remplissage (voiles, diaphragme).

VI.2.Contreventements de toiture (poutre au vent)

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, aux potelets puis à la traverse du portique, cette dernière n'est pas rigide transversalement, il est nécessaire de la stabiliser en construisant un dispositif dans le plan de la toiture. La poutre contreventée sera calculée comme une poutre a treillis reposant sur trois appuis et soumise aux réactions horizontales des potelets ; auxquels on adjoint les efforts.

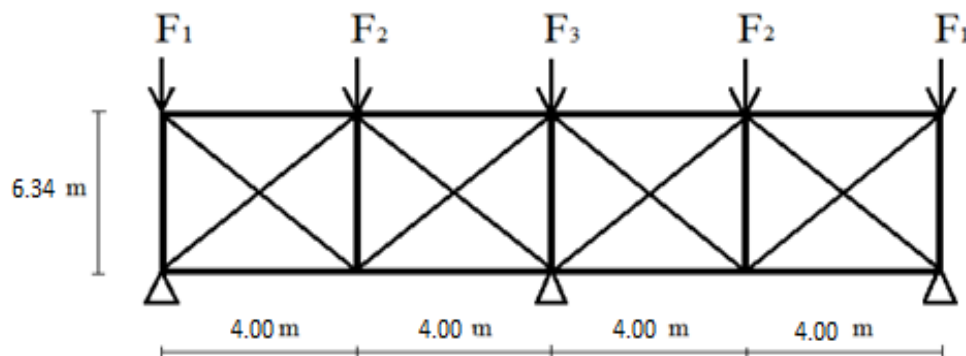


Figure IV.1 : Schéma statique de la poutre au vent

VI.2.1.Evaluation des efforts horizontaux :

On a $F_{fr} = 28.55 \text{ KN}$ et $W_i = 0.55 \text{ KN/m}^2$ (Voir Chapitre Action d'Ensemble)

$$F_i = (W_i \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n}$$

Avec :

F_{fr} : force de frottement

$n = 5$: Nombre de nœuds au niveau de la toiture

$$\text{Donc : } \frac{F_{fr}}{n} = \frac{28.55}{5} = 5.71 \text{ KN}$$

Calcul de S_i :

$$S_i = h_i \times \frac{l_i}{2}$$

Les résultats de F_i sont résumés dans le tableau suivant :

I	1	2	3
h_i (m)	6	6.463	7.313
l_i (m)	2	4	4
S_i (m²)	12	12.926	14.626
W_i (KN/m²)	0.55	0.55	0.55
$W_i.S_i$ (KN)	6.6	7.109	8.044
$\frac{F_{fr}}{n}$	5.71	5.71	5.71
F_i(KN)	12.31	12.819	13.754

Tableau Error! No text of specified style in document.**I.1**:Les valeurs de F_i

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F_1+F_2)+F_3}{2} = \frac{2(12.31+12.819)+13.754}{2} = 32.00 \text{ KN}$$

VI.2.2.Effort de traction dans les diagonales

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprenant aucun effort.

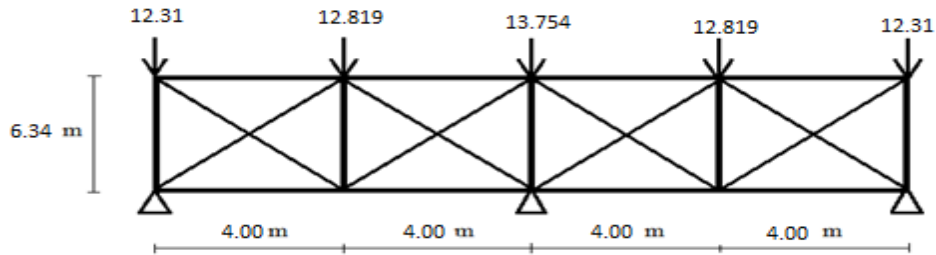
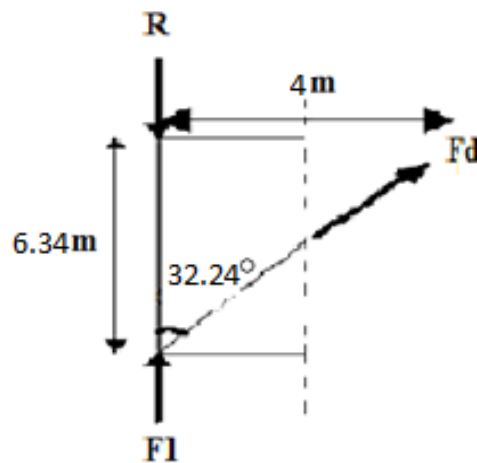


Figure Error! No text of specified style in document.I.1 : Schéma statique de la poutre au vent avec les efforts.

La diagonale la plus sollicitée en traction est celle proche de l'appui :



$$\tan \theta = \frac{4}{6.34} \rightarrow \theta = \arctg \frac{4}{6.34} = 32.24^\circ$$

$$\Sigma F_y = 0 \rightarrow R + F_1 + F_d \times \cos \theta = 0$$

D'où :

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{32.00 - 12.31}{\cos 32.34^\circ} = 23.30 \text{ kN}$$

VI.2.3. Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A

$$N_{Sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{Sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{23.30 \times 1.1}{23.5} = 1.09 \text{ cm}^2$$

On adopte une cornière : **L(60 × 60 × 6)** qui correspond à une section **A=6.88cm²**

VI.2.4.Vérification à la résistance ultime de la section :

$$\text{Condition de résistance : } N_{Sd} = 23.30 \text{ KN} \leq N_{u,Rd} = \frac{0.9 A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M0}}$$

Soit une cornière isolée de **(60 × 60 × 6)** avec un boulon de 16mm. et trous de 18mm

$$\text{Section nette : } A_{net} = A - (e \times d) = 6.88 - (0.6 \times 1.8) = 5.8 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times 5.88 \times 36}{1.25} = 150.33 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 23.30 \text{ KN} \leq N_{u,Rd} = 150.33 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

Donc la cornière **L(60 × 60 × 6)** convient pour les diagonales de la poutre au vent.

VI.3.Vérification des pannes intermédiaires à la résistance (montant de la poutre au vent) :

$$\left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{Ny,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{Nz,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad \alpha = 2 \text{ et } \beta = 5n \quad \beta \geq 1$$

Avec:

$$M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd} \left[\frac{1-n}{1-0.5a} \right]$$

$$M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

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

$$n = \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}}; N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}; M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}; M_{plz,Rd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.13 \times 235}{1} = 20.71 \text{ KN/m.}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19.2 \times 235}{1} = 4.51 \text{ KN/m.}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{16.4 \times 23.5}{1.1} = 385.4 \text{ KN/m.}$$

VI.3.1. Les charges revenant à la panne intermédiaire

$$G = 0.372 \text{ KN/m}$$

$$S_n = 0.68 \text{ KN/m}$$

➤ **Compression**

$$V = F_2 = 12.81 \text{ KN}$$

➤ **Combinaisons de charges**

$$q_{sd} = 1.35G + 1.5N$$

$$N_{sd} = 1.35F_2$$

Donc :

$$q_{sd} = 1.35 \times 0.372 + 1.5 \times 0.68 = 1.522 \text{ KN/m}$$

$$q_{z, sd} = q_{sd} \times \cos \alpha = 1.522 \times \cos 11.30^\circ = 1.492 \text{ KN/m}$$

$$M_{y, sd} = \frac{q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{1.492 \times 6.34^2}{8} = 7.64 \text{ KN.m}$$

$$q_{y, sd} = q_{sd} \times \sin \alpha = 1.522 \times \sin 11.30^\circ = 0.298 \text{ KN/m}$$

$$M_{z, sd} = \frac{q_{y, sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{0.298 \times (6.34/2)^2}{8} = 0.374 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 1.35 \times 12.81 = 17.293 \text{ KN}$$

a) Incidence de l'effort normal

Si $N_{sd} \leq \min(0.25N_{pl, Rd}; 0.5A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}})$ → Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$0.25 N_{pl, Rd} = 0.25 \times 385.4 = 96.35 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 16.4 - (2 \times 7.3 \times 0.69) = 6.32 \text{ cm}^2$$

$$0.5 A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0.5 \times 6.32 \times \frac{23.5}{1.1} = 67.50 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 17.293 \text{ KN} < \min(96.35; 67.50) \text{ KN} = 85.07 \text{ KN}$$

→ L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{Ny, Rd} = M_{ply, Rd}$$

$$M_{Nz, Rd} = M_{plz, Rd}$$

La formule de vérification est la suivante :

$$\left[\frac{7.49}{20.71} \right]^2 + \left[\frac{0.374}{4.51} \right]^1 = 0.213 \leq 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

b) Incidence de l'effort tranchant

Si : $V_{Sd} \leq 0.5V_{pl, Rd} \rightarrow$ Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant. A mi- travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

VI.3.2.Vérification de l'élément aux instabilités (déversement)

La Semelle supérieure :

- La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser, vu qu'elle est fixée à la toiture il n'y a donc pas risque de déversement.

La semelle inférieure :

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

➤ Combinaisons à l'ELU

$$q_u = G + 1.5W_s = -0.20 \text{ KN}$$

$$q_{uz, Sd} = G \cos \alpha + 1.5W_s = 0.195 \text{ KN}$$

$$q_{uy, Sd} = 1.35G \sin \alpha = 0.098 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 1.5V = 1.5F_2 = 19.228 \text{ KN}$$

Avec :

$$G = 0.372 \text{ KN/m} \quad \ll \text{charge permanente} \gg$$

$$W = -0.113 \text{ KN/m} \quad \ll \text{vent de soulèvement} \gg$$

$V = F_2 = 12.819 \text{ KN}$ « effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire »

➤ **Charge de flexion :**

$$q_{uz, Sd} = G \cos \alpha + 1.5W_s = 0.372 \cos 11.30^\circ - 1.5 \times 0.113 = 0.195 \text{ KN/m}$$

$$M_{y, Sd} = \frac{q_{z, Sd} \times l^2}{8} = \frac{0.195 \times 6.34^2}{8} = 0.979 \text{ KN.m}$$

$$q_{uy, Sd} = 1.35G \sin \alpha = 1.35 \times 0.372 \times \sin 11.30^\circ = 0.098 \text{ KN/m}$$

$$M_{z, Sd} = \frac{q_{y, Sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{0.098 \times (6.34/2)^2}{8} = 0.123 \text{ KN.m}$$

➤ **Charge de compression**

$$N_{Sd} = 1.5V = 1.5F_2 = 1.5 \times 12.819 = 19.228 \text{ KN}$$

Vérification au flambement

Flexion composée avec risque du flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot (A \cdot f_y / \gamma_{M1})} + \frac{K_y \cdot M_{y, Sd}}{M_{ply, Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z, Sd}}{M_{plz, Rd}} \leq 1 \quad \text{EC03. (5.52.Art.5.5.4.)}$$

Avec :

$$K_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \times N_{Sd}}{\chi_{y,z} \times A \times f_y} \quad K_{y,z} \leq 1.5$$

$$\mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} \times (2\beta_{M,y,z} - 4) + \left(\frac{W_{ply,z} - W_{ely,z}}{W_{ely,z}} \right) \quad \mu_{y,z} \leq 0.90$$

$\beta_{M,y,z}$: Sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion

On a:

$$N_{pl, Rd} = 385.40 \text{ KN}$$

$$M_{ply, Rd} = 20.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz, Rd} = 4.51 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de coefficient de réduction χ_{\min}**

Avec : $\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z)$

a).1- Flambement par rapport à l'axe fort y-y :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{et} \quad \varphi_y = 0.5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] \quad , \quad \alpha_y = 0.21$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

Avec :

$\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'EC3.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{634}{5.74} = 110.45$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{110.45}{93.9} = 1.176$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{140}{73} = 1.91 > 0.2 \\ t_f = 7.3\text{mm} < 40 \\ \text{Axe de flambement } y - y \end{array} \right. \rightarrow \text{La courbe (a)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (a)} \\ \bar{\lambda}_y = 1.176 \end{array} \right. \rightarrow \varphi_y = 1.293 \quad \chi_y = 0.546$$

a).2- Flambement par rapport à l'axe faible z-z :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \quad \text{et} \quad \varphi_z = 0.5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] \quad , \quad \alpha_z = 0.34$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{317}{1.65} = 192.12$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{192.12}{93.9} = 2.04$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{140}{73} = 1.91 > 0.2 \\ t_f = 7.6\text{mm} < 40 \\ \text{Axe de flambement } z - z \end{array} \right. \rightarrow \text{La courbe (b)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (a)} \\ \bar{\lambda}_z = 2.04 \rightarrow \varphi_z = 2.89 \quad \chi_z = 0.202 \end{array} \right.$$

$$X_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = (0.546; 0.202) = 0.202$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right)$$

Pour une poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :

$$\beta_{M,y} = 1.3$$

$$\mu_y = 1.17 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{88 - 77}{77} \right) = -1.49 < 0.90 \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$K_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \times N_{Sd}}{\chi_{y,z} \times A \times f_y}$$

$$K_y = 1 - \frac{1.49 \times 19.228}{0.546 \times 16.4 \times 23.5} = 0.87 < 1.5 \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\mu_z = 2.04 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{19 - 12}{12} \right) = -2.272 < 0.90 \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$K_z = 1 - \frac{2.272 \times 19.228}{0.202 \times 16.4 \times 23.5} = 0.43 < 1.5 \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot \left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{17.293}{0.202 \times 385.4} + \frac{0.87 \times 7.64}{20.17} + \frac{0.43 \times 0.374}{4.51} = 0.586 \leq 1 \quad (\text{condition vérifiée})$$

b) Vérification au déversement :

$$\text{avec } \frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot \left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \right)} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1 \quad EC03(5.52 \text{ Art. 5.5.4})$$

$$\text{avec } K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{Sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{dont } K_{LT} \leq 1 \quad \text{et} \quad \mu_{LT} = 0.15 \chi \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15 \quad \text{mais } \mu_{LT} \leq 90$$

β_{MLT} : facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \quad \text{et} \quad \varphi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\chi_{LT} = 1 / (0.54 + [0.54^2 - 0.26^2]^{0.5}) = 0.98 \text{ et}$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21(0.26 - 0.2) + 0.26^2] = 0.54$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5} \text{ et } \bar{\lambda}_{LT} = 0.26$$

α_{LT} : Facteur d'imperfection pour le déversement.

$\alpha_{LT} = 0.21$ pour les sections laminées

$\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1 et 2

λ_{LT} : Elancement de l'élément vis à vis du déversement (profilés laminés I ou H)

$$\lambda_{L,t} = \frac{\frac{I_z}{i_z}}{(c_1)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{I_z}{\frac{I_z}{h}} \right)^2 \right]^{0.5}} \quad \lambda_{LT} = \left(\frac{\lambda_{L,t}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5} \quad \sqrt{\beta_w} = 1 \quad \text{IPE 140 de classe 1}$$

$$\lambda_{L,t} = \frac{\frac{45}{1.65}}{(1.132)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{45}{1.65}}{\frac{140}{6.9}} \right)^2 \right]^{0.5}} = 24.54 \text{ ET } \sqrt{\beta_w} = 1 \quad \text{IPE 140 de classe 1}$$

a) Calcul du coefficient K_{LT}

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15$$

$\beta_{MLT} = 1.3$ pour une poutre simplement appuyée avec une charge répartie.

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 2.04 \times 1.3 - 0.15 = 0.24 \leq \mathbf{0.9} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{0.24 \times 17.293}{0.202 \times 16.9 \times 23.5} = 0.92 \leq \mathbf{1} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\frac{17.293}{0.202 \times 385.4} + \frac{0.92 \times 7.64}{0.98 \times 20.17} + \frac{0.43 \times 0.374}{4.51} = 0.61 \leq \mathbf{1}$$

Donc le profilé IPE 140 convient comme panne de toiture

VI.4. Contreventement vertical du long pan

Les palées de stabilité sont destinées à assurer la stabilité des parois ou files d'ossature, vis des efforts horizontaux qui peuvent les solliciter : Vent

- Effets des séismes.
- Flambement et déversement.
- Force de frottements
- Le dimensionnement s'effectue en négligeant les diagonales comprimées en admettant qu'elles flambent, dans ce cas tous les efforts sont repris par les diagonales tendues.

VI.4.1. Dimensionnement de la pale de stabilité d'intermédiaire

Evaluation des efforts de traction dans les diagonales tendues se fait par la méthode des coupures :

On a:

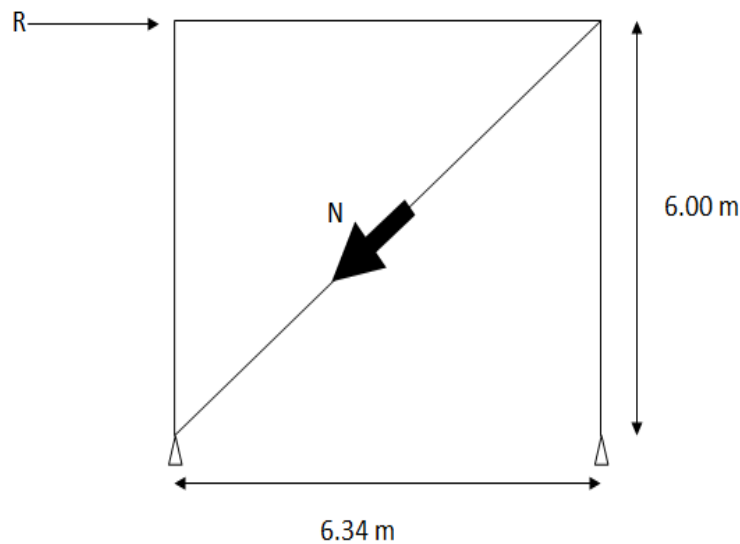


Figure VI.3: Schéma de stabilité verticale.

VI.4.1.1. Calcul de diagonale D2

$$\operatorname{tg} \beta = 6/6.34 = 0.94 \Rightarrow \beta = 43.42^\circ \quad \text{et} \quad N_{sd} = \frac{R-F}{\cos \alpha} = \frac{32-12.31}{\cos 43.42} = 27.10 \text{ KN}$$

VI.4.1.2 .Section des diagonales

Il faut vérifier que :

$$A \geq \frac{N_{sd}}{f_y} \cdot \gamma_{M0}$$

$$N_{Sd} = 1.5 \times 27.10 = 40.66 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{40.66}{23.5} \cdot 1 = 0.07 \text{ cm}^2$$

→ Donc on adopte un double cornier dos à dos $\perp\!\!\!\perp$ **60×60×6** de $A = 6.88 \text{ cm}^2$

VI.4.2. Vérification à la résistance ultime de la section :

$$\text{Condition de résistance : } N_{Sd} = 40.66 \text{ KN} \leq N_{u,Rd} = \frac{0.9 A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M0}}$$

Soit une cornière isolée de (**60 × 60 × 6**) avec un boulon de 16mm et trous de 18mm

$$\text{Section nette : } A_{net} = A - (e \times d) = 6.88 - (0.6 \times 1.8) = 5.8 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times 5.8 \times 36}{1.25} = 150.33 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 40.66 \text{ KN} \leq N_{u,Rd} = 150.33 \text{ KN} \text{ (Condition Vérifiée.)}$$

Donc la cornière **L(60 × 60 × 6)** convient pour les diagonales de la poutre au vent.

$$= R = 32 \text{ KN}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166 \times 235}{1} = 39.01 \text{ KN/m.}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{24 \times 23.5}{1.1} = 512.72 \text{ KN/m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1.97 > 0.2 \\ t_f = 8 \text{ mm} < 40 \end{array} \right. \rightarrow \text{La courbe (b)}$$

Axe de flambement Y – Y

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (a)} \\ \bar{\lambda}_y = 2.04 \rightarrow \phi_y = 2.89 \quad \chi_y = 0.202 \end{array} \right.$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right)$$

Pour une poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie:

$$\beta_{M,y} = 1.3$$

$$\mu_y = 2.04 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{166 - 146}{146} \right) = -2.72 < 0.90$$

$$K_{y,z} = 1 - \frac{M_{y,z} \times N_{Sd}}{X_{y,z} \times A \times f_y}$$

$$K_y = 1 - \frac{2.72 \times 32}{0.202 \times 24 \times 23.5} = 0.23 < 1.5 \quad (\text{Condition Vérifiée}).$$

VI.5 Conclusion

Les éléments étudiés dans ce chapitre servent à stabiliser la structure dans le sens longitudinal contre les différentes actions de la nature , notamment les actions dues au vent .Dans l'autre sens la stabilité est assurée par le portique auto stable ductile qu'on étudiera dans le chapitre suivant.

Chapitre VII

Etude

des portiques

VII.1. Introduction

Les portiques sont les éléments principaux pour une structure métallique, ils supportent les différents efforts agissants sur la structure qui sont de nature permanente, variable ou accidentelle.

L'étude de présent hangar de stockage est faite par le logiciel de calcul RSA (**Robot 2018**).

Charges agissantes sur le portique le plus sollicité :

VII.2.Charges permanentes

- Poids propre du portique
- Poids de couverture et ses éléments secondaires représentés comme des charges linéaires uniformément répartis sur les traverses et d'autres charges concentriques sur les poteaux
- Poids des pannes, couverture et accessoires de pose
- Poids des lisses de bardage, de bardage, poutres de pont roulant, sablière.....etc. agissants sur les poteaux de rive.
- Poids des poutres de chemin de roulement.....etc.

VII.3.Charges variables

- Charges climatiques (vent et neige).
- Charges d'exploitation.

VII.4. Dimensionnement des portiques

La détermination des sollicitations globales affectant les portiques exige un calcul par étapes de toutes les sollicitations élémentaires, engendrées par les divers actions : charge permanentes, charges d'exploitation, neige, vent. Il s'agira ensuite de repérer les combinaisons les plus défavorables, pour déterminer les sections des profilés adéquates.

VII.5.Modélisation de la structure sur Robot

La modélisation parfaite d'une structure se manifeste par le dessin correct des profilés constituant la structure, la figure ci-dessous présente une modélisation sur Robot Structural du portique à dimensionner.

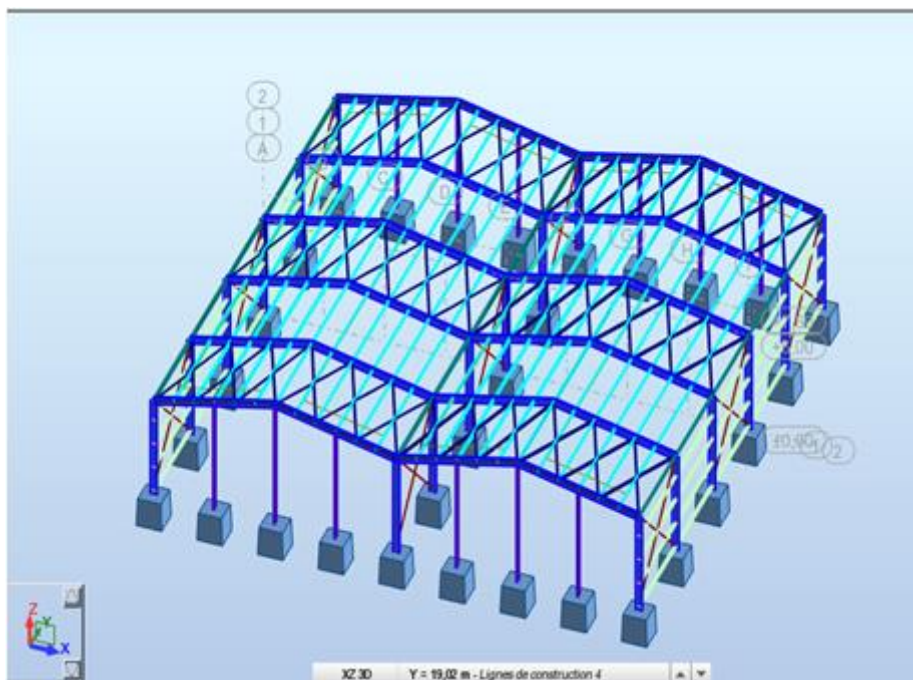


Figure VII.1 : Modèle de la structure sur RSA.

L'analyse de la structure par le programme AutoDesk RSA (Robot Structural Analysis) passe généralement par les étapes suivantes :

- 1– Définition des données de la structure:
 - La langue et les unités de mesures utilisées.
 - Les normes de calculs structurels: statique, non linéaire ou dynamiques.
 - Les Paramètres de calcul numérique d'éléments finis.
 - Les matériaux et sections, types de charges et charges.
 - La géométrie de la structure en barres, poteaux et poutres.
 - Les cas de charges et les charges appliquées.

2– Lancement de l'analyse numérique et contrôle des efforts et des déplacements de la structure.

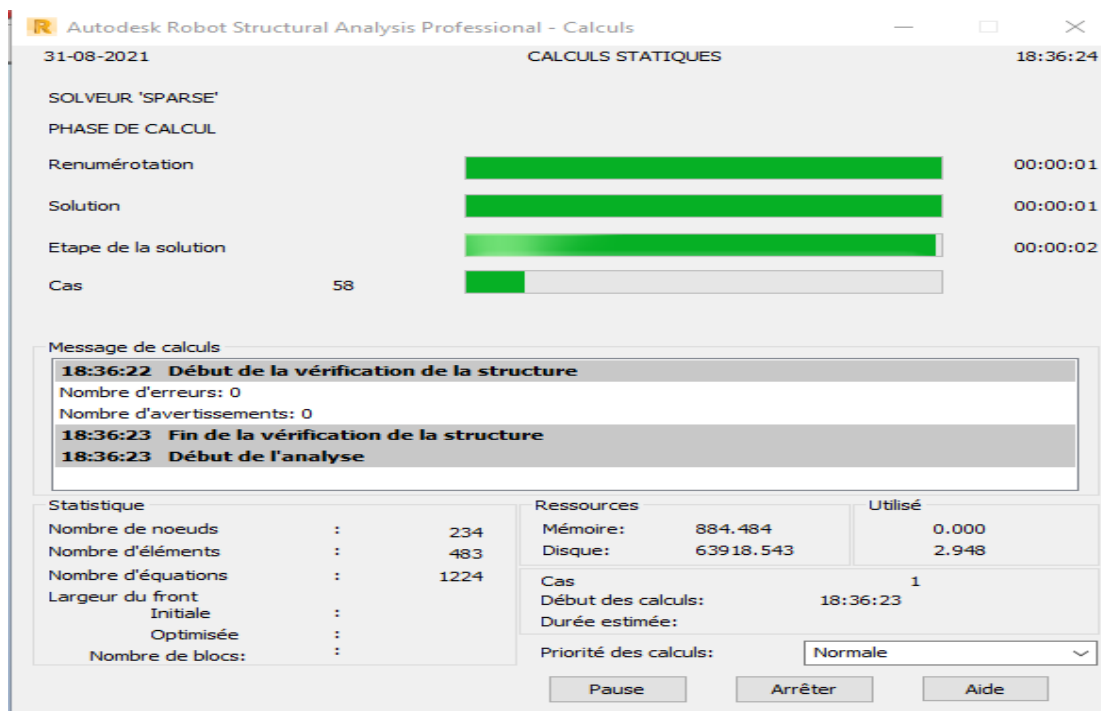
3– Dimensionnement des barres en combinaisons ELU et vérification de la flèche en ELS.

Remarque :

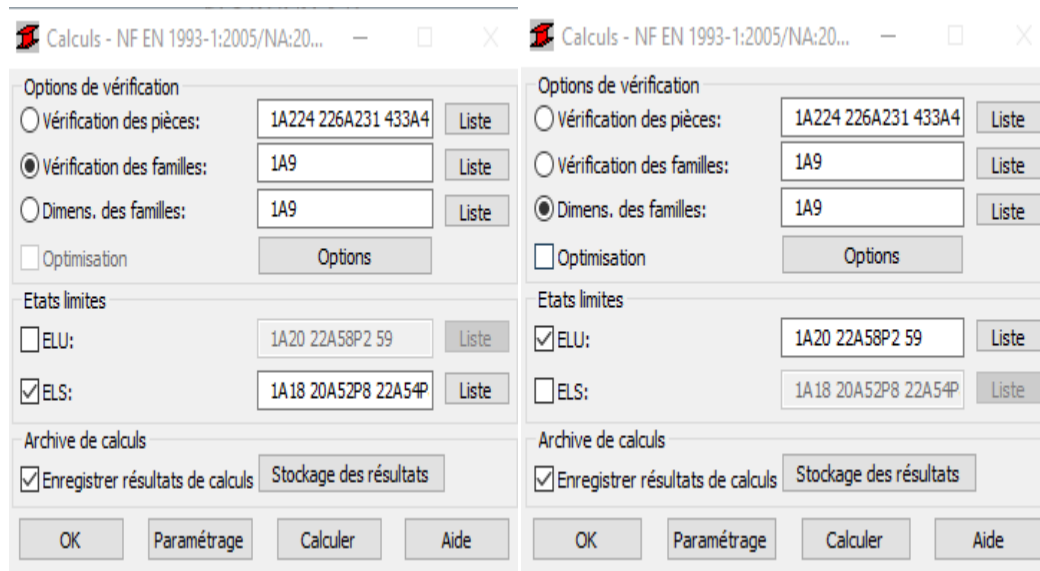
Le système RSA repose sur une structure de bureaux, ce qui facilite la logique d'analyse, les sections de barres peuvent être regroupé en familles ainsi que les combinaisons de charge de calcul.

Dans le cas de notre étude, parmi les fenêtres les plus importantes de l'application :

*** Fenêtre de lancement de l'analyse :**



*** Fenêtres de Dimensionnement et de vérification :**



*** Fenêtre des résultats de dimensionnements :**

1. les poteaux

ELU :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 POTEAUX EXT						
10 Poteau ext_10	↑ IPE 360	ACIER E24	27.28	202.76	1.14	19 ELU /139/
	OK IPE 400		24.66	194.43	0.88	
	↓ IPE 450		22.08	186.49	0.68	
Famille : 2 POTEAUX INTER						
29 Poteau inter_29	↑ IPE 300	ACIER E24	48.15	179.12	0.99	19 ELU /343/
	OK IPE 330		43.77	169.11	0.80	
	↓ IPE 360		40.12	158.41	0.64	

ELS :

Pièce	Profil	Matériau	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)	Ratio(vx)	Cas (vx)	Ratio(vy)	Cas (vy)
Famille : 1 POTEAUX EXT										
28 Poteau ext_28	OK IPE450	ACIER E24	0.21	25 ELS /47/	0.00	3 Vent G/D sur.(+)
Famille : 2 POTEAUX INTER										
9 Poteau inter_9	OK IPE450	ACIER E24	0.04	25 ELS /93/	0.00	5 Vent D/G sur.(+)

Donc, on a opté pour un IPE450 comme section de poteau.

2. Les traverses

ELU :

Famille : 4 POUTRES ARB						
34 Poutre arb_34	↑ IPE 500	ACIER E24	39.94	189.48	1.25	19 ELU /343/
	OK IPE 550		36.51	183.14	0.97	
	↓ IPE 600		33.58	175.07	0.76	

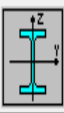
ELS :

Pièce	Profil	Matériau	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)
Famille : 4 POUTRES ARB						
31 Poutre arb_31	OK IPE 550	ACIER E24	0.00	25 ELS /41/	0.09	25 ELS /41/

Donc, on a opté pour un IPE550.

VII.6. Justification des poteaux

Résultats - norme - NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009


Auto

Famille: 1 POTEAUX EXT
 Pièce: 10 Poteau ext_10
 Point / Coordonnée: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m
 Cas de charge: 19 ELU /139/ 1*1.35 + 2*1.35 + 59*1.35 + 52*1.35 + 54*1.35

IPE450

Profil correct

OK


Changer

Résultats simplifiés Résultats détaillés




FORCES

N _{Ed} = 163.28 kN	My _{Ed} = -151.36 kN*m	Mz _{Ed} = 4.85 kN*m	Vy _{Ed} = 17.72 kN
N _{c,Rd} = 2322.27 kN	My _{Ed,max} = 207.76 kN*m	Mz _{Ed,max} = 4.85 kN*m	Vy _{T,Rd} = 849.85 kN
N _{b,Rd} = 492.62 kN	My _{c,Rd} = 399.92 kN*m	Mz _{c,Rd} = 64.95 kN*m	Vz _{Ed} = 59.26 kN
	MN _{y,Rd} = 399.92 kN*m	MN _{z,Rd} = 64.95 kN*m	Vz _{T,Rd} = 685.81 kN
			Tt _{Ed} = 0.14 kN*m
			Classe de la section = 1




DEVERSEMENT

 XLT = 1.00

FLAMBEMENT y

	Ly = 6.00 m	Lam _y = 0.24
	L _{cr,y} = 4.08 m	Xy = 0.99
	L _{amy} = 22.08	kyy = 1.06

FLAMBEMENT z

	Lz = 6.00 m	Lam _z = 1.99
	L _{cr,z} = 7.68 m	Xz = 0.21
	L _{amz} = 186.49	kyz = 0.77

CONTROLE DE LA SECTION

$(M_y,Ed/MN_{y,Rd})^2 + (M_z,Ed/MN_{z,Rd})^2 = 0.22 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_z,Ed/V_{z,T,Rd} = 0.09 < 1.00$ (6.2.6-7)

CONTROLE DE LA STABILITE DE LA BARRE

$L_{amy} = 22.08 < L_{am,max} = 210.00$ $L_{amz} = 186.49 < L_{am,max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_z,Rk/gM1) = 0.68 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Efforts

Détaillée

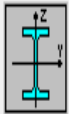
Note de calcul

Paramètres

Aide

VII.7. Justification des traverses

Résultats - norme - NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009



Auto

IPE 550

Famille: 4 POUTRES ARB
 Pièce: 34 Poutre arb_34
 Point / Coordonnée: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m
 Cas de charge: 19 ELU /343/ 1*1.35 + 2*1.35 + 5*1.35 + 59*1.35 + 52*1.35 + 5

Profil correct

OK

Changer

Efforts

Détaillée

Note de calcul

Paramètres



Aide

Résultats simplifiés Résultats détaillés


FORCES

N _{Ed} = 112.93 kN	M _{y,Ed} = -282.15 kN*m	M _{z,Ed} = -1.42 kN*m	V _{y,Ed} = -0.62 kN
N _{c,Rd} = 3158.87 kN	M _{y,Ed,max} = -282.15 kN*m	M _{z,Ed,max} = -1.42 kN*m	V _{y,T,Rd} = 1102.75 kN
N _{b,Rd} = 3158.87 kN	M _{y,c,Rd} = 654.95 kN*m	M _{z,c,Rd} = 94.13 kN*m	V _{z,Ed} = 100.47 kN
	M _{N,y,Rd} = 654.95 kN*m	M _{N,z,Rd} = 94.13 kN*m	V _{z,T,Rd} = 972.07 kN
	M _{b,Rd} = 306.95 kN*m		T _{t,Ed} = 0.36 kN*m
			Classe de la section = 1

DEVERSEMENT


	z = 1.00	M _{cr} = 393.90 kN*m	Courbe _{LT} -	X _{LT} = 0.46
	L _{cr,low} = 8.16 m	L _{am_LT} = 1.29	f _{i,LT} = 1.47	X _{LT,mod} = 0.47

FLAMBEMENT y



k_{yy} = 1.00

FLAMBEMENT z



k_{zz} = 1.00

CONTROLE DE LA SECTION

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.20 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.10 < 1.00$ (6.2.6-7)

CONTROLE DE LA STABILITE DE LA BARRE

$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.97 < 1.00$ (6.3.3.(4))

VII.8.Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de vérifier et dimensionner tous les éléments de de la structure (poutres,poteaux ...).

Chapitre VIII

Calcul des assemblages

VIII.1 Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission des sollicitations entre les pièces

VIII.2. Assemblage traverse IPE 550 - traverse IPE 550

•L'assemblage traverse – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée.

Si la portée du portique ne dépasse pas certaines limites pour le transport (environ 16m), l'assemblage du faitage peut être réalisé en usine, hors chantier, permettant ainsi des économies.

•L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

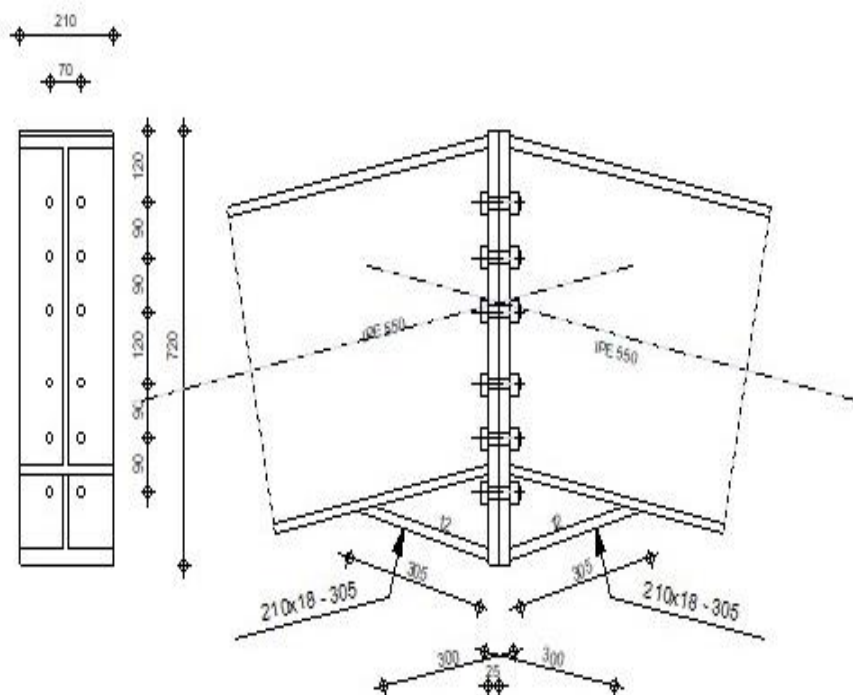


Figure VIII.1 : Représentation de l'assemblage Traverse – Traverse

L'effort sollicitant :

$$V_{sd} = 19,61 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 61,41 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 147,42 \text{ KN.m}$$

Platine : (720 x 210 x 25)

VIII.2.1 Détermination des efforts dans les boulons

On choisit des boulons de classe 8.8

Nombre de boulons = 12

Traverse IPE 550 avec $d_1= 591,5\text{mm}$; $d_2= 501,5\text{mm}$; $d_3= 381,5\text{mm}$; $d_4= 291,5\text{mm}$; $d_5= 201,5\text{ mm}$

$$\sum di^2 = 0,872\text{m}^2$$

$$N_i = \frac{Msd \times di}{\sum di^2}$$

$$N_1 = \frac{147,42 \times 0,591}{0,872} = 99,91 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{147,42 \times 0,5}{0,056} = 84,52 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{147,42 \times 0,381}{0,872} = 73,86 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{147,42 \times 0,291}{0,872} = 62,22 \text{ KN}$$

$$N_5 = \frac{147,42 \times 0,201}{0,872} = 33,98 \text{ KN}$$

VIII.2.2 Dimensionnement des boulons

Il faut vérifier que $N_1 \leq n \times F_p$ avec $F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$

$$A_s \geq \frac{N_1}{0,7 \times f_{ub} \times n} = \frac{99,91}{0,7 \times 800 \times 2} = 98,20 \text{ mm}^2$$

On choisit un boulon M 18 classe 8.8

$A_s = 192 \text{ mm}^2$, $A = 254\text{mm}^2$, $d_0 = 20 \text{ mm}$

• Disposition constructive:

Distance entre axe des boulons :

$$P_1 \geq 2,2 d_0 \quad ; \quad P_2 \geq 3 d_0$$

$$P_1 \geq 2,2 \times 20 = 44 \text{ mm} \quad ; \quad P_2 \geq 3 \times 20 = 60 \text{ mm}$$

Pince longitudinale :

$$e_1 \geq 1,2 d_0$$

$$e_1 \geq 1,2 \times 20 = 24 \text{ mm}$$

On prend :

$$e_1 = 120 \text{ mm}$$

$$P_1 = 90 \text{ mm}$$

• Pince transversale :

$$e_1 \geq 1,5 d_0$$

$$e_1 \geq 1,2 \times 20 = 30 \text{ mm}$$

On prend :

$$e_2 = 70 \text{ mm}$$

$$P_2 = 70 \text{ mm}$$

VIII.2.3 Moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_{rd} = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1} > M_{sd}$$

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s \Rightarrow F_p = 0,7 \times 800 \times 192 \times 10^{-3} = 107,52 \text{ KN}$$

Et $107,52 \times 2 = 215 \text{ KN}$ pour chaque ranger.

$$M_{rd} = \frac{215 \times 0,872}{0,591} = 317,22 \text{ KN} > M_{sd} = 147,42 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.2.4 Résistance d'un boulon à l'intérieur cisaillement – traction :

Assemblages résistant au glissement à l'état limite ultime :

$$F_{s,rd} = \frac{K_s \cdot n \cdot \mu (F_p - 0,8 \cdot F_{t,sd})}{\gamma_{Ms}}$$

Avec :

μ = coefficient de frottement des surfaces assemblées.

$K_s = 1$ si les trous sont normaux.

n = nombre d'interfaces de frottement.

$$F_{t,sd} = \frac{F_p}{2} = \frac{107,52}{2} = 53,76 \text{ KN}$$

- Effort de cisaillement sollicitant par boulon.

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{19,61}{12} = 1,63 \text{ KN}$$

- Effort résistant de l'interaction cisaillement - traction sollicitant :

$$\Rightarrow F_{s,rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times (107,52 - (0,8 \times 53,76))}{1,1} = 17,59 \text{ KN}$$

$F_{v,sd} = 1,63 \text{ KN} < F_{s,rd} = 17,59 \text{ KN} \Rightarrow$ la condition vérifiée.

VIII.2.5 Vérification au poinçonnement

Il faut vérifier que :

$$B_{prd} = 0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que :

$$B_{prd} > F_{t,sd}$$

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

d_m : Diamètre moyen de la tête du boulon ou de l'écrou (plus petite des deux valeurs)

$$B_{prd} = 0,6 \times \pi \times 29,1 \times 20 \times \frac{36}{1,25} = 315,78 \text{ NN}$$

Donc $B_{prd} > F_{t,sd}$ → la condition vérifiée.

VIII.3 Assemblages des pies de poteaux

Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts développées dans le poteau de la superstructure aux fondations, se sont des dispositifs de liaisons.

Ces derniers sont constitués d'une plaque d'assise appelée platine assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée par écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

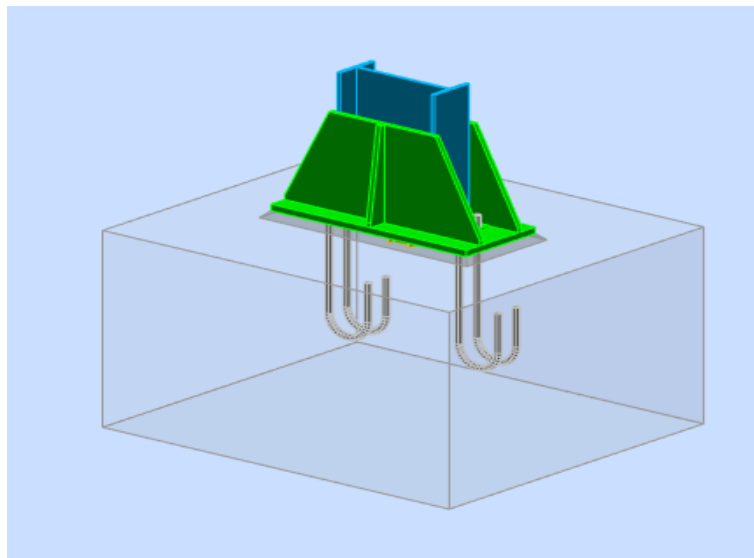


Figure VIII.2. Pieds de poteau encastré.

Poteau IPE 450

Platine : 900X380X30

Boulon M30 de classe 4.8

$M_{max} = 158.29 \text{ KN.m}$

$N_{max} = 324.54 \text{ KN}$

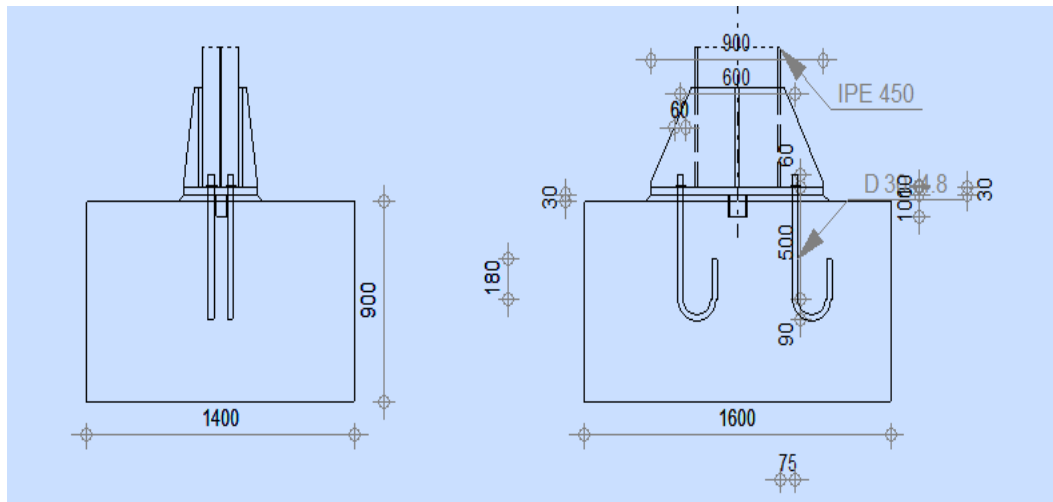


Figure VIII.3. Vue des pieds de poteau encastré

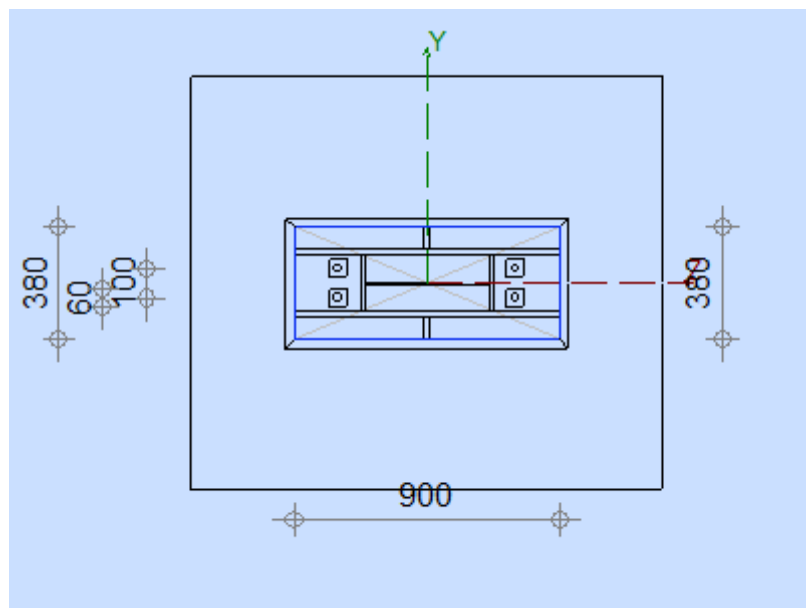


Figure VIII.4. Dispositions des tiges d'ancrages

- **Disposition constructive:**

Distance entre axe des boulons :

$$P_1 \geq 2,2 d_0 \quad ; \quad P_2 \geq 3 d_0$$

$$P_1 \geq 2,2 \times 33 = 72.6 \text{ mm} \quad ; \quad P_2 \geq 3 \times 33 = 99 \text{ mm}$$

- **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1,2 d_0$$

$$e_1 \geq 1,2 \times 33 = 39.6 \text{ mm}$$

On prend :

$$e_1 = 150 \text{ mm}$$

- **Pince transversale :**

$$e_1 \geq 1,5 d_0$$

$$e_1 \geq 1,2 \times 33 = 39.6 \text{ mm}$$

On prend :

$$e_2 = 140 \text{ mm}$$

$$P_1 = 600 \text{ mm}$$

$$P_2 = 100 \text{ mm}$$

Le moment de 158.29KN.m est équivalent à un effort N excentré de :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{158.29}{324.54} = 0.48\text{m}$$

$$D = \frac{900}{2} = 450\text{mm} < 480\text{mm}$$

On obtient une distribution triangulaire des contraintes.

- Effort de traction (arrachement) Sollicitant les boulons d'ancrages de gauche est :

$$T = A \cdot f_y$$

$$2\varnothing 30 \Rightarrow A = 11.22\text{cm}^2$$

- L'effort de compression sollicitant le béton est :

$$C = \frac{1}{2} \cdot l \cdot h' \cdot f_{ck} \text{ Située à } h'/3 \text{ du bord de la plaque}$$

Calcul de h'

$$h'^3 + 3(1-h)h'^2 + 90 \cdot A \cdot \frac{l}{b} h' - 90 \cdot A \cdot \frac{l}{b} h = 0$$

$$h'^3 + 45h'^2 + 2391.63h' - 179052.63 = 0$$

Cette équation de troisième degré permet d'obtenir h' = 34.7cm

- **Vérification de la contrainte de compression du béton**

$$f_b = \frac{2 \cdot N \cdot L}{b \cdot h' \cdot (h - h'/3)} \leq f_{ck}$$

$$f_b = \frac{2 \times 324.54 \times 10^2}{38 \times 34.7 \cdot (75 - 34.7/3)} = \frac{70\text{daN}}{\text{cm}^2} < \frac{120\text{daN}}{\text{cm}^2} \text{ (condition vérifiée)}$$

- **Vérification des goujons à la traction**

$$1.25 f_a = \frac{N \cdot (l - h + \frac{h'}{3})}{A \cdot (h - h'/3)} \leq f_y$$

$$f_a = \frac{324.54 \times (90 - 75 + \frac{34.7}{3})}{11.22 \times (75 - 34.7/3)} = 1.25 \times 156.55 = 195.69\text{daN/cm}^2$$

$$195.69\text{daN/cm}^2 \leq f_{y=2350} \text{ daN/cm}^2 \text{ (condition vérifiée)}$$

VIII.4 Détail des assemblages par robot



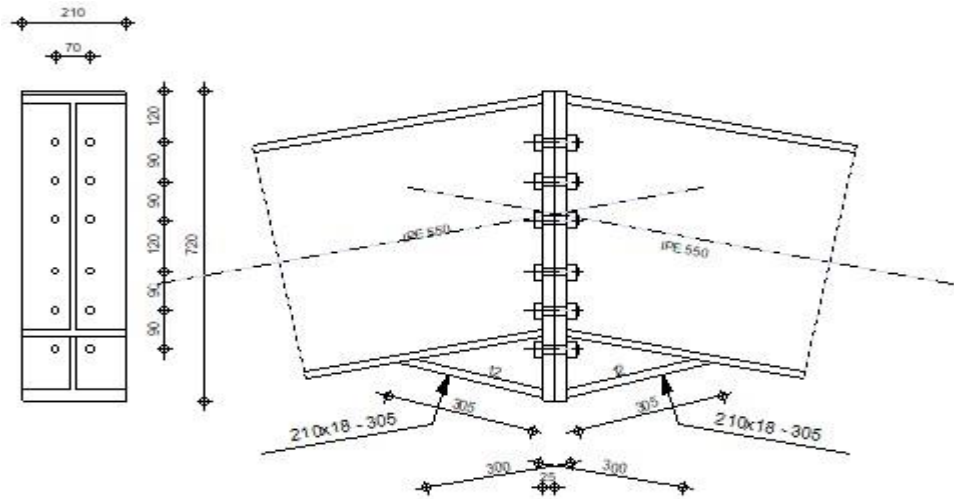
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,45



GENERAL

Assemblage N°:	1
Nom de l'assemblage :	Poutre - poutre
Noeud de la structure:	42
Barres de la structure:	33, 34

GEOMETRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé:			YPE 550
Barre N°:			33
$\alpha =$	-168,7	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{bl} =$	550	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{tbl} =$	210	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{tbl} =$	17	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{bl} =$	134,42	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	67116,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E24		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé:			YPE 550
Barre N°:			34
$\alpha =$	-11,3	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	550	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{tbr} =$	210	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{tbr} =$	17	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$\alpha =$	-11,3	[Deg]	Angle d'inclinaison
$r_{br} =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	134,42	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	67116,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER E24			
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	18	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	8.8		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	110,59	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	6		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	120	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	70	[mm]	
Entraxe $p_i =$	90; 90; 120; 90; 90	[mm]	

PLATINE

$h_{pr} =$	720	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	210	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	25	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau: ACIER E24			
$f_{ypr} =$	235,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_{rd} =$	210	[mm]	Largeur de la platine
$t_{frd} =$	18	[mm]	Épaisseur de l'aile
$h_{rd} =$	140	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} =$	12	[mm]	Épaisseur de l'âme
$l_{rd} =$	300	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha_d =$	15,4	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau: ACIER E24			
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	10	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	13	[mm]	Soudure semelle
$a_{fd} =$	10	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	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: 19: ELU /139/ 1*1.35 + 2*1.35 + 59*1.35 + 52*1.35 + 54*1.35

$M_{b1,Ed} =$	-147,42	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	-19,61	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-61,41	[kN]	Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE**COMPRESSION**

$A_b = 134,42$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{cb,Rd} = 3158,8$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 89,15$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 1209,$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,02 < 1,00$ **vérifié** (0,02)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 2787,01$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 654,$ [kN*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

$W_{pl} = 3378,37$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 793,92$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 793,9$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 683$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 1162,76$ [kN] 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:

$\beta = 11,3$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 15,4$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 283$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 72,3$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,90$ 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)]

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd1} = 1416,77$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 468$ [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)]

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd2} = 1115,51$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$$

$F_{c,wb,Rd3} = 1110,38$ [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1} , F_{c,wb,Rd2} , F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 1110,38 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES 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	18	-	70	-	90	114	145	114	145	147	110	110	110
2	18	-	70	-	90	114	160	114	160	180	90	90	90
3	18	-	70	-	105	114	160	114	160	210	105	105	105
4	18	-	70	-	105	114	160	114	160	210	105	105	105
5	18	-	70	-	90	114	160	114	160	180	90	90	90
6	18	-	70	-	90	114	160	114	160	147	125	125	125

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

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low})$$

$$N_{j,Rd} = 2220,75 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 110,5 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 371,5 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

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 fléchie à la flexion

F_{t,wb,Rd} – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RÉSISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 1

F _{t1,Rd,comp} – Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	221,18	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,ep,Rd(1)} = 221,18	221,18	Platine d'about – traction
F _{t,wb,Rd(1)} = 297,25	297,25	Âme de la poutre – traction
B _{p,Rd} = 743,05	743,05	Boulons au cisaillement/poinçonnement
F _{c,fb,Rd} = 1162,76	1162,76	Aile de la poutre – compression

RÉSISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 2

F _{t2,Rd,comp} – Formule	F _{t2,Rd,comp}	Composant
F _{t2,Rd} = Min (F _{t2,Rd,comp})	221,18	Résistance d'une rangée de boulon

F_{t2,Rd,comp} – Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(2)} = 221,18$	221,18	Platine d'about – traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 297,25$	297,25	Ame de la poutre – traction
$B_{p,Rd} = 743,05$	743,05	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1162,76 - 221,18$	941,58	Aile de la poutre – compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 442,37 - 221,18$	221,18	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 521,88 - 221,18$	300,69	Ame de la poutre - traction – groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 186,93 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} – Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	221,18	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 221,18$	221,18	Platine d'about – traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 297,25$	297,25	Ame de la poutre – traction
$B_{p,Rd} = 743,05$	743,05	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1162,76 - 408,12$	754,65	Aile de la poutre – compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 442,37 - 186,93$	255,44	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 508,66 - 186,93$	321,73	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 663,55 - 408,12$	255,44	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 795,77 - 408,12$	387,65	Ame de la poutre - traction – groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 152,68 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 152,68 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} – Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	221,18	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 221,18$	221,18	Platine d'about – traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 297,25$	297,25	Ame de la poutre – traction
$B_{p,Rd} = 743,05$	743,05	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1162,76 - 560,80$	601,97	Aile de la poutre – compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 442,37 - 152,68$	289,69	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 547,78 - 152,68$	395,11	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 663,55 - 339,61$	323,94	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 782,55 - 339,61$	442,94	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 884,74 - 560,80$	323,94	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1069,66 - 560,80$	508,87	Ame de la poutre - traction – groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 107,01 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 107,01 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	221,18	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 221,18$	221,18	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 297,25$	297,25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 743,05$	743,05	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 1162,76 - 667,81$	494,96	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 442,37 - 107,01$	335,36	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 508,66 - 107,01$	401,65	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 663,55 - 259,69$	403,86	Platine d'about - traction - groupe

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 782,55 - 259,69$	522, 86	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 884,74 - 446,62$	438, 11	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 1017,32 - 446,62$	570, 69	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1105,92 - 667,81$	438, 11	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1304,43 - 667,81$	636, 62	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$
 $F_{t5,Rd} = 72,76$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]
 $F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$
 $F_{t5,Rd} = 72,76$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}_p	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min}(F_{t6,Rd,comp})$	221, 18	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 221,18$	221, 18	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 297,25$	297, 25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 743,05$	743, 05	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 1162,76 - 740,56$	422, 20	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 442,37 - 72,76$	369, 61	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 560,89 - 72,76$	488, 13	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 663,55 - 179,77$	483, 78	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 834,78 - 179,77$	655, 01	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 884,74 - 332,45$	552, 29	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 1108,67 - 332,45$	776, 22	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1105,92 - 519,38$	586, 54	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1343,44 - 519,38$	824, 06	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1327,10 - 740,56$	586, 54	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1630,55 - 740,56$	889, 99	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$
 $F_{t6,Rd} = 38,51$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]
 $F_{t6,Rd} = F_{t2,Rd} h_6/h_2$
 $F_{t6,Rd} = 38,51$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]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	581	221, 18	-	-	221, 18	297, 25	221, 18	743, 05
2	491	186, 93	-	-	221, 18	297, 25	221, 18	743, 05
3	401	152, 68	-	-	221, 18	297, 25	221, 18	743, 05
4	281	107, 01	-	-	221, 18	297, 25	221, 18	743, 05
5	191	72, 76	-	-	221, 18	297, 25	221, 18	743, 05
6	101	38, 51	-	-	221, 18	297, 25	221, 18	743, 05

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{ij,Rd}$
 $M_{j,Rd} = 329,51$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]
 $M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,45 < 1,00$ **vérifié** (0,45)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILEMENT

$\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de F_{v,Rd} [Tableau 3.4]
 $\beta_{Lf} = 0,94$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]
 $F_{v,Rd} = 92,02$ [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau

$\alpha_v =$	0,60		Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max} =$	110,59	[kN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int} =$	328,50	[kN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext} =$	328,50	[kN]	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	221,18	-10,24	221,18	98,95	88,72	131,31
2	221,18	-10,24	186,93	83,63	73,39	140,41
3	221,18	-10,24	152,68	68,31	58,07	149,52
4	221,18	-10,24	107,01	47,87	37,64	161,66
5	221,18	-10,24	72,76	32,55	22,31	170,77
6	221,18	-10,24	38,51	17,23	6,99	179,88

- $F_{tj,Rd,N}$ – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (\eta_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 \eta_h F_{t,Rd,max})), \eta_h F_{v,Rd}, \eta_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = \eta_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$$

$$V_{j,Rd} = 933,55 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	205,15	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2 (2)]
$A_{wy} =$	85,51	[cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2 (2)]
$A_{wz} =$	119,64	[cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2 (2)]
$I_{wy} =$	99391,65	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2 (5)]
$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,m}$ $\sigma_{ax} =$	39,39	[M Pa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2 (6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	37,60	[M Pa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2 (5)]
$\tau_{ } =$	-1,64	[M Pa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2 (5)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2 (7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	78,79	< 365,00	vérifié	(0,22)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{ }^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	75,26	< 365,00	vérifié	(0,21)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	39,39	< 262,80	vérifié	(0,15)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	13	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	18	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	66	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} = 4$ [mm] Epaisseur de la plaquette [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	92,10	3896,09
1	581	∞	∞	259	5	26,23	1524,38
2	491	∞	∞	212	4	22,00	1080,43
3	401	∞	∞	248	5	18,08	725,14
4	281	∞	∞	248	5	12,67	356,21
5	191	∞	∞	212	4	8,56	163,68
6	101	∞	∞	269	5	4,57	46,25

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=3}^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$
 $z_{eq} = 423$ [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$
 $k_{eq} = 22$ [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 k_{eq}$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini} = 818178,26$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$\mu = 1,00$ Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

$S_j = 818178,26$ [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.



$S_{j,rig} = 138207,60$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

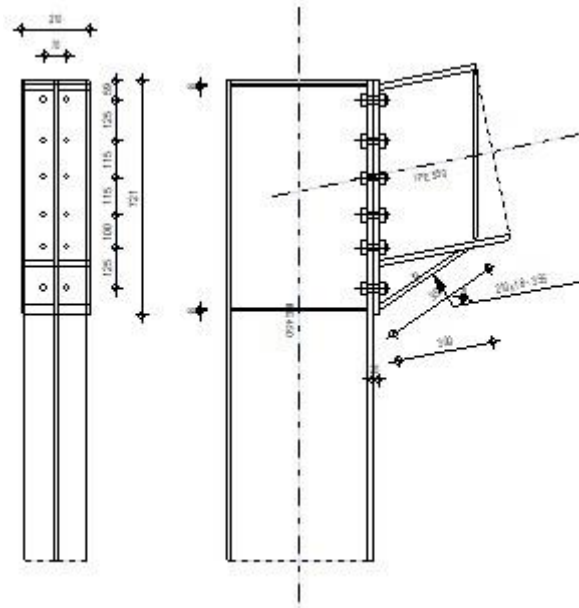
$S_{j,pin} = 8637,98$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

RUPTURE DES BOULONS

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme		Ratio	0,45
	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018		
	Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009		



GENERAL

Assemblage N°:	2
Nom de l'assemblage :	Angle de portique
Noeud de la structure:	40
Barres de la structure:	30, 33

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé:	IPE 450		
Barre N°:	30		
$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	450	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	190	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	15	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	98,82	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	33742,90	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER E24		
$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance

POUTRE

Profilé:	IPE 550		
Barre N°:	33		
$\alpha =$	11,3	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	550	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	210	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	17	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	134,42	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	67116,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E24		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	176,40	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	6		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	59	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	70	[mm]	
Entraxe $p_i =$	125;115;115;100;125	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	721	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	210	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau:	ACIER		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d =$	210	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	18	[mm]	Épaisseur de l'aile
$h_d =$	140	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	12	[mm]	Épaisseur de l'âme
$l_d =$	300	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	34,1	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU**Supérieur**

$h_{su} =$	421	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	90	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Épaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	421	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	90	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Épaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	10	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	13	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	10	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	10	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	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: 19: ELU /337/ 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 59*1.35 + 52*1.35 + 54*1.35

$M_{b1,Ed}$ =	213,44	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed}$ =	113,99	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed}$ =	-65,27	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed}$ =	-212,92	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed}$ =	-60,82	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed}$ =	-111,59	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur

RESULTATS**RESISTANCES DE LA POUTRE****COMPRESSION**

A_b = 134,42 [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd}$ = 3158,8 [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

A_{vb} = 89,15 [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd}$ = 1209,5 [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0,09 < 1,00 **vérifié** (0,09)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

W_{plb} = 2787,01 [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd}$ = 654, [kN*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} = 3552,39 [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd}$ = 834,81 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd}$ = 834,8 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

h_f = 681 [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd}$ = 1225,40 [kN] 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:

β = 11,3 [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

γ = 34,1 [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb}$ = 289 [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

A_{vb} = 72,35 [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

ω = 0,89 Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed}$ = 79,2 [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)]

Pression diamétrale:

$\beta =$	11,3	[Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$A_s =$	15,91	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} + A_s f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 2244,21 \quad [kN] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$d_{wb} =$	468	[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)]
$\lambda_s =$	7,51		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi =$	1,00		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1} + A_s \chi f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 1927,58 \quad [kN] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 1110,38 \quad [kN] \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 1110,38 \quad [kN] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

RESISTANCES DU POTEAU**PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT**

$M_{b1,Ed} =$	213,44	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} =$	0,00	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} =$	-60,82	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} =$	0,00	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$Z =$	578	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / Z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 399,47 \quad [kN] \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 50,84 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 50,84 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 693 \quad [mm] \quad \text{Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 2,38 \quad [kN*m] \quad \text{Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 0,71 \quad [kN*m] \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 0,71 \quad [kN*m] \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 629,79 \quad [kN] \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,63 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,63)$$

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	9	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	276	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	50,8	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-

$t_{wc} =$	9	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
	4]		1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,86		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	130,81	[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)]
$A_s =$	14,45	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$				
$F_{c,wc,Rd1} =$	867,22	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:				
$d_{wc} =$	379	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	1,07		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,76		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	6,73		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]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$				
$F_{c,wc,Rd2} =$	739,54	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Résistance finale:				
$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$				
$F_{c,wc,Rd} =$	739,54	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE				
Pression diamétrale:				
$t_{wc} =$	9	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	272	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	50,84	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,87		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	130,81	[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)]
$A_s =$	14,45	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$				
$F_{c,wc,Rd1} =$	861,22	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:				
$d_{wc} =$	379	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	1,07		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,76		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	6,73		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]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$				
$F_{c,wc,Rd2} =$	737,32	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 737,32 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	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	14	60	-	125	85	108	85	108	167	106	106	106
2	14	60	-	120	85	129	85	129	240	120	120	120
3	14	60	-	115	85	129	85	129	230	115	115	115
4	14	60	-	108	85	129	85	129	215	108	108	108
5	14	60	-	113	85	129	85	129	225	113	113	113
6	14	60	-	125	85	108	85	108	167	106	106	106

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	18	-	70	-	125	114	145	114	145	182	128	128	128
2	18	-	70	-	120	114	160	114	160	240	120	120	120
3	18	-	70	-	115	114	160	114	160	230	115	115	115
4	18	-	70	-	108	114	160	114	160	215	108	108	108
5	18	-	70	-	113	114	160	114	160	225	113	113	113
6	18	-	70	-	125	114	160	114	160	182	143	143	143

- 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

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 1474,64 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,04 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 176,4 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau } 3.4]$$

$$B_{p,Rd} = 241,0 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau } 3.4]$$

- 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 fléchie à la flexion
- F_{t,wb,Rd} – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	184,45	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 285,05$	285,05	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 184,45$	184,45	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 352,80$	352,80	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 297,25$	297,25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 482,16$	482,16	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 629,79$	629,79	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 739,54$	739,54	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 1225,40$	1225,40	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 1110,38$	1110,38	Ame de la poutre - compression

RÉSISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	184,45	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 302,37$	302,37	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 184,45$	184,45	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 352,80$	352,80	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 297,25$	297,25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 482,16$	482,16	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 629,79 - 184,45$	445,34	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 739,54 - 184,45$	555,09	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1225,40 - 184,45$	1040,95	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1110,38 - 184,45$	925,93	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 578,35 - 184,45$	393,90	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 450,70 - 184,45$	266,25	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 677,14 - 184,45$	492,69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 645,78 - 184,45$	461,33	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 148,47 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RÉSISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	184,45	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 302,37$	302,37	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 184,45$	184,45	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 352,80$	352,80	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 297,25$	297,25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 482,16$	482,16	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 629,79 - 332,92$	296,87	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 739,54 - 332,92$	406,62	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1225,40 - 332,92$	892,48	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1110,38 - 332,92$	777,46	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 585,77 - 148,47$	437,30	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 465,17 - 148,47$	316,70	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 869,18 - 332,92$	536,26	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 611,65 - 332,92$	278,73	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 662,67 - 148,47$	514,20	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 613,00 - 148,47$	464,53	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1005,60 - 332,92$	672,68	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 945,76 - 332,92$	612,84	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 115,37 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$F_{t3,Rd} = 115,37$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	181,50	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 302,37$	302,37	Aile du poteau – traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 184,45$	184,45	Ame du poteau – traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 352,80$	352,80	Platine d'about – traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 297,25$	297,25	Ame de la poutre – traction
$B_{p,Rd} = 482,16$	482,16	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 629,79 - 448,29$	181,50	Panneau d'âme – compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 739,54 - 448,29$	291,25	Ame du poteau – compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1225,40 - 448,29$	777,11	Aile de la poutre – compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1110,38 - 448,29$	662,09	Ame de la poutre – compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 575,47 - 115,37$	460,10	Aile du poteau - traction – groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 444,99 - 115,37$	329,62	Ame du poteau - traction – groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 870,42 - 263,84$	606,57	Aile du poteau - traction – groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 613,42 - 263,84$	349,58	Ame du poteau - traction – groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1153,82 - 448,29$	705,53	Aile du poteau - traction – groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 719,93 - 448,29$	271,64	Ame du poteau - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 648,27 - 115,37$	532,90	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 580,39 - 115,37$	465,02	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 982,48 - 263,84$	718,64	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 893,41 - 263,84$	629,57	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1325,41 - 448,29$	877,12	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1226,17 - 448,29$	777,88	Ame de la poutre - traction – groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$F_{t4,Rd} = 82,27$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$F_{t4,Rd} = 82,27$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	99,23	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 302,37$	302,37	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 184,45$	184,45	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 352,80$	352,80	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 297,25$	297,25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 482,16$	482,16	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ti,Rd} = 629,79 - 530,56$	99,23	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 739,54 - 530,56$	208,98	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1225,40 - 530,56$	694,84	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1110,38 - 530,56$	579,82	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 573,41 - 82,27$	491,14	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 440,88 - 82,27$	358,61	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 864,23 - 197,64$	666,59	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 604,49 - 197,64$	406,85	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1159,18 - 346,11$	813,07	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 725,39 - 346,11$	379,28	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1442,58 - 530,56$	912,02	Aile du poteau - traction - groupe

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 800,19 - 530,56$	269,64	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 645,39 - 82,27$	563,12	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 573,87 - 82,27$	491,60	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 973,84 - 197,64$	776,20	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 873,85 - 197,64$	676,21	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 1308,06 - 346,11$	961,95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 1186,87 - 346,11$	840,76	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1650,99 - 530,56$	1120,43	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1519,63 - 530,56$	989,07	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$

$F_{t5,Rd} = 53,49$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$

$F_{t5,Rd} = 53,49$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	45,74	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 285,05$	285,05	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 184,45$	184,45	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 352,80$	352,80	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 297,25$	297,25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 482,16$	482,16	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 629,79 - 584,05$	45,74	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 739,54 - 584,05$	155,49	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 1225,40 - 584,05$	641,35	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 1110,38 - 584,05$	526,33	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 572,17 - 53,49$	518,68	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 438,40 - 53,49$	384,91	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 856,81 - 135,76$	721,05	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 593,51 - 135,76$	457,75	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 1147,64 - 251,13$	896,51	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 713,50 - 251,13$	462,37	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 1442,58 - 399,60$	1042,99	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 800,19 - 399,60$	400,60	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1725,99 - 584,05$	1141,94	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 853,98 - 584,05$	269,93	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 685,73 - 53,49$	632,24	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 665,23 - 53,49$	611,74	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 1005,54 - 135,76$	869,79	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 945,64 - 135,76$	809,88	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 1334,00 - 251,13$	1082,87	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 1245,62 - 251,13$	994,49	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 1668,21 -$	1268,61	Platine d'about - traction - groupe

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
399,60		
$F_{t,wb,Rd}(6+5+4+3+2) - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 1558,64 - 399,60$	1159,04	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd}(6+5+4+3+2+1) - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 2011,14 - 584,05$	1427,09	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(6+5+4+3+2+1) - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 1891,40 - 584,05$	1307,35	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$

$F_{t6,Rd} = 17,51$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t6,Rd} = F_{t2,Rd} h_6/h_2$

$F_{t6,Rd} = 17,51$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

N	r	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		641	184,45	285,05	184,45	352,80	297,25	352,80	482,16
2		516	148,47	302,37	184,45	352,80	297,25	352,80	482,16
3		401	115,37	302,37	184,45	352,80	297,25	352,80	482,16
4		286	82,27	302,37	184,45	352,80	297,25	352,80	482,16
5		186	53,49	302,37	184,45	352,80	297,25	352,80	482,16
6		61	17,51	285,05	184,45	352,80	297,25	352,80	482,16

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd} = 275,55$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,77 < 1,00 **vérifié** (0,77)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILEMENT

$\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]

$\beta_{Lf} = 0,93$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

$F_{v,Rd} = 140,2$ [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,max} = 176,4$ [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,int} = 213,1$ [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,ext} = 191,2$ [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

N	r	F_{tj,Rd,N}	F_{tj,Ed,N}	F_{tj,Rd,M}	F_{tj,Ed,M}	F_{tj,Ed}	F_{vj,Rd}
1		352,80	-10,88	184,45	142,87	132,00	205,52
2		352,80	-10,88	148,47	115,01	104,13	221,35
3		352,80	-10,88	115,37	89,37	78,49	235,91
4		352,80	-10,88	82,27	63,73	52,85	250,47
5		352,80	-10,88	53,49	41,43	30,55	263,13
6		352,80	-10,88	17,51	13,56	2,68	278,96

$F_{tj,Rd,N}$ – 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

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$

$$F_{ij,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{ij,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{ij,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$$

$$V_{j,Rd} = 1455,35 \quad [\text{kN}]$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

[Tableau 3.4]

[Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0,08 < 1,00$$

vérifié

$$(0,08)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 204,54 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 85,51 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 119,03 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 98509,17 \quad [\text{cm}^4] \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 56,84 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 53,99 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 9,58 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 113,68 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,31)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 109,25 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,30)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 56,84 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,22)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 4 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 14 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 20 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 60 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 7 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

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	22,63	1036,47
1	641	1	97	138	1	6,94	444,63
2	516	1	97	138	1	5,58	288,09
3	401	1	97	138	1	4,34	173,95
4	286	1	97	130	1	3,09	88,41
5	186	1	97	136	1	2,01	37,38
6	61	1	97	138	1	0,66	4,01

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j^2 / \sum k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 458 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 5 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 50,84 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:6.2.6.(3)}$$

$$\beta = 1,0 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 458 \quad [\text{m}] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 4 \quad [\text{m}] \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$


$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

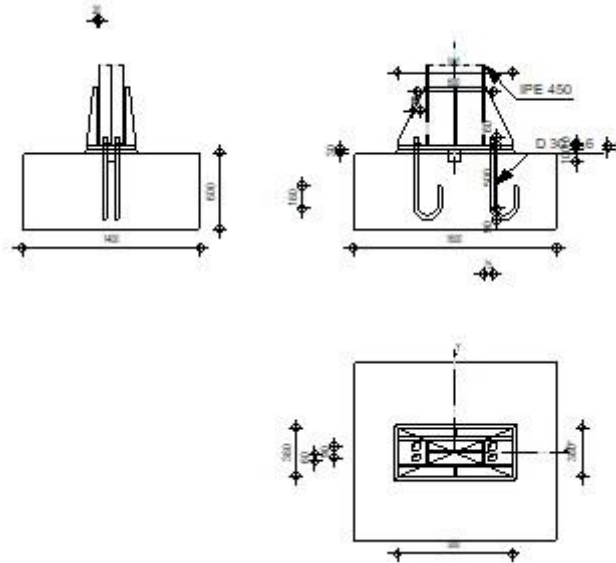
$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$	[6.3.1.(4)]
$S_{j,ini} = 100252,98$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$\mu = 1,50$ Coefficient de rigidité de l'assemblage	[6.3.1.(6)]
$S_j = S_{j,ini} / \mu$	[6.3.1.(4)]
$S_j = 66855,75$ [kN*m] Rigidité en rotation finale	[6.3.1.(4)]
Classification de l'assemblage par rigidité.	
$S_{j,rig} = 138207,60$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} = 8637,98$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE	

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,77

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	 Ratio 0,93
---------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------



GENERAL

Assemblage N°:	3
Nom de l'assemblage :	Pied de poteau encastré
Noeud de la structure:	17
Barres de la structure:	28

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé:	IPE 450		
Barre N°:	28		
$L_c =$	6,00	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	450	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	190	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	9	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	15	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	98,82	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	33742,90	[cm ⁴]	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

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	900	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	380	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	30	[mm]	Épaisseur
Matériau:	ACIER E24		
$f_{ypd} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.6		Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	240,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	400,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	30	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	5,61	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	7,07	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	2		Nombre de rangées des boulons
Écartement $e_{Hi} =$	600	[mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	90	[mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	60	[mm]
$L_2 =$	500	[mm]
$L_3 =$	180	[mm]
$L_4 =$	180	[mm]

Platine

$l_{wd} =$	60	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	60	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	10	[mm]	Épaisseur

BECHE

Profilé:	IPE 100		
$l_w =$	100	[mm]	Longueur
Matériau:	ACIER E24		
$f_{yw} =$	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR

$l_s =$	900	[mm]	Longueur
$w_s =$	380	[mm]	Largeur
$h_s =$	450	[mm]	Hauteur
$t_s =$	20	[mm]	Épaisseur

$l_s =$	900	[mm]	Longueur
$d_1 =$	20	[mm]	Grugeage
$d_2 =$	20	[mm]	Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00		Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25		Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50		Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L =$	1600	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	1400	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	600	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe	BETON25		
$f_{ck} =$	25,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g =$	30	[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

SOUDURES

$a_p =$	10	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	10	[mm]	Bêche
$a_s =$	10	[mm]	Raidisseurs

EFFORTS

Cas:	19: ELU /391/ 1*1.35 + 2*1.35 + 59*1.35 + 24*1.35 + 52*1.35 + 54*1.35		
$N_{j,Ed} =$	-126,24	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	9,46	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	73,27	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	-158,29	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	2,66	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS**ZONE COMPRIMEE****COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} =$	16,67	[MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:3.1.6.(1)
$f_j =$	23,04	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$				
$c =$	55	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	125	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	301	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	376,53	[cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	3383,97	[cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$				
$F_{rd,u} =$	1881,32	[kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rd,u} =$	1881,32	[kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j =$	0,67		Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$				
$f_{jd} =$	33,31	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	2847,90	[cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	869,98	[cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	1201,49	[cm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$				
$F_{c,Rd,n} =$	9486,22	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	2897,85	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	4002,12	[kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[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]
$W_{pl,y} =$	9816,79	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	2306,95	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	586	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$				
$F_{c,fc,Rd,y} =$	3938,82	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} =$	4453,88	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	1046,66	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	213	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$				
$F_{c,fc,Rd,z} =$	4908,92	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE				
$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$				
$N_{j,Rd} =$	9486,22	[kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$				
$F_{C,Rd,y} =$	2897,85	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$				
$F_{C,Rd,z} =$	4002,12	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
<u>ZONE TENDUE</u>				
RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE				
$A_b =$	5,61	[cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} =$	400,00	[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)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$				
$F_{t,Rd,s1} =$	137,33	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$\gamma_{Ms} =$	1,20		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} =$	240,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$				
$F_{t,Rd,s2} =$	112,20	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$				
$F_{t,Rd,s} =$	112,20	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	
ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON				
$f_{ck} =$	25,0	[MPa]	Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
$f_{ctd} = 0.7 * 0.3 * f_{ck}^{2/3} / \gamma_C$				
$f_{ctd} =$	1,2	[MPa]	Résistance de calcul à la traction	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_1 =$	1,0		Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

f_{ctd}	1,2	[MPa]	Résistance de calcul à la traction	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
=	0			
η_2	1,0		Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
=	0			
$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$				
f_{bd}	2,69	[MPa]	Adhérence de calcul admissible	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
h_{ef}	500	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$				
$F_{t,Rd,p}$	126,91	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
ARRACHEMENT DU CONE DE BETON				
h_{ef}	437	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$				
$N_{Rk,c}^0$	342,18	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N}$	1310	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N}$	655	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0}$	26740,00	[cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N}$	22400,00	[cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$				
$\psi_{A,N}$	0,8		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
=	4			
c	500	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$				
$\psi_{s,N}$	0,9		Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
=	3			
$\psi_{ec,N}$	1,0		Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
=	0			
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$				
$\psi_{re,N}$	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]
γ_{Mc}	2,16		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$				
$F_{t,Rd,c}$	123	[kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
=	28			
FENDAGE DU BETON				
h_{ef}	500	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$				
$N_{Rk,c}^0$	419,26	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N}$	1000	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N}$	500	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0}$	17440,00	[cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N}$	17440,00	[cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$				
$\psi_{A,N}$	1,0		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
=	0			
c	500	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$				
$\psi_{s,N}$	1,0		Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
=	0			
$\psi_{ec,N}$	1,0		Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
=	0			
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$				
$\psi_{re,N}$	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]
$\psi_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$				
$\psi_{h,N}$	0,71		Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]

$\psi_{h,N} =$	0,71	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]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c} \cdot 0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$			
$F_{t,Rd,sp} =$	138,0	[kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$			
$F_{t,Rd} =$	112,20	[kN] Résistance du boulon d'ancrage à traction	

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE**Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$**

$l_{eff,1} =$	211	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	211	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	39	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	11,16	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	11,16	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	1153,52	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	381,00	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	224,40	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,y} =$	224,40	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} =$	211	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	211	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	39	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	11,16	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	11,16	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	1153,52	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	381,00	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	224,40	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,z} =$	224,40	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$				
$F_{T,Rd,y} =$	224,40	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$				
$F_{T,Rd,z} =$	224,40	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,01 < 1,00	vérifié	(0,01)	
$e_y =$	1254	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	293	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	300	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	173,57	[kN*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)	0,91 < 1,00	vérifié	(0,91)	
$e_z =$	21	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,z} =$	107	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} =$	45	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} =$	141,02	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	0,02 < 1,00	vérifié	(0,02)	
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,93 < 1,00	vérifié	(0,93)	

CISAILLEMENT**PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE****Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$**

$\alpha_{d,y} =$	0,6	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$=$	9		

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y}$	0,6				[Tableau 3.4]
=	9		Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement		
$\alpha_{b,y}$	0,6				[Tableau 3.4]
=	9		Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$		
$k_{1,y}$	2,5				[Tableau 3.4]
=	0		Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement		
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$					
$F_{1,vb,Rd,y}$	451,6	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise		[6.2.2.(7)]
=	9				

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z}$	6,0				[Tableau 3.4]
=	0		Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement		
$\alpha_{b,z}$	1,0				[Tableau 3.4]
=	0		Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$		
$k_{1,z}$	2,2				[Tableau 3.4]
=	4		Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement		
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$					
$F_{1,vb,Rd,z}$	588,0	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise		[6.2.2.(7)]
=	1				

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b =$	0,37		Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$		[6.2.2.(7)]
$A_{vb} =$	7,07	[cm ²]	Aire de la section du boulon		[6.2.2.(7)]
$f_{ub} =$	400,00	[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)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$					
$F_{2,vb,Rd} =$	83,24	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier		[6.2.2.(7)]
$\alpha_M =$	2,0		Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation		CEB [9.3.2.2]
=	0				
$M_{Rk,s} =$	0,3	[kN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion		CEB [9.3.2.2]
=	5				
$l_{sm} =$	60	[mm]	Longueur du bras de levier		CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} =$	1,2		Coefficient de sécurité partiel		CEB [3.2.3.2]
=	0				
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$					
$F_{v,Rd,sm} =$	9,7	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier		CEB [9.3.1]
=	9				

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} =$	266,29	[kN]	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]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$					
$F_{v,Rd,cp} =$	246,57	[kN]	Résistance du béton à l'effet de levier		CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON**Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$**

$V_{Rk,c,y}$	1659	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage		CEB [9.3.4.(a)]
=	73				
$\Psi_{A,V,y} =$	0,31		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage		CEB [9.3.4]
$\Psi_{h,V,y} =$	1,18		Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation		CEB [9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,y} =$	0,85		Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement		CEB [9.3.4.(d)]
$\Psi_{ec,V,y} =$	1,00		Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage		CEB [9.3.4.(e)]
$\Psi_{\alpha,V,y} =$	1,00		Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant		CEB [9.3.4.(f)]

$V_{Rk,c,y}$ 0 =	1659 73	[k N]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\Psi_{ucr,V,y}$	1,00		Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
γ_{Mc}	2,16		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} \cdot \Psi_{A,V,y} \cdot \Psi_{h,V,y} \cdot \Psi_{s,V,y} \cdot \Psi_{ec,V,y} \cdot \Psi_{\alpha,V,y} \cdot \Psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$				
$F_{v,Rd,c,y}$	240,00	[kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}$ 0 =	1106 96	[k N]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\Psi_{A,V,z}$ =	0,70		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\Psi_{h,V,z}$ =	1,08		Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,z}$ =	0,96		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)]
$\Psi_{ucr,V,z}$ z =	1,00		Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
γ_{Mc}	2,16		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \Psi_{A,V,z} \cdot \Psi_{h,V,z} \cdot \Psi_{s,V,z} \cdot \Psi_{ec,V,z} \cdot \Psi_{\alpha,V,z} \cdot \Psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$				
$F_{v,Rd,c,z}$	371,04	[kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	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)]
$N_{c,Ed}$	126,24	[kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$				
$F_{f,Rd}$	37,87	[kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$				
$F_{v,Rd,wg,y}$	233,33	[kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	
$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$				
$F_{v,Rd,wg,z}$	128,33	[kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$				
$V_{j,Rd,y}$ =	310,3 7	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$ 0,03 < 1,00 vérifié (0,03)				
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$				
$V_{j,Rd,z}$ =	205,3 7	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ 0,36 < 1,00 vérifié (0,36)				
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ 0,39 < 1,00 vérifié (0,39)				

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

M_1 =	9,59	[kN* m]	Moment fléchissant du raidisseur
Q_1 =	85,27	[kN]	Effort tranchant du raidisseur

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

M_1	9,59	[kN* m]	Moment fléchissant du raidisseur	
Z_s	197	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
I_s	27676,72	[cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
σ_d	5,80	[MP a]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_g	9,80	[MP a]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
τ	9,47	[MP a]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_z	17,40	[MP a]	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)			0,07 < 1,00	vérifié (0,07)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

M_1	1,47	[kN* m]	Moment fléchissant du raidisseur	
Q_1	39,09	[kN]	Effort tranchant du raidisseur	
Z_s	135	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
I_s	41175,00	[cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
σ_d	0,37	[MP a]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_g	1,23	[MP a]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
τ	4,34	[MP a]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_z	7,53	[MP a]	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)			0,03 < 1,00	vérifié (0,03)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

σ_{\perp}	10,44	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	10,44	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
τ_{\parallel}	0,65	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z\parallel}$	1,65	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_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)			0,04 < 1,00	vérifié (0,04)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0(\tau_{y\parallel}^2 + \tau_{z\parallel}^2))} / (f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,06 < 1,00	vérifié (0,06)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0(\tau_{z\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,05 < 1,00	vérifié (0,05)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

σ_{\perp}	0,00	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
τ_{\parallel}	18,95	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
σ_z	0,00	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
β_w	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,10 < 1,00	vérifié (0,10)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

σ_{\perp}	1,54	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	1,54	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
τ_{\parallel}	4,34	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} =$	1,54	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	8,13	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_w / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,02 < 1,00	vérifié (0,02)

SOUDES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$\sigma_{\perp} =$	13,40	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	13,40	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	8,65	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	30,70	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_w / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,09 < 1,00	vérifié (0,09)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	18,43	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	18,43	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	6,78	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	38,68	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_w / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,11 < 1,00	vérifié (0,11)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE**Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$**

$b_{eff} =$	125	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	301	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,y} =$	23	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	211	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	39	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	42	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	325	[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]
$\lambda_{0,y} =$	0,35		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	90697,18	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	354300,45	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,z} =$	41	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	211	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	39	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	42	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	325	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	1,55		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	197747,96	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	17596,53	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

BOULON D'ANCRAGE A LA RUPTURE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,93

VIII.5.Conclusion :

Cette partie d'étude a consisté à assembler les différents éléments qui ont été dimensionnés dans le précédent chapitre.

Chapitre IX

Etude

des fondations

IX.1 Introduction

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appelle fondations. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation.

IX.2 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.
- La contrainte admissible de notre sol $\sigma = 2 \text{ bar}$.
- La profondeur d'ancrage : $D = 2,00 \text{ m}$.

IX.3 Calcul des fondations

IX.3.1 Charges à considérer :

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous:

ELU(KN)			ELS(KN)		
V	N	M	V	N	M
73.27	324.57	158.29	50.43	225.02	109.66

Tableau IX.1. Sollicitations les plus défavorables

IX.3.2. Pré-dimensionnement

Semelle carré : $S = A \times B / \sigma'_{\text{sol}} = 2 \text{ bar} = 20 \text{ t/m}^2$

$$A \times B \geq \frac{N_1}{\sigma'_{\text{sol}}} = \frac{225.02}{200} = 1.12 \text{ m}^2$$

$$A \times B \geq 1.12 \text{ m}^2$$

On prend $A = 3$ et $B = 1.5 \text{ m}$

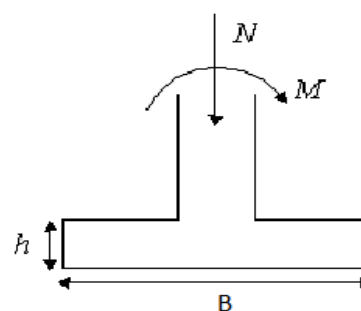


Figure IX.1. Sollicitations de fondation

IX.4. Calcul de hauteur de la semelle sol

$$(h_c - d') \geq \max\left(\frac{B-b}{4}, \frac{A-a}{4}\right)$$

$$(h_c - d') \geq \left(\frac{1.5 - 0.38}{4}, \frac{3 - 0.9}{4} \right)$$

$$(h_c - d') \geq \max(0.28 ; 0.53) \text{ (m)}$$

$$(h_c - d') \geq 0.53 \text{ m}$$

On prend $d' = 5 \text{ cm} \Rightarrow h_c = 60 \text{ cm}$, d' : enrobage d'acier

IX.5. Vérification de la stabilité

Stabilité $\Rightarrow A \geq 6e_1$; tel que e_1 : excentricité

$$e_1 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{109.66}{225.02} = 0.48 \text{ m}$$

$$6e_1 = 6 \times 0.48 = 2.88 \text{ m}$$

$A > 6e_1$ condition de stabilité est vérifié

IX.6. Vérification de la contrainte

$$A \geq \frac{N_1}{\sigma_{\text{sol}} \times B} \left(1 + 3 \frac{e_1}{B} \right) = \frac{225.02}{200 \times 1.5} \left(1 + 3 \frac{0.48}{1.5} \right) = 1.47 \text{ m} \text{ Donc :}$$

$A > 1.47 \text{ m}$ (vérifiée)

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{4N}{3B(A-2e)} = \frac{4 \times 324.57}{3 \times 1.5 (3 - 2 \times 0.48)} = 141.42 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

IX.7. Ferrailage

$$N^* = \sigma_{\text{max}} \times S = 141.42 \times 4.5 = 636.39 \text{ KN}$$

$$A_x = \frac{N^*(B - b)}{8(h_c - d')f_{su}}$$

$$A_y = \frac{N^*(A - a)}{8(h_c - d')f_{su}}$$

$$A_x = \frac{636.39(1.5 - 0.38)}{8(0.55)348} \times 10 = 4.65 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{636.39(3 - 0.9)}{8(0.55)348} \times 10 = 8.72 \text{ cm}^2$$

IX.8. Condition de non fragilité

Pour qu'une section en béton armé soumise à la traction ou la flexion soit considérée comme non fragile, la relation suivante doit être vérifiée :

$$A_s \geq 0.23 \frac{b \times d \times f_{tj}}{f_e} \quad (\text{Article A. 4.2.1 - BAEL91})$$

$$A_s = 0.23 \frac{(55 \times 150 \times 2.1)}{400} = 11.38 \text{ cm}^2 \quad \text{donc il faut prendre la section minimum du BAEL soit}$$

$$12\text{HA}12 = 13.57 \text{ cm}^2$$

IX.9. Calcul l'espacement des cadres

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15\phi)$$

$$S_t \leq \min (20\text{cm}, 15 \times 1.2 = 18\text{cm})$$

En prend $S_t = 15 \text{ cm}$

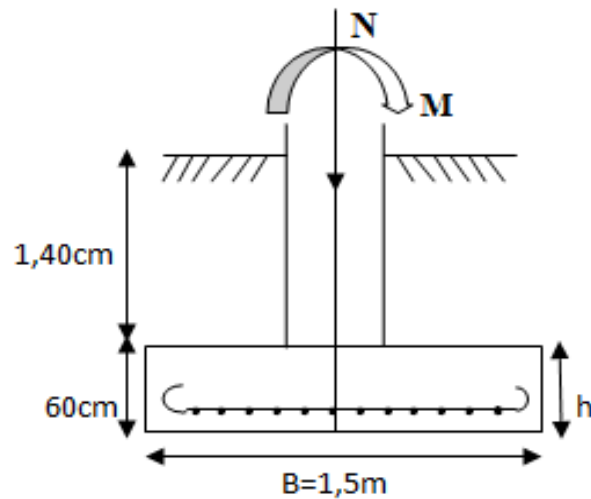


Figure IX.2 .Vue en face du ferrailage de la semelle

IX.10. Calcul des longrines :

IX.10.1. Introduction : Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Elles sont soumises à des forces axiales de traction égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN} \quad \ll \text{Article 10.1.1-RPA99 / VERSION 2003} \gg$$

Avec

N : effort normal maximal ; $N = 324.57 \text{ KN}$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée ; $\alpha = 12$

$$F = \frac{324.57}{12} = 27.04 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN}$$

IX.10.2. Armature longitudinales en traction simple :

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{F}{f_e / \gamma_s} = \frac{27.04}{348 \times 10^3} 10^4 \text{ soit } A_s = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.6\% B = 0.6 \times 10^{-2} \times 30 \times 35 \text{ soit } A_s = 6.3 \text{ cm}^2$$

Alors on ferraille avec A_{min} soit 8HA12 répartie sur toute la section qui correspond à $A_s = 9.04 \text{ cm}^2$

IX.10.3. Vérification de la condition de non fragilité

Pour qu'une section en béton armé soumise à la traction ou la flexion soit considérée comme non fragile, la relation suivante doit être vérifiée :

$$A_s \geq 0.23 \frac{B \times f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 35 \times 30 \times 2.1}{348} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9.04 \text{ cm}^2 > 1.45 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

IX.10.4. Armatures transversales :

Soit des cadres de diamètres 8mm dont l'espacement est inférieur à ; $\min(20\text{cm}, 15\phi)$

$S_t \leq \min(20\text{cm}, 15 \times 0.8) = 12\text{cm}$ on adopte un espacement de 10cm

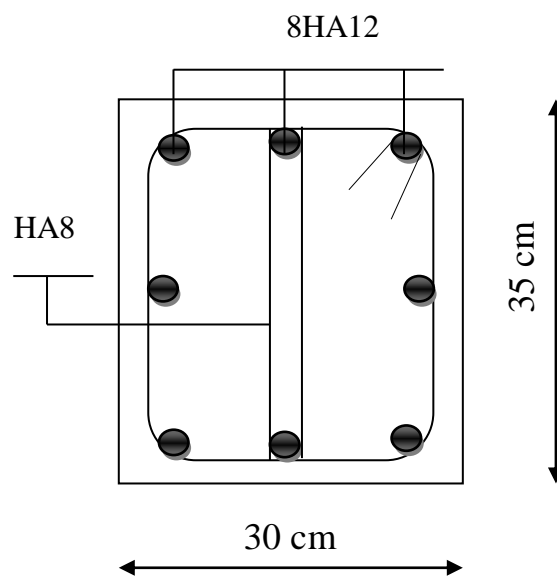


Figure IX.3. Schéma du ferrailage des longrines

IX.11. Conclusion :

Cette dernière étape de notre étude nous a conduit à choisir des fondations isolées en béton armé.

Conclusion générale

Ce modeste travail nous a permis d'appliquer et d'approfondir toutes les connaissances acquises durant notre cursus universitaire.

La conception d'une structure métallique repose sur le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant en compte des actions environnantes les plus sévères (surcharges d'exploitations, neige, vent).

Cette expérience nous a permis aussi de mieux comprendre le domaine de la construction charpente métallique, et de nous familiariser avec les différentes normes et règlements régissant le domaine de la charpente métallique tel que l'Eurocode 3, le CCM97, le RPA99 /2003, le RNV99 /2013.

Dans ce même contexte, il a été constaté que les actions du vent sont les plus défavorables dans les structures métalliques (effet du vent est plus important que l'effet du seisme).

Perspectives:

- Analyse non linéaire d'un bâtiment mixte en charpente métallique.
- L'effet du feu.

A la fin, ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, il nous a permis d'acquérir des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans notre vie professionnelle.

Références bibliographiques

REGLEMENT

- Règlement neige et vent (RNVA version 2013), D.T.R C2-4.7.
- Règles parasismiques Algérienne (RPA99/Version 2003). D.T.R-B.C.2-4.8.
- Règle de calcul des structures métalliques (Eurocode03).
- Règles de conception et de calcul des structures en aciers (CCM97), DTR B.C.2.44.
- Document technique réglementaire des charges permanentes et surcharges d'exploitation (DTR B.C.2.2).

LIVRES

- Lahlou Dehmani ; Calcul des éléments résistants d'une construction métallique selon l'Eurocode3-360p Année 2019 ,OPU,ISBN :878.9961.0.1589.6
- Baraka Abdelhak ;Cours en charpente métallique selon le règlement Algérien C.C.M.97 et l'Eurocode 3.-299 P Année2016 OPU,ISBN :878.9961.0.1.683.1
- Jean Morel ;Calcul des structures métalliques selon l'eurocode 3

Mémoires

- **DEROUICHE LYDIA, OUZAICH MOUMEN**, 2017.Etude d'un hangar en charpente métallique à usage de stockage. Mémoire de master 2 en Génie civil:université Abderrahmane MIRA-BEJAIA.220p.
- **MOULOUDJ RAMADANE, LAHMEK ANIS, LAGAB LYNDA**, 2018.Conception et calcul d'un hangar multiple avec deux ponts roulants. mémoire de master 2 professionnel en Génie civil : université de Mouloud Mammeri de TIZI6OUZOU.237p.

LOGICIELS

- Logiciel d'analyse des structures **ROBOT** 2018
- **AUTOCAD**2016

ANNEXES 1

Tableau des armatures

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Section en cm^2 de N armatures de diamètre Φ (mm)

ANNEXES 2

Tableau des profils

Profile IPE

Caractéristique géométriques

Profils	Dimensions						Masse par mètre P kg/m	Aire de la section A cm ²	Surface de peinture	
	h	b	a	e	r	h ₁			m ² /m	m ² /t
	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	d mm				
IPE A 80	78,0	46	3,3	4,2	5	59,6	5,0	6,4	0,325	64,90
IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6	0,328	54,64
IPE A 100	98,0	55	3,6	4,7	7	74,6	6,9	8,8	0,397	57,57
IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3	0,400	49,33
IPE A 120	117,6	64	3,8	5,1	7	93,4	8,7	11,0	0,472	54,47
IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2	0,475	45,82
IPE A 140	137,4	73	3,8	5,6	7	112,2	10,5	13,4	0,547	52,06
IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4	0,551	42,70
IPE A 160	157,0	82	4,0	5,9	9	127,2	12,7	16,2	0,619	48,70
IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1	0,623	39,47
IPE A 180	177,0	91	4,3	6,5	9	146,0	15,4	19,6	0,694	45,15
IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9	0,698	37,13
IPE O 180	182,0	92	6,0	9,0	9	146,0	21,3	27,1	0,705	33,12
IPE A 200	197,0	100	4,5	7,0	12	159,0	18,4	23,5	0,764	41,49
IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5	0,768	34,36
IPE O 200	202,0	102	6,2	9,5	12	159,0	25,1	32,0	0,779	31,05
IPE A 220	217,0	110	5,0	7,7	12	177,6	22,2	28,3	0,843	38,02
IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4	0,848	32,38
IPE O 220	222,0	112	6,6	10,2	12	177,6	29,4	37,4	0,858	29,24
IPE A 240	237,0	120	5,2	8,3	15	190,4	26,2	33,3	0,918	35,10
IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1	0,922	30,02
IPE O 240	242,0	122	7,0	10,8	15	190,4	34,3	43,7	0,932	27,17
IPE A 270	267,0	135	5,5	8,7	15	219,6	30,7	39,1	1,037	33,75
IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9	1,041	28,86
IPE O 270	274,0	136	7,5	12,2	15	219,6	42,3	53,8	1,051	24,88

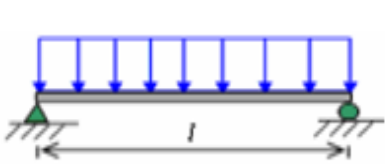
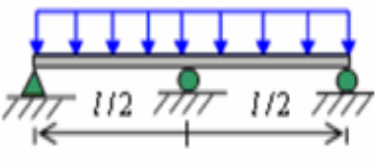
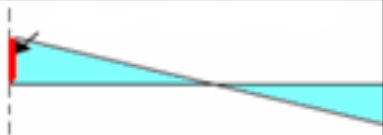
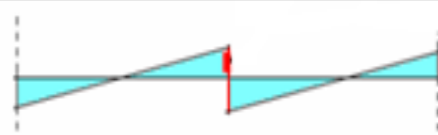


ANNEXES 3

Caractéristique mécaniques

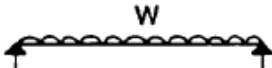

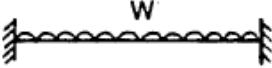

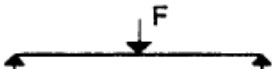

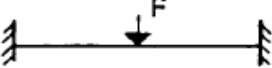

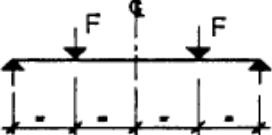

Profils	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion J_t cm ⁴	Moment d'inertie de gauchis- sement $I_w \times 10^{-3}$ cm ⁶
	I_x	I_x/I_{x0}	I_{xc}	$W_{pl,y}$ cm ³	A_{vz} cm ²	I_y	I_y/I_{y0}	I_{yc}	$W_{pl,z}$ cm ³	A_{vy} cm ²		
	I_y cm ⁴	$W_{el,y}$ cm ³	i_y cm			i_z cm	$W_{el,z}$ cm ³	i_z cm				
IPE A 80	64,4	16,5	3,18	19,0	3,1	6,85	2,98	1,04	4,7	4,1	0,42	0,09
IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70	0,12
IPE A 100	141,2	28,8	4,01	33,0	4,4	13,11	4,77	1,22	7,5	5,6	0,77	0,28
IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20	0,35
IPE A 120	257,4	43,8	4,83	49,9	5,4	22,38	6,99	1,42	11,0	6,9	1,04	0,71
IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74	0,89
IPE A 140	434,9	63,3	5,70	71,6	6,2	36,41	9,98	1,65	15,5	8,6	1,36	1,58
IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45	1,98
IPE A 160	689,3	87,8	6,53	99,1	7,8	54,42	13,27	1,83	20,7	10,2	1,96	3,09
IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60	3,96
IPE A 180	1062,7	120,1	7,37	135,3	9,2	81,87	17,99	2,04	28,0	12,4	2,70	5,93
IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79	7,43
IPE O 180	1505,2	165,4	7,45	189,1	12,7	117,23	25,48	2,08	39,9	17,5	6,78	8,74
IPE A 200	1591,5	161,6	8,23	181,7	11,5	117,18	23,44	2,23	36,5	14,7	4,11	10,53
IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98	12,99
IPE O 200	2211,0	218,9	8,32	249,4	15,5	168,77	33,09	2,30	51,9	20,5	9,45	15,57
IPE A 220	2316,5	213,5	9,05	240,2	13,5	171,40	31,16	2,46	48,5	17,8	5,69	18,71
IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07	22,67
IPE O 220	3134,1	282,3	9,16	321,1	17,7	239,71	42,80	2,53	66,9	24,1	12,27	26,79
IPE A 240	3290,5	277,7	9,94	311,6	16,3	240,19	40,03	2,69	62,4	21,0	8,35	31,26
IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	293,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88	37,39
IPE O 240	4369,3	361,1	10,00	410,3	21,4	328,39	53,83	2,74	84,4	27,9	17,18	43,68
IPE A 270	4917,3	368,3	11,21	412,5	18,7	358,00	53,04	3,02	82,3	24,6	10,30	59,51
IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94	70,58
IPE O 270	6947,1	507,1	11,38	574,6	25,2	513,27	75,48	3,09	117,7	34,9	24,90	87,64

ANNEXES 4

Sollicitations et flèches maximales pour les poutres sur 2 et 3 appuis.

		
Effort tranchant	 $V_{\max} = \frac{ql}{2}$	 $V_{\max} = 0.625q \frac{l}{2}$
Moment fléchissant	 $M_{\max} = \frac{ql^2}{8}$	 $M_{\max} = \frac{q(l/2)^2}{8}$
Flèche maximale	$f = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI}$	$f = \frac{2.05}{384} \frac{q(l/2)^4}{EI}$

ANNEXES 5

Table F.1.2 Values of factors C_1 , C_2 and C_3 corresponding to values of factor k : Transverse loading cases					
Loading and support conditions	Bending moment diagram	Values of k	Values of factors		
			C_1	C_2	C_3
		1,0 0,5	1,132 0,972	0,459 0,304	0,525 0,980
		1,0 0,5	1,285 0,712	1,562 0,652	0,753 1,070
		1,0 0,5	1,365 1,070	0,553 0,432	1,730 3,050
		1,0 0,5	1,565 0,938	1,267 0,715	2,640 4,800
		1,0 0,5	1,046 1,010	0,430 0,410	1,120 1,890


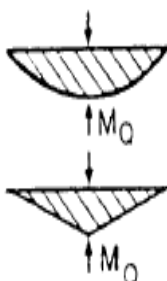
ANNEXES 6

Valeur de χ en fonction de λ

Table 5.5.2 Reduction factors χ				
$\bar{\lambda}$	Buckling curve			
	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

ANNEXES 7

Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

Moment diagram	Equivalent uniform moment factor β_M
<p>end moments</p>  <p>M_1 ψM_1</p> <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 \psi$
<p>moments due to in-plane lateral loads</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$