

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : SCIENCES DE L'INGENIORAT

Département : GENIE CIVIL

Domaine : SCIENCES ET TECHNOLOGIES

Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : CONSTRUCTION METALLIQUE ET MIXTES

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème :

ETUDE d'un HANGAR à VERSANTS MULTIPLES
en CHARPENTE METALLIQUE
DESTINE à la FABRICATION et au RECYCLAGE du PLASTIQUE.

Présenté par : - Sedira Rahima

Encadrant : M. FELLAH Farid M.C.B Université Badji Mokhtar - ANNABA

Jury de Soutenance :

M. OTMANI N.	M.C.A.	Badji Mokhtar Annaba	Président
M. FELLAH F.	M.C.B.	Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
M. KOUIDER N.	M.C.B.	Badji Mokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2020/2021

Remerciement

*Remercions tout d'abord **ALLAH** le tout-puissant de nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien réaliser ce projet de fin d'études.*

Nous tenons à remercier également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour nous. Surtout nos très chers parents.

*Un grand remerciement pour mon encadreur monsieur le **Dr Fellah. F** pour son aide et ses conseils avisés. Et nous remercions aussi (**M. HADIDANE. Y**) pour tous leurs remarques et conseils qui nous ont permis de présenter notre travail dans sa meilleure forme.*

Nous remercions aussi tous les enseignants qui ont contribué à une bonne formation durant notre cursus universitaire.

*Nous remercions (**M. OTMANI N** et **M. Kouider N**) les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.*

Enfin nous tenons à remercier toutes personnes qui nous ont aidés.

Dédicace

C'est grâce à Allah, seul que j'ai pu achever ce travail,

Je le dédie à :

Mes très chers parents ma mère (Aïcha), que Dieu le garde et mon père (Mohamed) qui nous a quitté cette année Allah yerhemou, pour leur soutien et aide durant toute ma période d'étude.

À toutes mes sœurs et mes frères

À mon amie (Hadidane Anfal) qui m'ont toujours encouragé et soutenu

À ma chère binôme (khalifaoui Soltana)

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail

Rahima

Dédicace

C'est grâce à Allah, seul que j'ai pu achever ce travail,

J'ai l'honneur de dédier ce travail à :

Mon père « ABDELHAK » et ma très chère mère « NADJEET ». Qui m'a encouragé et soutenu tout au long de mon cursus, et auxquels je ne rendrai jamais assez.

Ma sœur (RANIA) et Mes Frères (ACHREF ; AISSA)

Ma belle -mère (SAMIA) et mon beau père (ABDELWAHAB)

Mom fiancé (Mahdi)

Mon amie (Hadidane Anefal) qui m'a toujours encouragé et soutenu

Toute ma famille sans exception

Ma chère binôme (Sedira Rahima)

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail



Soltana

Résumé

Notre projet est une étude dimensionnement ; d'un hangar métallique à versant multiple. Cet ouvrage est un hangar de fabrication et de recyclage de plastique, situé sur la commune d'El MATROHA wilaya de TARF. L'étude a commencé par la descente de la charge, puis le calcul des surcharges Neige et Vent. On a après le prédimensionnement des éléments secondaires (étude des pannes, lisses, potelets, et contreventement etc.) et enfin une étude sismique. Toutes ces étapes ont été réalisées selon différentes réglementations telles que : (RNV 2013, EUROCODE 3, EUROCODE 4, D.T.R.B.C.2.2, BAEL 91-CBA93, et RPA 99 versions 2003). Enfin, une étude des fondations et réhabilitation de la structure. Le logiciel de modélisation et de calculs est ROBOT 2014.

المخلص

مشروعنا هو عبارة عن دراسة وتصميم حضيرة بهيكل معدني لتصنيع وإعادة تدوير البلاستيك، تقع في بلدية المطروحة ولاية الطارف.

بدانا بدراسة الاحمال، ثم حساب التحميل الزائد للثلوج والرياح، وبعدها التحجيم للعناصر الثانوية:

(Étude des pannes, lisse, potelet, et contreventement...etc.)

وأخيرا قمنا بدراسة الزلزال وفقا لعدة أنظمة مختلفة خاصة بالهندسة المدنية:

(RNV 2013, EUROCODE 3, EUROCODE 4, D.T.R.B.C.2.2, BAEL 91-CBA93, et le RPA 99 versions 2003).

وفي النهاية قمنا بدراسة الاساسات وإعادة الإصحاح للهيكلة، ومن اجل التحجيم قمنا بالتحقق بواسطة برنامج خاص بالحساب ROBOT 2014

Abstract

Our project is a sizing study; of a metal shed with multiple slopes. This structure is a plastic manufacturing and recycling shed, located in the municipality of El MATROHA wilaya of TARF. The study began with the descent of the load, then the calculation of the Snow and Wind overloads. We have after the pre-dimensioning of the secondary elements (study of purlins, rails, posts, and bracing etc.) and finally a seismic study. All these steps were carried out according to different regulations such as: (RNV 2013, EUROCODE 3, EUROCODE 4, D.T.R.B.C.2.2, BAEL 91-CBA93, and RPA 99 versions 2003). Finally, a study of the foundations and rehabilitation of the structure. The modeling and calculassions software is ROBOT 2014.

Bibliographie

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone (dans des proportions comprises entre 0,02 % et 2 % en masse pour le carbone)

C'est essentiellement la teneur en carbone qui confère à l'alliage les propriétés de l'acier. Il existe d'autres alliages à base de fer qui ne sont pas des aciers, comme les fontes et les ferroalliages

Les structures métalliques ont d'innombrables avantages par rapport à d'autres formes de construction, donc, quelques raisons de choisir l'acier sont : son excellent rapport résistance/volume (qui réalise des structures plus légères que celles faites avec d'autres matériaux), le large éventail de ses applications possibles, la possibilité d'avoir de nombreuses pièces standardisées, sa fiabilité et sa capacité à façonner presque tous les désirs architecturaux

Les structures métalliques fournissent également l'adaptabilité maximale dans le changement d'utilisation des bâtiments, parce que les altérations structurelles peuvent être faites facilement et les connexions aux portiques existants avec des inconvénients minimes et le coût.

De plus, si le temps est considéré comme une variable importante dans les processus de construction et de déconstruction, il est possible de s'attendre à la prolifération des structures métalliques et au développement de composants à base d'acier.

□ Les avantages de la charpente métallique :

- **Haute résistance** : la haute résistance de l'acier par unité de poids implique qu'il sera peu le poids des structures, cela est d'une grande importance pour la conception de poutres de grandes lumières.
- **Uniformité** : les propriétés de l'acier ne changent pas sensiblement avec le temps, comme c'est le cas pour les structures en béton armé.
- **Durabilité** : si l'entretien des structures en acier est adéquat, ils dureront indéfiniment.
- **Ductilité** : la ductilité est la propriété qui a un matériau pour résister à de grandes déformations sans échouer sous des contraintes de contrainte élevées. La nature ductile des aciers structuraux communs leur permet de s'écouler localement, évitant ainsi les échecs prématurés.
- **Ténacité** : les aciers structuraux sont tenaces, c'est-à-dire qu'ils ont une résistance et une ductilité. La propriété d'un matériau pour absorber l'énergie en grandes quantités est appelée ténacité.
- Grande facilité pour rejoindre différents membres au moyen de différents types de connecteurs tels que le soudage, les vis et les rivets.
- Possibilité de préfabrication des membres d'une structure.
- Vitesse de montage.
- Grande capacité à plastifier et dans beaucoup de tailles et de formes.
- Plus grande résistance à la fatigue que le béton.
- Réutilisation possible après démontage d'une structure.
- Dans les zones caractérisées par une sismique à haut risque, la construction en acier a démontré un comportement très satisfaisant face à ces phénomènes naturels dus à la ductilité qui caractérise le matériau en acier. Ce comportement est beaucoup plus élevé que celui du béton.
- La structure métallique peut être préparée en atelier, ce qui signifie que les éléments arrivent au travail pratiquement élaborés, nécessitant un minimum d'opérations à achever.

- L'acier Structural peut être stratifié économiquement dans une grande variété de formes et de tailles. Il peut également être adapté à des besoins spécifiques en variant les propriétés mécaniques au moyen de traitements thermiques, thermochemicals...
- Réutilisation de l'acier après le démantèlement de la structure, ce qui signifie des économies d'investissement considérables.
- Les poutres réticulées permettent de couvrir les grandes lumières, avec les avantages correspondants.
- Les structures en acier sont généralement plus légères que celles fabriquées avec d'autres matériaux ; Cela implique moins de coût de base.
- L'adaptabilité de l'acier revêt une importance particulière dans les cas de réhabilitation, soit pour renforcer les structures existantes, soit pour une reconstruction complète de l'entretien des façades. L'acier est livré préfabriqué sur place ; Il n'a pas besoin d'être sous-tendu et ne souffre pas de rétractation ou de fluage afin qu'il puisse prendre en charge immédiatement.
- Économiquement, en raison de son poids inférieur, il obtient une grande économie dans la base et en raison de son rapport de résistance/poids élevé il est employé intensivement dans les bâtiments hauts et les grandes structures légères.
- En termes d'espace utile, l'acier représente une grande efficacité constructive en permettant de plus grandes lumières qu'avec la construction traditionnelle de béton armé. En même temps, les dimensions plus petites des éléments structuraux de l'acier par rapport aux sections en béton permettent une utilisation efficace de l'espace.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

Chapitre I: Généralité

Introduction.....	3
I. 1. Présentation de l'ouvrage	3
I.2.Règlement utilisé.....	4
I.3.Données concernant le site	4
I.4. Caractéristique structurale.....	4
I.5. Matériaux utilisés.....	5
I.6. Les assemblages	7
I.6.1. Le boulonnage	7
I.6.2. Le soudage	7
I.7.Logiciel utilisés.....	7

Chapitre II: Evaluation des charges

Introduction.....	9
II.1. Action permanente G	9
II.2. Action variable	9
II.2.1. Surcharge d'exploitation	9
II.2.2. Surcharge climatique	9
II .2.2.1. Action de la neige.....	9
II .2.2.2. Action de vent	11
II .2.2.3 Coefficient de calcul	12
II.2.2.2.3.1 Pression dynamique de pointe q_{dyn}	14
II.2.2.2.3.2 Coefficient de pression extérieure C_{pe}	14
II.2.2.2.3.3 Coefficient de pression intérieure C_{pi}	20
II.2.2.2.4 Calcul de la pression due au vent W_{zj}	22

Chapitre III: Vérification des éléments secondaire

Introduction	26
--------------------	----

<i>III.1. Etude des pannes</i>	26
<i>III.1.1. Espacement entre pannes</i>	26
<i>III.1.2. Détermination des charges</i>	27
<i>III.1.3. Combinaisons des charges</i>	28
<i>III.1.4. Principe de pré dimensionnement</i>	29
<i>III.1.4.2. Condition de flèche (l'ELS)</i>	29
<i>III.1.4.2. Condition de résistance (l'ELU)</i>	29
<i>III.1.5. Vérification au cisaillement</i>	31
<i>III.1.6. Vérification au déversement</i>	31
<i>III.1.7. Détermination les liernes</i>	33
<i>III.1.8. Etude de l'échantignolle</i>	35
<i>III.2. Etude lisse de bardage</i>	36
<i>Introduction</i>	36
<i>III.2.1. Détermination des charges</i>	37
<i>III.2.2. Principe de pré dimensionnement</i>	38
<i>III.2.2.1 Dimensionnement de lisses</i>	38
<i>III.2.2.1.1 Condition de flèche (l'ELS)</i>	38
<i>III.2.2.1.2 Condition de résistance (l'ELU)</i>	39
<i>III.2.2.1.3 Vérification au cisaillement</i>	39
<i>III.2.2.2.4. Vérification au déversement</i>	40
<i>III.3. Etude des potelets</i>	45
<i>Introduction</i>	45
<i>III.3.1. Détermination des charges</i>	45
<i>III.3.2. Dimensionnement des potelets</i>	45
<i>III.3.3. Vérification de la flexion composées</i>	46
<i>III.4. Conclusion</i>	50

Chapitre IV: Etude de contreventement

<i>Introduction</i>	52
<i>IV.1. Etude de contreventement horizontal</i>	52
<i>IV.1.1. Evaluation des efforts horizontaux</i>	53

IV.1.2. Dimensionnement de la diagonale.....	54
IV.1.2.1 Vérification de la section nette.....	54
IV.1.2.2 Vérification des montants de la poutre au vent.....	54
IV.2. Etude de la poutre sablière	57
IV.2.1. Pré dimensionnement	58
IV.2.2. Vérification de la poutre sablière au flexion composée	58
IV.3. Etude de contreventement vertical (palées de stabilité)	59
IV.3.1. Détermination des efforts dans les barres	59
IV.3.2. Dimensionnement de la diagonale de la palée de stabilité	60

Chapitre V: Etude du plancher mixte

Introduction	63
V.1. Définition	63
V.2. Disposition des solives	63
V.3. Méthode de construction (Réalisation)	63
V.4. Caractéristiques des éléments constructifs	64
V.5. Vérification de la dalle	64
V.5.1. Evaluation des charges	64
V.5.2. Combinaison des charges	64
V.5.3. Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche	65
V.5.4. Vérification à la résistance	65
V.5.4.1 Vérification au moment fléchissant (résistance)	65
V.5.4.2 Vérification au cisaillement	65
V.6. Vérification au stade final (après durcissement du béton)	66
V.6.1. Evaluation des charges	66
V.6.2. Combinaison des charges	66
V.6.3. Calcul de largeur efficace du béton	66
V.6.4. La position de l'axe neutre	67
V.6.5. Position de l'axe neutre plastique	67
V.6.6. L'inertie de l'ensemble poutre -dalle	68

V.6.7. Moment fléchissant maximal dans la section mixte	68
V.7. Contrainte de flexion simple	68
V.7.1. Contrainte dans la poutre d'acier	68
V.7.2. Contraintes dans la dalle en béton.....	68
V.7.3. Vérification de la flèche	69
V.7.4. Vérification de la résistance	69
V.7.5. Vérification au l'effort tranchant.....	69
V.7.6. Contraintes additionnelles de retrait.....	69
V.7.7. Contraintes finales	70
V.8. Calcul de la poutre principale	71
V.8.1 Caractéristique de plancher	71
V.8.2. Vérification de la flèche	71
V.8.3. Vérification de la résistance.....	72
V.9. Calcul de la poutre secondaire.....	73
V.9.1. Caractéristique de la poutre secondaire.....	73
V.9.2. Pré dimensionnement.....	73
V.9.3. Vérification de la résistance.....	73
V.10. Calcul et dimensionnement des connecteurs	74
V.10.1. Définition	74
V.10.2. Capacité de déformation des connecteurs	75
V.10.3. Effort de cisaillement longitudinal	76
V.10.4. Calcul des goujons	76
V.10. 5. Effort de cisaillement V_{lf}	77
V.10.6. Nombre de connecteurs	77
V.10.7. Espacement e	77
V.10.8. Vérification des soudures	77
V.11. Ferrailage de la dalle du plancher	78
V.11.1. Combinaison d'action	78
V.11.2. Moment en travée et en appuis	78
V.11.3. Calcul des armatures en travée	79

V.12. Conclusion	80
------------------------	----

Chapitre VI: Etude Sismique

Introduction	82
--------------------	----

VI.1. Différentes méthodes	82
----------------------------------	----

VI.2. Choix de la méthode dans notre cas	82
--	----

VI.2.1. Condition d'applications	82
--	----

VI.2.2. Principe de la méthode statique équivalente	82
---	----

VI.2.3. Calcul de l'effort tranchant V à la base	82
--	----

VI.3. Distribution de la force sismique sur les étages	87
--	----

VI.3.1. Répartition des efforts entre les portiques	88
---	----

VI.4. Conclusion	91
------------------------	----

Chapitre VII: Etude portique

Introduction	93
--------------------	----

VII.1. Calcul de portique	93
---------------------------------	----

VII.1.1. Caractéristiques des barres	93
--	----

VII.1.2. Caractéristiques des matériaux	94
---	----

VII.1.3. Données des nœuds	94
----------------------------------	----

VII.1.4. Données des barres	95
-----------------------------------	----

VII.1.5. Charges sur le portique	95
--	----

VII.1.6. Efforts extrêmes globaux	99
---	----

VII.1.7. Déplacements extrêmes globaux	99
--	----

VII.1.8. Réaction extrêmes globaux	100
--	-----

VII.2. Notes de calcul	100
------------------------------	-----

Chapitre VIII: Vérification des éléments

Introduction	105
--------------------	-----

VIII.1. Justification des traverses (IPE400)	105
--	-----

VIII.1.1. Charges repaires sur la traverse	105
--	-----

VIII.1.2. Caractéristique de la traverse	106
--	-----

VIII.1.3. Efforts sollicitant	106
-------------------------------------	-----

VIII.1.4. Classe de la section (barre 2)	106
VIII.2. Condition de résistance	106
VIII.3. Vérification de l'élément aux instabilités	107
VIII.4. Conclusion	110

Chapitre IX: Etude des assemblages

Introduction	112
IX.1. Assemblage poteau-traverse (Assemblage de rive).....	112
Introduction	112
IX.1.1.la disposition constructive des boulons	112
IX.1.2. Détermination des efforts dans les boulons	113
IX.1.3. Dimensionnement des boulons	113
IX.1.4. Condition de résistance des boulons	113
IX.1.5. Moment résistant effectif de l'assemblage.....	114
IX.1.6. Vérification.....	114
IX.1.7. Soudure de platine	115
IX.1.8. Soudure de la semelle tendue	115
IX.1.9. Soudure de l'âme	115
IX.1.10. Note calculé avec logiciel robot	115
IX .2. Assemblage traverse-traverse (Assemblage du faitage)	137
Introduction	112
IX.2.1. Note calculé avec logiciel robot	115
IX.3. Assemblage des pieds de poteaux.....	153
Introduction	112
IX.3.1. Note calculé avec logiciel robot	115
IX.4. Conclusion.....	165

Chapitre X: Etude fondation

Introduction	167
X.1.choix du type de fondation	167
X.1.1. Calcul de ferrailage (méthode de bielles).....	168

<i>X.2.Calcul des longrines.....</i>	<i>169</i>
<i>X.2.1. Dimensionnement des longrines</i>	<i>169</i>
<i>X.2.1.1 Calculé du ferrailage</i>	<i>169</i>
<i>X.2.1.2 Ferrailage des longrines.....</i>	<i>169</i>

Chapitre XI: Protection des structures

<i>Introduction.....</i>	<i>172</i>
<i>XI.1. La corrosion</i>	<i>173</i>
<i>XI 1.1. Protection contre la corrosion.....</i>	<i>173</i>
<i>XI.2. Le feu.....</i>	<i>174</i>
<i>XI .3. Méthode et techniques de réparation et renforcement</i>	<i>176</i>
<i>XI.4. Conclusion.....</i>	<i>177</i>
<i>CONCLUSION GENERALE</i>	<i>177</i>
<i>Références bibliographiques</i>	<i>177</i>
<i>Annexe.....</i>	<i>180</i>
<i>Annexe 1 :(Chapitre II étude climatique).....</i>	<i>180</i>
<i>Annexe 2.....</i>	<i>184</i>
<i>Annexe 3.....</i>	<i>188</i>
<i>Annexe 4</i>	<i>191</i>

Liste des figures

Chapitre I : Généralité

<i>Figure I.1.vue 3D de la structure.....</i>	<i>3</i>
<i>Figure I.2.Présentation des escaliers.....</i>	<i>5</i>
<i>Figure I.3.Panneau sandwich.....</i>	<i>6</i>

Chapitre II : Evaluation Des Charges

<i>Figure II.1.Répartition des charges de la neige sur la toiture.....</i>	<i>10</i>
<i>Figure II.2.Force exercée sur les obstacles.....</i>	<i>11</i>
<i>Figure II.3.Les directions principales du vent.</i>	<i>14</i>
<i>Figure II.4.Légende paroi verticales</i>	<i>15</i>
<i>Figure II.5.Légende relative aux murs verticaux (Vent \perp pignon).....</i>	<i>15</i>
<i>Figure II.6.Légende relative aux murs verticaux (Vent \perp long-pan).</i>	<i>16</i>
<i>Figure II.7.C_(pe.10) correspondant à chaque zone de parois verticales</i>	<i>16</i>
<i>Figure II.8.Répartition des zones de pression sur la toiture sens V1 et V3</i>	<i>17</i>
<i>Figure II.9.Légende pour les toitures à versants multiples</i>	<i>19</i>
<i>Figure II.10.Répartition des zones de pression sur la toiture sens V2 et V4.</i>	<i>19</i>
<i>Figure II.11.Coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante..</i>	<i>21</i>

Chapitre III : Etude Des Éléments secondaires

<i>Figure III.1.Disposition des pannes sur la toiture.....</i>	<i>26</i>
<i>Figure III.2.Espacement entre les pannes.</i>	<i>26</i>
<i>Figure III.3.Schéma statique de la charge d'entretiens</i>	<i>27</i>
<i>Figure III.4.Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.</i>	<i>30</i>
<i>Figure III.5.La disposition des liernes sur les pannes.....</i>	<i>34</i>
<i>Figure III.6.Vue en 3D de l'échantignolle.....</i>	<i>35</i>
<i>Figure III.7.Disposition de la lisse sur le poteau.....</i>	<i>37</i>
<i>Figure III.8.Disposition des potelets.</i>	<i>45</i>

Chapitre IV : Etude De Contreventement

<i>Figure IV.1La vue en plan de la poutre au vent.</i>	<i>52</i>
<i>Figure IV.2.Schéma statique de la poutre au vent de pignon.</i>	<i>53</i>

<i>Figure IV.3. Les surfaces d'application des efforts horizontaux.</i>	54
<i>Figure IV.4. Schéma statique d'une partie de la poutre au vent.</i>	54
<i>Figure IV.5. Schéma des efforts sur les montants.</i>	56
<i>Figure IV.6. Schémas statiques de la poutre sablière.</i>	58
<i>Figure IV.7. Schéma statique de palée de stabilités.</i>	60

Chapitre V : Etude Du Plancher Mixte

<i>Figure V.1. Schéma du plancher collaborant.</i>	63
<i>Figure V.2. Largeur de la dalle effective.</i>	67
<i>Figure V.3. Détails sur la largeur effective.</i>	67
<i>Figure V.4. Sommier sous charge équivalent.</i>	71
<i>Figure V.5. Schéma des connecteurs.</i>	75
<i>Figure V.6. Caractéristique de connecteur.</i>	75
<i>Figure V.7. Goujons à tête soudés en présence d'une dalle mixte à bac collaborant.</i>	75

Chapitre VI : Etude Sismique

<i>Figure VI.1. Répartition par niveau.</i>	85
<i>Figure VI.2. Poids des étages.</i>	87
<i>Figure VI.3. Distribution des forces sismique par portique mixte (sens transversal)</i>	91

Chapitre VII : Etude Portique

<i>Figure VII.1. Vue de portique.</i>	93
<i>Figure VII.2. Portique ferme avec repérage des nœuds.</i>	94
<i>Figure VII.3. Portique ferme avec repérage des barres.</i>	95
<i>Figure VII.4. Présentation de la charge permanent (hangar)</i>	96
<i>Figure VII.5. Présentation de la charge d'exploitation.</i>	97
<i>Figure VII.6. Présentation de la charge de neige.</i>	97
<i>Figure VII.7. Présentation de diagramme du moment et de charge neige.</i>	97
<i>Figure VII.8. Présentation de la charge de vent 4 sur le portique.</i>	98
<i>Figure VII.9. Présentation de diagramme du moment et de charge vent 4</i>	98
<i>Figure VII.10. Présentation de la charge sismique sur le portique.</i>	98
<i>Figure VII.1. Présentation de diagramme du moment et de charge sismique sur le portique</i>	99

Chapitre VIII : Vérification Des Éléments

Figure VII.1. Les traverses les plus sollicitées..... 105

Chapitre IX : Etude Des Assemblages

Figure IX.1 .Assemblage poteau-poutre (travers)..... 112

Figure IX.2. Assemblage poutre-poutre (travers). 137

Figure IX.3. Assemblage pied de poteau. 153

Chapitre X : Etude Fondation

Figure X.1. ferrailage des semelles isolées..... 169

Figure X.2. ferrailage des longrines..... 170

Chapitre XI : Protection Des Structures

Figure XI.1. Procédure des laboration d'une étude de réhabilitation 172

Figure XI.2. Corrosion différenciée sur deux métaux plus et moins oxydables. 173

Figure XI.3. Dégâts cause par le feu sur un hangar. 174

Figure XI.4. Protection par peinture intumescence 175

Figure XI.5. Protection par produits projetés. 175

Figure XI.6. Protection par produits en plaque. 176

Figure XI.7. Quelques photos des techniques de réparation et renforcement..... 177

Liste des tableaux

Chapitre II : Evaluation Des Charges

<i>Tableau II.1. Les valeurs de la pression dynamique q_p N/m².</i>	<i>14</i>
<i>Tableau II.2. Les coefficients de $[C]$ C_{pe} les surfaces à chaque zone des parois verticales</i> <i>.....</i>	<i>15</i>
<i>Tableau II.3. Les coefficients de C_{pe} les surfaces à chaque zone des parois verticales V_2</i> <i>et V_4.</i>	<i>16</i>
<i>Tableau II.4. Les coefficients de C_{pe} et les surfaces à chaque zone des toitures.</i>	<i>18</i>
<i>Tableau II.5. Les coefficients de C_{pe} et les surfaces à chaque zone des toitures.</i>	<i>20</i>
<i>Tableau II.6. Pressions sur les parois verticales - Direction V_1 du vent (Pignon).</i>	<i>22</i>
<i>Tableau II.7. Pressions sur les parois verticales - Direction V_3 du vent (Pignon).</i>	<i>22</i>
<i>Tableau II.8. Pressions sur la toiture - Direction V_1 du vent (Pignon).</i>	<i>23</i>
<i>Tableau II.9. Pressions sur la toiture - Direction V_3 du vent (Pignon).</i>	<i>23</i>
<i>Tableau II.10. Pressions sur les parois verticales - Direction V_2 du vent (long pan).</i>	<i>23</i>
<i>Tableau II.11. Pressions sur les parois verticales - Direction V_4 du vent (long pan).</i>	<i>23</i>
<i>Tableau II.12. Pressions sur la toiture - Direction V_2 du vent (long pan).</i>	<i>24</i>
<i>Tableau II.13. Pressions sur la toiture - Direction V_4 du vent (long pan).</i>	<i>24</i>

Chapitre III : Etude Des Eléments Secondaires

<i>Tableau III.1. les résultats de déversement avec IPE180.</i>	<i>33</i>
<i>Tableau III.2. Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 220.</i>	<i>48</i>

Chapitre IV : Etude De Contreventement

<i>Tableau IV.1. Les valeurs des forces horizontales.</i>	<i>54</i>
<i>Tableau IV.2. Coefficient de réduction χ.</i>	<i>57</i>
<i>Tableau IV.3. les efforts dans les barres.</i>	<i>60</i>

Chapitre VI : Etude Sismique

<i>Tableau VI.1. Facteur de qualité.</i>	<i>84</i>
<i>Tableau VI.2. Les charges permanentes pour niveau 1.</i>	<i>85</i>
<i>Tableau VI.3. Les charges permanentes pour niveau 2.</i>	<i>86</i>
<i>Tableau VI.4. Poids total de la structure</i>	<i>87</i>
<i>Tableau VI.5. Résultat de la force sismique (sens transversal).</i>	<i>88</i>

<i>Tableau VI.6.Résultat de la force sismique (sens longitudinal).....</i>	<i>88</i>
<i>Tableau VI.7.Distribution des forces sismique par portique (sens transversal).</i>	<i>89</i>
<i>Tableau VI.8.Distribution des forces sismique par portique (sens longitudinale).</i>	<i>90</i>

Chapitre VII : Etude Portique

<i>Tableau VII.1.Caractéristiques des barres de portique.</i>	<i>93</i>
<i>Tableau VII.2.Caractéristiques d'acier.</i>	<i>94</i>
<i>Tableau VII.3. Coordonner des nœuds dans le portique.....</i>	<i>94</i>
<i>Tableau VII.4.Coordonner des barres dans le portique.</i>	<i>95</i>
<i>Tableau VII.5. Les charges permanentes dans portique.</i>	<i>95</i>
<i>Tableau VII.6.Les charges variables dans portique.</i>	<i>96</i>
<i>Tableau VII.7.Les efforts défavorables dans portique.....</i>	<i>99</i>
<i>Tableau VII.8.Les déplacements défavorables dans portique.</i>	<i>99</i>
<i>Tableau VII.9.Les réactions défavorables dans portique.</i>	<i>100</i>

Chapitre VIII : Vérification Des Eléments

<i>Tableau VII.1.Caractéristiques du profile IPE400.</i>	<i>106</i>
<i>Tableau VII.2.Les efforts sollicitant les plus défavorables calculées par le logiciel robot.</i>	<i>106</i>
<i>Tableau VII.3.Caractéristique travers 2.....</i>	<i>110</i>

Liste de notation et symbole

C_d : le coefficient dynamique de la construction

C_e : le coefficient d'exploitation au vent

C_{pe} : le coefficient de pression extérieure

C_{pi} : le coefficient de pression intérieure

$C_{r(z)}$; le coefficient de rugosité

$C_{t(z)}$: le coefficient de topographie

$C_{fr,j}$: le coefficient de frottement de l'élément de surface j

F_{fr} : la force de frottement

J : Un élément de surface

K_T : Le facteur de terrain

$q_{dyn(z_j)}$: La pression dynamique du vent calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément j

q_j : La pression due au vent qui s'exerce sur un élément de surface j

q_{ref} : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes

q_{temp} : La pression dynamique de référence pour les constructions temporaires

S : La surface chargée de la paroi considérée

$S_{fr(j)}$: L'aire de l'élément de surface j

W : La pression nette qui s'exerce sur l'élément j

Z_j : La hauteur du centre de l'élément de surface j

Z_0 : Le paramètre de rugosité

Z_{min} : La hauteur minimale

Z : La hauteur considérée

A : Section brute d'une pièce

A_{eff} : Section efficace d'une pièce

A_w : Section l'âme d'une pièce

A_v : Aire de cisaillement

β_m : Facteur de moment uniforme équivalent

M_y : Moment fléchissant

M_{cr} : Moment critique élastique

E : Module d'élasticité longitudinal de l'acier

f : Flèche d'une poutre

f_u : Contrainte de rupture d'une pièce

f_{ub} : Contrainte de rupture d'un boulon

f_y : Limite d'élasticité de l'acier

i : Rayon de giration d'une section

I_y : Moment d'inertie maximal

I_z : Moment d'inertie minimal

K_y et K_z : Coefficient de flambement-flexion

M_{el} : Moment élastique

M_{pl} : Moment plastique

W_{el} : Module de résistance élastique

W_{pl} : Module de résistance plastique

λ : Elancement

λ_k : Elancement eulérien

$\bar{\lambda}$: Elancement réduite

χ : Coefficient de réduction de déversement

χ_{LT} : Coefficient de sécurité

t : Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle

t_f : Epaisseur d'une semelle de poutre

t_w : Epaisseur d'une âme de poutre

V_{pl} : Effort tranchant de plastification

τ : Contrainte tangentiel de cisaillement pur en élasticité

τ_e : Contrainte limite de cisaillement pur en élasticité

σ : Contrainte normal

A : Coefficient d'accélération

ξ : Pourcentage d'amortissement

R : Coefficient de comportement de la structure

q : Facteur de qualité

N : Nombre des niveaux

E : Effet de l'action sismique

E_i : Valeur modale de selon le mode de vibration

K : Mode des vibrations

F_v : Composante verticale de l'action sismique

W_p : Poids propre de l'élément port a faux

δ_k : Déplacement horizontale

δ_{ek} : Déplacement du aux force sismique

K : Déplacement relatif au niveau K

INTRODUCTION GENERALE

L'utilisation du métal a commencé dans l'architecture et le génie civil à la fin du 19^{ème} siècle, L'industrie sidérurgique s'est développée en proposant des produits de construction (laminés ou moulés) adaptés à la construction d'ossatures métalliques - Charpente Métallique.

Ces éléments de construction "rigides" permettent de dégager de grands espaces utiles au sol. La portée des éléments d'ossature peut atteindre plusieurs dizaines de mètres. C'est le cas de certains bâtiments du tertiaire (halles, hypermarchés, gymnases, salles polyvalentes...) où le choix d'une ossature métallique permet de fermer des surfaces importantes en limitant la présence de porteurs verticaux.

En outre le poids de ces éléments d'ossature, comparé à ceux d'une même structure en béton armé (ou maçonnerie) les charges transmises au sol sont considérées allégées.

Associé à des éléments de peau "légers" (bardage, façades rideau ...), La réalisation des constructions métalliques est rapide car réalisée par un assemblage de poutres métalliques qui sont soit des profilés marchands soit des profilés reconstitués soudés PRS.

Ces produits sidérurgiques sont généralement obtenus par laminage à chaud ou à froid d'aciers doux (pour les structures porteuses) pour que leur rupture éventuelle se fasse après une importante déformation et non brutalement. Et de ce fait le coût de réalisation est très compétitif.

Dans ce contexte, et dans le cadre de notre formation, notre projet de fin d'étude s'est porté sur l'étude d'un ouvrage en ossature métallique. Cet ouvrage est un hangar à de fabrication et recyclage du plastique, implanté à la commune d'El MATROHA wilaya de TARF.

L'objectif principal de notre mémoire sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises durant notre cursus, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de Master en Génie civil option constructions métalliques.

Chapitre I

Généralités

Introduction :

Dans le présent mémoire nous allons appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus au sein de l'université d'Annaba sur un projet réel, qui consiste à étudier les différents éléments constituant une ossature métallique, en s'appuyant sur la réglementation en vigueur, afin d'assurer la stabilité globale.

I. 1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est une unité de fabrication et recyclage du plastique, la structure est à versant multiple composé d'un rez de chaussée qui sert d'espace de travail (espace de stockage des produits première et autres espaces pour les produits finis, et production) ; des bureaux et des vestiaires (pour femme et homme) et le premier étage fait avec des mezzanines servies de bureaux et salle de réunion...etc. Notre structure est implantée dans la région d'El MATROHA wilaya de TAREF reconnue comme site plat, classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 v2003) comme zone de moyenne sismicité zone IIa.

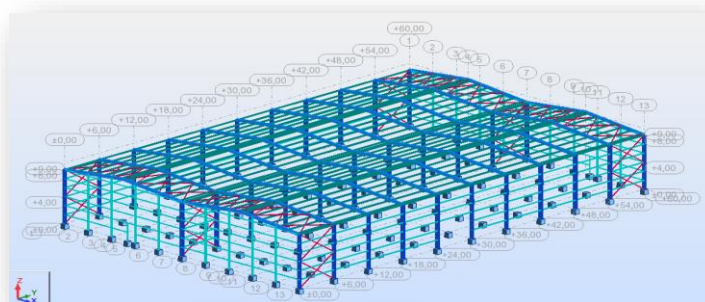


Figure I.1. Vue 3D de la structure.

Dimensions de l'ouvrage :

Les caractéristiques de l'ouvrage sont :

- Longueur de l'ouvrage (long-pan) : **60 m**
- Largeur de l'ouvrage (pignon) : **40.00m**
- Hauteur de l'ouvrage (au sommet du faitage) : **9m**
- Hauteur des poteaux : **8m**
- Pente de versant : **10%**
- Entre axe des portiques(long-pan) : **6 m**
- Entre axe des portiques(pignon) : **20m**
- Ouvertures :
 - **Nord (façade) :**
 - Porte (Petit) : $(1.90 \times 2.50) = 4.75m^2$.**
 - Fenêtre (1) : $(5 \times 1.6) \times 3 = 8m^2$.**
 - Fenêtre (2) : $(3.12 \times 1.6) = 14.97m^2$.**
 - Fenêtre (3) : $(2.5 \times 1.6) = 4m^2$.**
 - Fenêtre (4) : $(1.87 \times 1.6) = 2.9m^2$.**
 - Fenêtre (5) : $(2 \times 1.6) = 3.2m^2$.**

Fenêtre (6) : $(1.6 \times 1.6) \times 4 = 10.24m^2$.

Fenêtre (7) : $(4.5 \times 4.5) \times 4 = 81m^2$.

Fenêtre (8) : $(1.25 \times 2) \times 15 = 37.5m^2$.

- Sud :

Porte (Petit) : $(1.90 \times 2.50) = 4.75m^2$.

Fenêtre (8) : $(1.25 \times 2) \times 30 = 75m^2$.

- Nord-ouest :

Porte (Petit) : $(1.90 \times 2.50) = 4.75m^2$.

Porte (Grand) : $(6 \times 3) \times 3 = 54m^2$.

Fenêtre (8) : $(1.25 \times 2) \times 18 = 45m^2$.

- Sud-est :

Porte (Petit) : $(1.90 \times 2.50) \times 2 = 6.25m^2$.

Porte (Grand) : $(6 \times 3) = 18m^2$.

Fenêtre (8) : $(1.25 \times 2) \times 21 = 52.5m^2$.

Fenêtre (7) : $(4.5 \times 4.5) \times 2 = 40.5m^2$.

Fenêtre (4) : $(1.87 \times 1.6) \times 3 = 8.97m^2$.

I.2. Règlement utilisé :

Les règlements utilisés pour la réalisation de notre étude sont :

- **RPA99/v2003** (règles parasismique Algériennes).
- **EUROCODE 3** (règles de conception et de calcul des structures en acier).
- **EUROCODE 4** (conception et dimensionnement des structures mixtes acier béton).
- **D.T.R.B.C.2.2** (charges permanentes et charges d'exploitations).
- **D.T.R.C 2-4.7** (règlement neige et vent « RNV version 2013 »).
- **BAEL 91-CBA93** (béton armé aux états limites).

I.3. Données concernant le site :

Le projet est implanté dans un terrain plat à la wilaya de TARF (EL MATROHA), les données du site sont :

- Zone de neige : B.
- Région du vent : III.
- Site : plat.
- Catégorie de terrain : II.
- Altitude géographique : 16m.
- Zone sismique : IIa.

I.4. Caractéristique structurale :

a) Ossature de la structure :

Notre structure est composée de portiques métalliques, avec des contreventements triangulaires qui assurent la stabilité de la structure vis-à-vis les effort horizontaux (vent et effort sismique) et les efforts verticaux (poids propre et neige).

b) Plancher :

Concernant les planchers courants, on va choisir des planchers mixtes à dalle collaborant.

- Dalle de compression en béton armé.
- Une tôle nervurée de type TN40
- Poutres secondaires
- Solive
- Connexion(goujons).

c) Escalier :

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès aux différents niveaux d'une construction. Pour notre bâtiment, on va utiliser un seul type d'escalier en construction métallique constitué d'un palier se repos et de deux volées (Figure I.1.), les marches sont en tôle

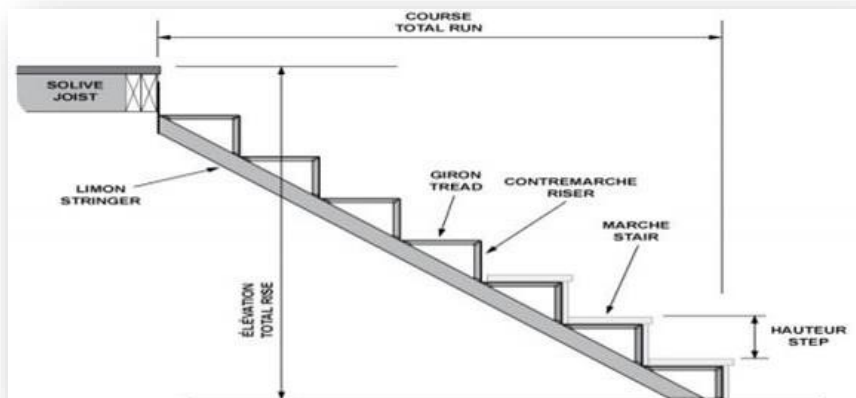


Figure I.2. Présentation des escaliers.

I.5. Matériaux utilisés :

a) Acier utilisé pour la structure :

Les nuances de l'acier et leurs résistances sont données par les normes européennes

EN 10 025. La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est S235 qui présente les meilleures caractéristiques de ductilité par rapport aux autres nuances. Et S355(pour la poutre de plancher mixte)

L'acier de construction utilisé pour ce projet doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $f_u/f_y > 1,2$.
- La déformation ultime $\epsilon_u \geq 20$ fois la déformation élastique.
- L'allongement à la rupture doit être supérieur à 15%

Les valeurs des propriétés mécaniques utilisées pour les calculs sont comme suit :

- Module d'élasticité longitudinale.....**E = 210000Mpa.**
- Module d'élasticité transversale.....**G = E / 2(1+v) = 0,42. E.**
- Coefficient de Poisson :.....**v = 0,3.**
- Coefficient de dilatation thermique : **$\alpha = 12.10^6$.**
- Masse volumique ... **$\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$.**

b) Acier utilisé pour les couvertures et les bardages :

Le panneau sandwich, est un composant monobloc constitué de deux parements en tôle d'acier galvanisé, pré laqué et d'un noyau de mousse dure polyuréthane. Cette conception permet d'obtenir un panneau composite ayant une portance élevée et une grande rigidité. L'utilisation des panneaux sandwich s'étend à tous les types de constructions :

- Constructions industrielles (usines, entrepôts, centrales thermiques etc.)
- Isolation de murs extérieurs
- Aménagement intérieur
- Modernisation des bâtiments anciens
- Bâtiments commerciaux, grandes surfaces, bureaux, complexes sportifs, etc...

Les panneaux sandwich nous offrent plusieurs avantages :

- Le par vapeur
- L'isolation et l'étanchéité
- Une bonne capacité portante
- Un gain du temps appréciable au montage
- Leur inconvénient se situe dans l'étanchéité des joints.

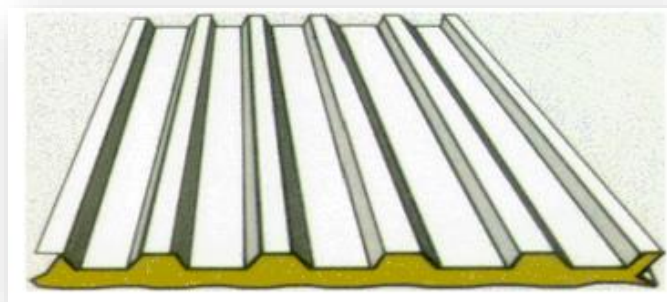


Figure I.3.Panneau sandwich

c) Acier d'armature :

Les aciers d'armature se distinguent des aciers de construction non seulement par leur forme, mais également par leur mode de fabrication, leur composition chimique et leurs propriétés mécaniques ; ils sont caractérisés par leur limite supérieure ou apparente d'élasticité correspondant dans ce dernier cas à un allongement permanent de 0.2%.

Le module d'élasticité lui varie très peu. Il peut être admis comme égal à celui de l'acier de construction.

d) Béton utilisé :

- Le béton utilisé est dosé à **350kg/ m³**
- Béton de propreté est dosé à **150 kg/m³**
- La résistance caractéristique à la compression : **$f_{c28}=25$ MPA**
- La résistance caractéristique à la traction : **$f_{T28}=0,06f_{c28}+0,6=2,1$ MPA**
- Poids volumique =**2500Kg/m³**
- Module d'élasticité : **E=14000MPa**

I.6. Les assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

I.6.1. Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction Métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur le site. Pour notre cas, on a utilisé **les boulons ordinaire classe 8.8** ($F_y= 640$ MPa, $F_u= 800$ MPa) pour les assemblages rigides des portiques auto- stables.

I.6.2. Le soudage :

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

I.7. Logiciel utilisés :

Auto-CAD 2014 : pour les dessins.

Robot 2014 : pour l'analyse de la structure.

Chapitre II
Evaluation Des Charges

Introduction :

Ce chapitre a pour but la détermination des différentes sollicitations agissant sur notre structure, produites par la charge dû à la neige d'un côté, et aussi par les actions dû au vent d'un autre côté sur un bâtiment industriel en construction métallique. Le règlement sur lequel s'appuie notre étude est le RNV99, et les charges de base sont tirées du DTR Algérien. Les caractéristiques de la structure sont :

- ✓ Structure implantée dans la wilaya de TARF (EL MATROHA).
- ✓ Terrain de catégorie III zone suburbaine (industrielle).
- ✓ Site plat.

II.1. Action permanente G :

Ce terme désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant L'ouvrage fini. Il s'agit donc non seulement du poids de l'ossature mais aussi de tous les Eléments du bâtiment (planchers, plafonds, cloisons, revêtements de sol, installations fixes).

II.2. Action variable :

II.2.1. Surcharge d'exploitation :

Les charges d'exploitation sont celles qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux, ou à celui des équipements fixes. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes et pour un mode normal d'occupation. En pratique toutefois, certains équipements fixes légers peuvent être inclus dans les valeurs fixées pour les charges d'exploitation.

II.2.2. Surcharge climatique :

II .2.2.1. Action de la neige :

Le calcul de la surcharge climatique de la neige est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu.

Il se fait conformément à la réglementation « Règlement Neige et Vent » **RNV99–version2013.**

La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_K \quad [\text{KN/m}^2]$$

S : Charge caractéristique de la neige par unité de surface.

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

S_K : Charge de neige sur le sol.

a) La charge de la neige sur le sol S_K :

Le projet est à EL MATROUHA wilaya d'El TAREF qui classait en zone B selon la classification de *RNVA 2013*.

L'altitude du projet est environ 16m.

$$S_K = \frac{0.04 + H \times 10}{100}$$

$$S_K = 1.6 \text{ KN/m}^2.$$

b) Coefficient de la forme de toiture :

La toiture est à versants multiple, le coefficient de forme est donné par le tableau 3 du RNVA 2013 pour une pente **10%** comprise entre **0°** et **30°** :

Dans Notre cas : $\alpha = 5.7^\circ$ alors $\mu_1 = 0.8$; $\mu_2 = 0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30}\right) = 0.95$

Les dispositions de charge à considérer correspondent à :

Cas (i) : sans accumulation de neige.

Cas (ii) : avec accumulation de neige. (RNVA2013 Chp1.6.2.3.2).

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

La charge de neige est alors :

$$S_1 = \mu_1 (\alpha_1) \times S_K.$$

$$S_1 = 0.8 \times 1.6 = 1.28 \text{ KN/m}^2.$$

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

La charge de neige est :

$$S_1 = \mu_1 (\alpha_1) \times S_K.$$

$$S_1 = 0.8 \times 1.6 = 1.28 \text{ KN/m}^2.$$

Ou bien :

$$S_2 = \mu_2 (\alpha_1) \times S_K.$$

$$S_2 = 0.95 \times 1.6 = 1.52 \text{ KN/m}^2.$$

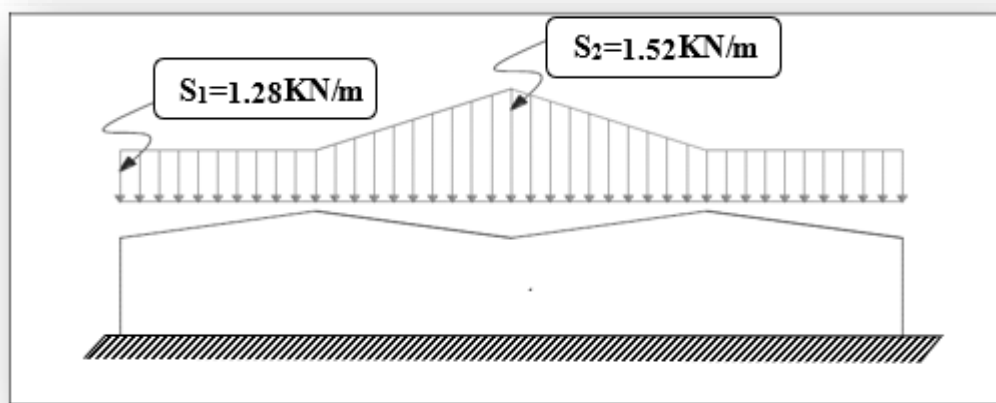


Figure.II.1. Répartition des charges de la neige sur la toiture.

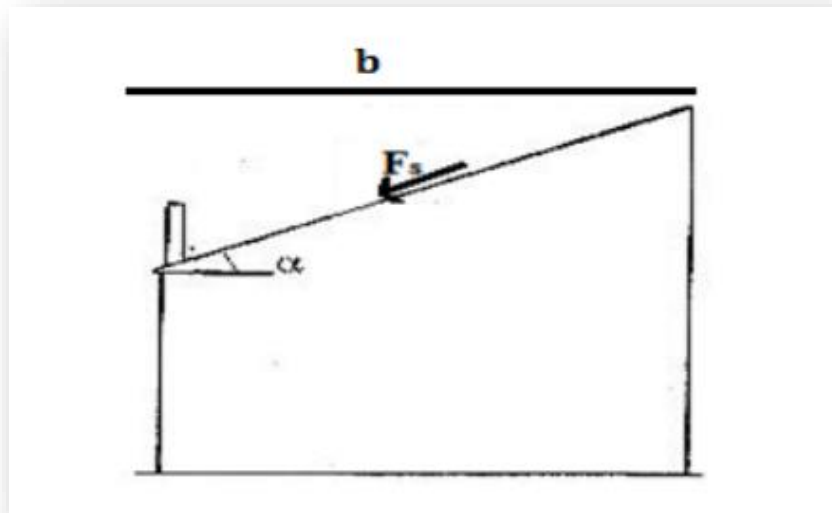


Figure.II.2. Force exercée sur les obstacles.

c) Charge de neige sur les obstacles F_s [KN /m] :

Cette force F_s exercée dans la direction de ce glissement par unité de largeur est donnée par la formule suivante :

$$F_s = S \times b \times \sin \alpha.$$

S (en KN/m^2) : est la charge de neige sur la toiture dans le cas de charge sans accumulation et le plus lourd correspondant à la surface de la toiture dont la neige pourrait glisser.

b (en m) : est la distance, mesurée horizontalement, entre la barre à neige ou l'obstacle et la barre suivante ou le faitage de la toiture.

$\sin \alpha$ (en degré) : est l'angle du versant de la toiture.

AN:

$$S = 1.28 KN/m^2 ; b = 10m ; \alpha = 5.7^\circ$$

$$F_s = 1.28 \times 10 \times \sin 5.7^\circ$$

$$F_s = -7.04 KN / m .$$

II. 2.2.2. Action de vent :

II.2.2.2.1. INTRODUCTION :

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ce, dans toutes les directions possibles. Les calculs seront menés conformément au règlement neige et vent RNVA2013.

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.
- Des ouvertures (ou de la perméabilité à l'air) de la construction selon le sens du vent et l'état des ouvertures, quatre cas ont été envisagés :
 - Vent sur long-pan avec surpression intérieure.
 - Vent sur long-pan avec dépression intérieure.
 - Vent sur pignon avec surpression intérieure.
 - Vent sur pignon avec dépression intérieure.

II.2.2.2.2. L'effet Du Vent :

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

- Au long-pan.
- Au pignon.

II.2.2.2.3. Coefficient de calcul :

II.2.2.2.3.1. Pression dynamique de pointe :

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$, à la hauteur de référence z_e est donnée par :

$q_p(z_e) = q_{réf} \times c_e(z_e) \dots \dots \dots$ (RNV2013 Chp2.3).

a) La pression dynamique de référence $q_{réf}$:

Notre structure est située la zone III. (Tableau 2-2 du RNVA2013 Chapitre II)

Dont la $q_{réf} = 500 \text{ N/m}^2$.

b) Coefficient d'exposition $c_e(z)$:

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

$C_e(z)$ Est donné par :

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

➤ **Coefficient de topographie(c_t) :**

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

Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$. (RNVA2013.Chp2.4.5).

➤ **Coefficient de rugosité(C_r) :**

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique (logarithmique népérien) :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200m. \\ C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) & \text{pour } Z < Z_{min}. \end{cases}$$

❖ Effet de site :

Catégorie de terrain est III. (Tableau 2-4 dans le RNVA2013, chp2).

- Le facteur de terrain : **$K_T=0.215$** .
- Le paramètre de rugosité : **$Z_0=0.3m$** .
- La hauteur minimale : **$Z_{min}=5m$** .
- Coefficient utilisé par le calcul de c_d : **$\varepsilon =0.61$** .
- La hauteur considérée **Z (en m)** :
 - **Pour les parois verticales** $\mapsto H = 8m \leq b = 40m$.
Donc : $Z=H$.

$$C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{pour } Z_{min} = 5m \leq Z = 8m \leq 200m.$$

AN: $C_r(z)=0.215 \times \ln\left(\frac{8}{0.3}\right) \quad C_r(z)=0.70$

- **Pour les toitures :**

Alors : $Z=H=9m$.

$$C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{pour } Z_{min} = 5m \leq Z = 9m \leq 200m.$$

AN: $C_r(z)=0.215 \times \ln\left(\frac{9}{0.3}\right) \quad C_r(z)=0.73$

➤ **Intensité de turbulence I_v :**

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par moyenne du vent et est donnée par l'équation 2.5 et a et b.

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

- **Pour les parois verticales : $Z = 8m > Z_{min} = 5m$.**

Donc 1^{er} cas $\Rightarrow I_v(z)=0.30$

- **Pour les toitures : $Z = 9m > Z_{min} = 5m$.**

Donc 1^{er} cas $\Rightarrow I_v(z)=0.29$

***** On résume les résultats dans le tableau suivant *****

	C_e	$q_{réf} N/m^2$	$q_p N/m^2$
Parois verticales	1.51	500	755
Toiture	1.61	500	805

Tableau II.1 : Les valeurs de la pression dynamique $q_p N/m^2$

d) Coefficient dynamique(c_d) :

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

La valeur du coefficient dynamique C_d pour les structures métalliques est donnée par le paragraphe valeur simplifiée. (RNVA2013 Chp3).

Pour $H=9m \leftrightarrow C_d=1$ (Bâtiment dont la hauteur est inférieure à 15m)

II.2.2.3.2. Coefficient de pression extérieure C_{pe} :

Le coefficient de pression extérieur C_{pe} dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée.

Avec :

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.

d : la dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

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

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

$$C_{pe} = C_{pe.10} \cdot \quad \text{Si } S > 10m^2.$$

Tel que : S : est la surface chargée de la paroi considérée en m^2 .

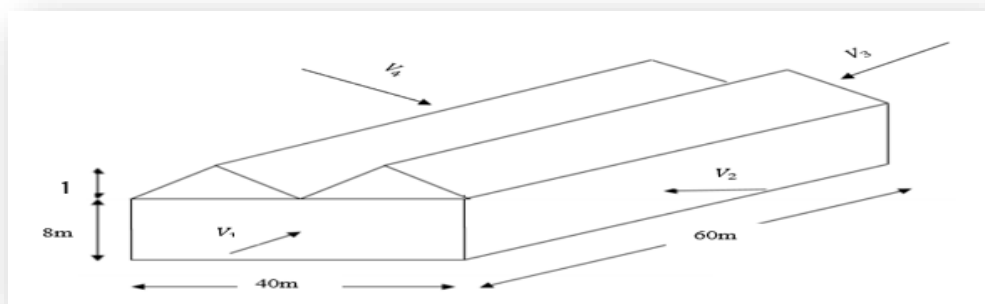


Figure II.3. Les directions principales du vent.

▪ **Parois verticales :**

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure II.5. Les valeurs de $C_{pe,10}$ et $C_{pe,1}$ sont données dans le tableau II .2.

- **Vent \perp pignon V_1 et V_3 :**

Dans notre cas :

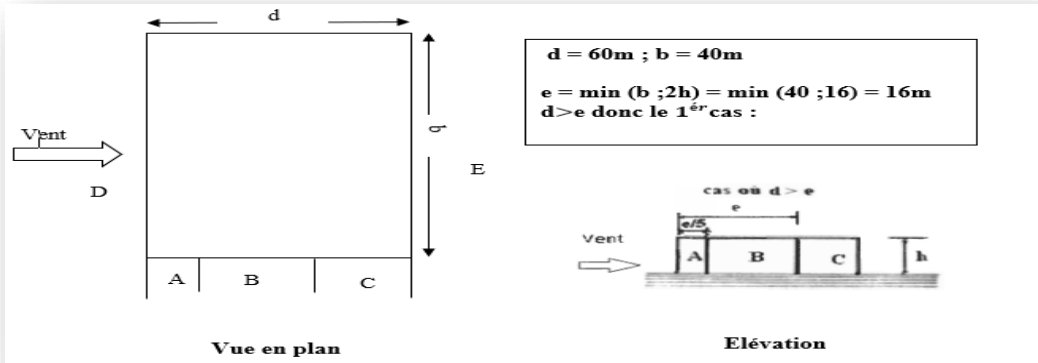


Figure II.4. Légende paroi verticales.

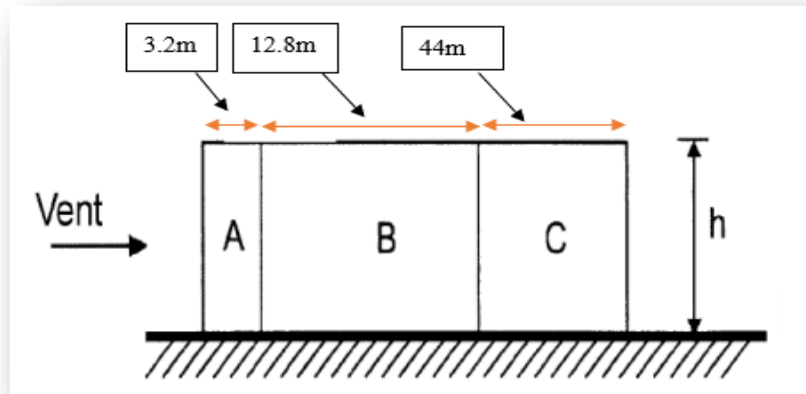


Figure II.5. Légende relative aux murs verticaux (Vent \perp pignon).

Remarque1 : toutes les surfaces sont supérieures à $10m^2$ donc $C_{pe}=C_{pe,10}$.

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m^2)	25.6	102.4	352	320	320
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

TABLEAU II .2 : LES COEFFICIENTS DE C_{pe} LES SURFACES A CHAQUE ZONE DES PAROIS VERTICALES

- **Vent \perp long-pan V_2 et V_4 :**

Dans notre cas :

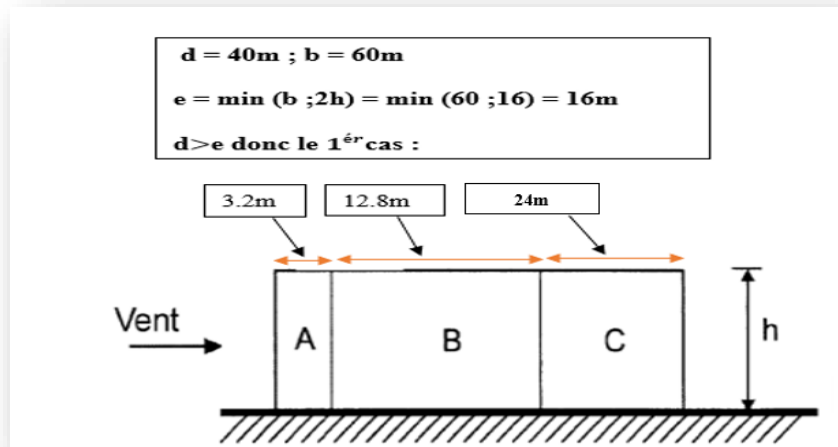


Figure II.6. Légende relative aux murs verticaux (Vent \perp long-pan).

Remarque 2 : toutes les surfaces sont supérieures à 10m^2 donc $C_{pe}=C_{pe10}$.

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m^2)	25.6	102.4	192	480	480
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

TABLEAU II. 3 : LES COEFFICIENTS DE C_{pe} LES SURFACES A CHAQUE ZONE DES PAROIS VERTICALES V_2 et V_4 .

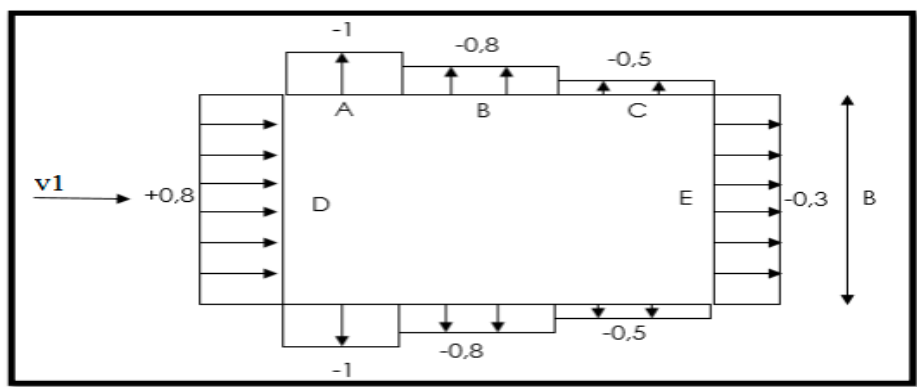


Figure II.7. Correspondant à chaque zone de parois verticales $C_{pe.10}$

▪ Toiture : $[(V_1 \text{ et } V_3) \perp \text{ a pignon}]$

Pour un vent dont la direction est parallèle aux génératrices les coefficients de pression de chaque versant s'obtiennent en utilisant les valeurs des toitures à un versant pour $\theta = 90^\circ$ (RNV 2013 .5.1.8.1)

$b = 40\text{ m} \quad d = 60\text{ m} \quad h = 9\text{ m} \quad e = \min (40 ; 2 \times 9) = 18 \quad e = 18$

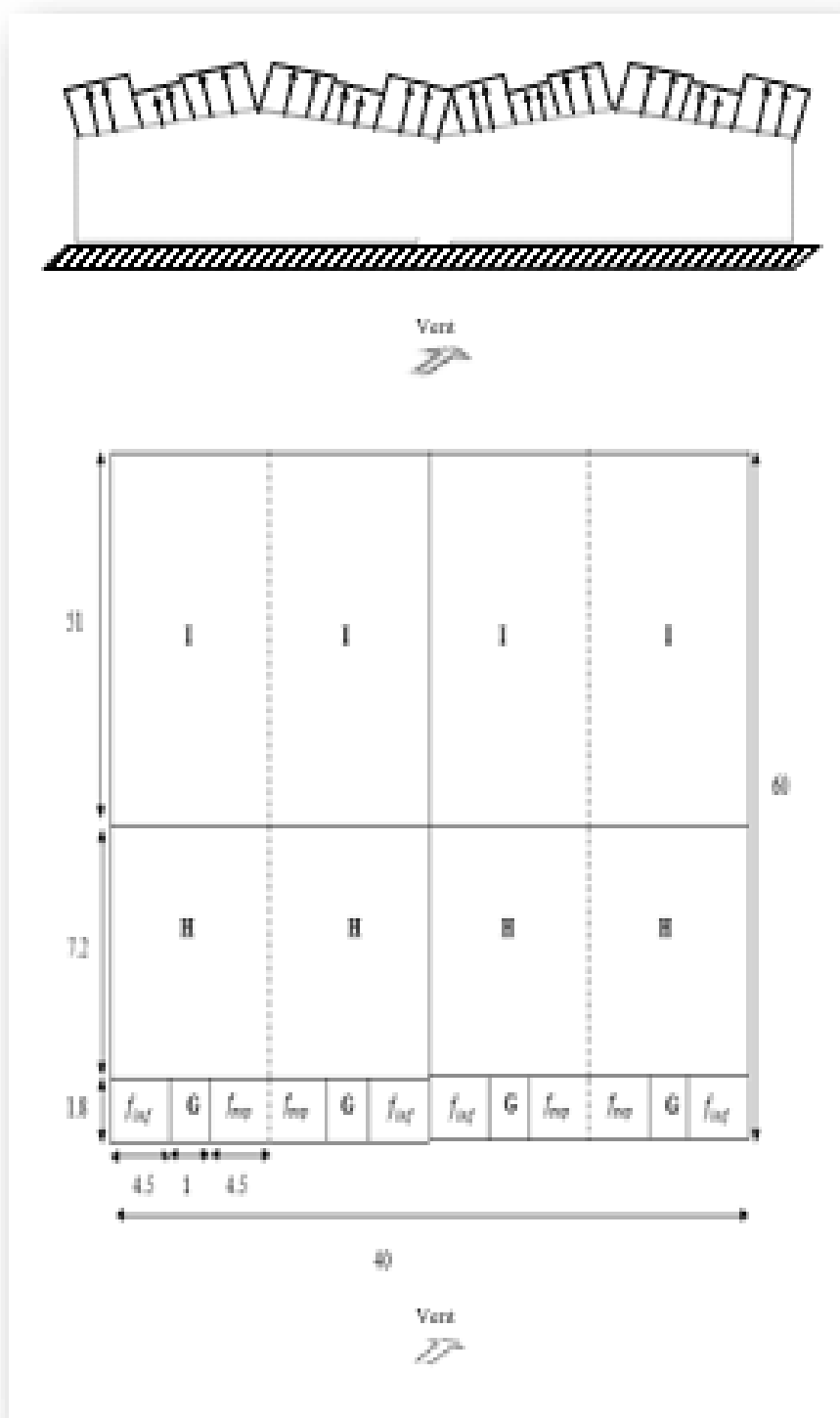


Figure II.8. Répartition des zones de pression sur la toiture sens V1 et V3

Zone	F_{sup}	F_{inf}	G	H	I
Surface (m^2)	8.1	8.1	1.8	72	510
C_{pe}	-2.16	-2.12	-1.9	-0.6	-0.5

TABLEAU II. 4 : LES COEFFICIENTS DE C_{pe} et LES SURFACES A CHAQUE ZONE DES TOITURES.

Les valeurs des coefficients d'expositions C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha=5^\circ$ et $\alpha=15^\circ$ tirées du tableau Puisque $\alpha=5.7^\circ$

(Tableau 5.3.b. chapitre5. RNVA2013)

$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0) \dots\dots\dots \text{La formule d'interpolation}$
--

$x = 5.7^\circ$ $x_0 = 5^\circ$ $x_1 = 15^\circ$

Zone F_{sup} : $1m^2 < 8.1m^2 < 10m^2$

$- C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S)$

$C_{pe.1} = -2.6 + \frac{[(-2.9) - (-2.6)]}{15-5} \times (5.7-5) = -2.62.$

$C_{pe.10} = -2.1 + \frac{[(-2.4) - (-2.1)]}{15-5} \times (5.7-5) = -2.12.$

$C_{pe} = -2.16$

Les valeurs d'angle de pente $\alpha = 5.7^\circ \cong$ Les valeurs d'angle de $\alpha = 5^\circ \rightarrow$ Donc en prend les résultats de C_{pe} d'angle de pente $\alpha = 5^\circ$.

Zone F_{inf} : $1m^2 < 8.1 m^2 < 10m^2$

$- C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S)$

$C_{pe.1} = -2.4$

$C_{pe.10} = -2.1$

$C_{pe} = -2.12$

Zone G : $1m^2 < 1.8 m^2 < 10m^2$

$- C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S)$

$C_{pe.1} = -2.0$

$C_{pe.10} = -1.8$

$C_{pe} = -1.9$

Zone H : $72m^2 > 10m^2$

- $C_{pe} = C_{pe.10}$

$C_{pe} = -0.6$

Zone I : $510m^2 > 10m^2$

- $C_{pe} = C_{pe.10}$

$C_{pe} = -0.5$

- Toiture: [(V₂ et V₄) ⊥ a long-pan]

On a une toiture a versant multiple $\alpha=5.7^\circ$, le vent perpendiculaire à la génératrice ; on

Prendra les valeurs C_{pe} de toiture à deux versant modifié pour leur position selon la (figure 5.7) ; $\theta=0^\circ \dots \dots \dots$ (RNV 2013 5.1.8.2)

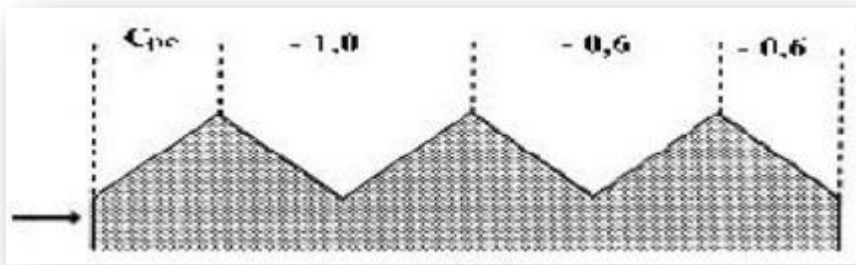


Figure II.9. Légende pour les toitures à versants multiples... (Figure 5.7 RVNA99)

$b = 60\text{ m}$ $d = 40\text{ m}$ $h = 9\text{ m}$

$e = \min(60 ; 2 \times 9) = 18\text{ m}$

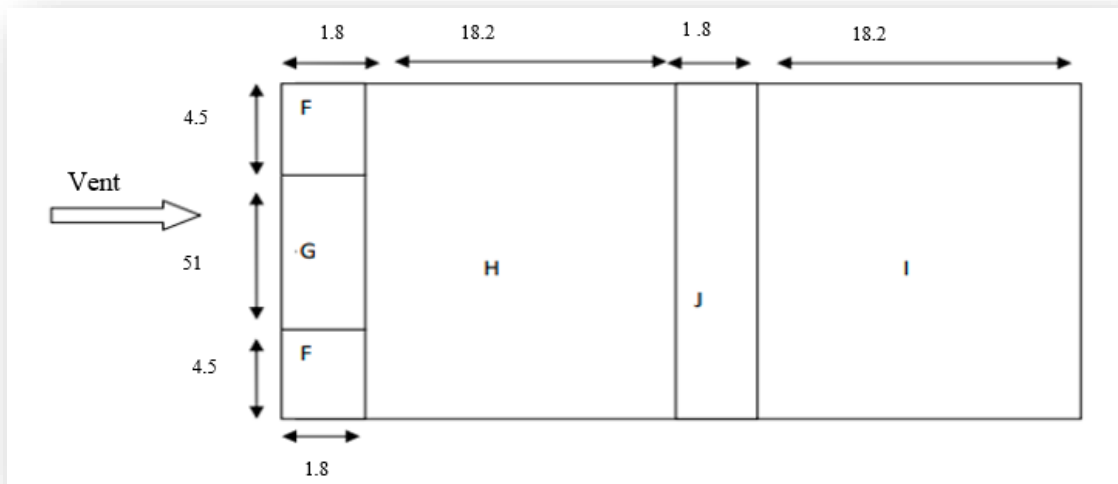


Figure II.10. Répartition des zones de pression sur la toiture sens V2 et V4.

Zone	F	G	H	I	J
Surface (m ²)	8.1	91.8	492	492	108
C _{pe}	-1.7	-1.2	-0.6	--0.6	+0.2

TABLEAU II. 5. : LES COEFFICIENTS DE C_{pe} et LES SURFACES A CHAQUE ZONE DES TOITURES.

Zone F : $1m^2 < 8.1m^2 < 10m^2$

$$- C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S)$$

$$C_{pe.1} = -2.5$$

$$C_{pe.10} = -1.7$$

$$C_{pe} = -1.7$$

Zone G : $91.8m^2 > 10m^2$

$$- C_{pe} = C_{pe.10}$$

$$C_{pe} = -1.2$$

Zone H : $492m^2 > 10m^2$

$$- C_{pe} = C_{pe.10}$$

$$C_{pe} = -0.6$$

Zone I : $492m^2 > 10m^2$

$$- C_{pe} = C_{pe.10}$$

$$C_{pe} = -0.6$$

Zone J : $108m^2 > 10m^2$

$$- C_{pe} = C_{pe.10}$$

$$C_{pe} = +0.2$$

II.2.2.3.3. Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Vérification d'un bâtiment ayant une face dominante : (RNV 2013. 5.2.1.4)

(L'aire des ouvertures Dans Faces) x 2 ≥ l'aire des ouvertures dans les autres faces

- L'aire des ouvertures dans V₁ ⊥ pignon (Nord) :

$$S = 166.56m^2 < \sum S = 309.72m^2$$

- L'aire des ouvertures dans V₃ ⊥ pignon (Sud) :

$$S = 79.75m^2 < \sum S = 396.52m^2$$

- L'aire des ouvertures dans $V_2 \perp$ long-pan (Sud-Est) :

$$S=126.22m^2 < \sum S=372.53m^2$$

- L'aire des ouvertures dans $V_4 \perp$ long-pan (Nord-Ouest) :

$$S=103.75m^2 < \sum S=350.06m^2$$

⇒ La condition n'est pas vérifiée donc il n'y'a pas une face dominante.

- Pour les bâtiments sans face dominante :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir de la figure 5.15 avec (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ_p l'indice de perméabilité donné par :

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

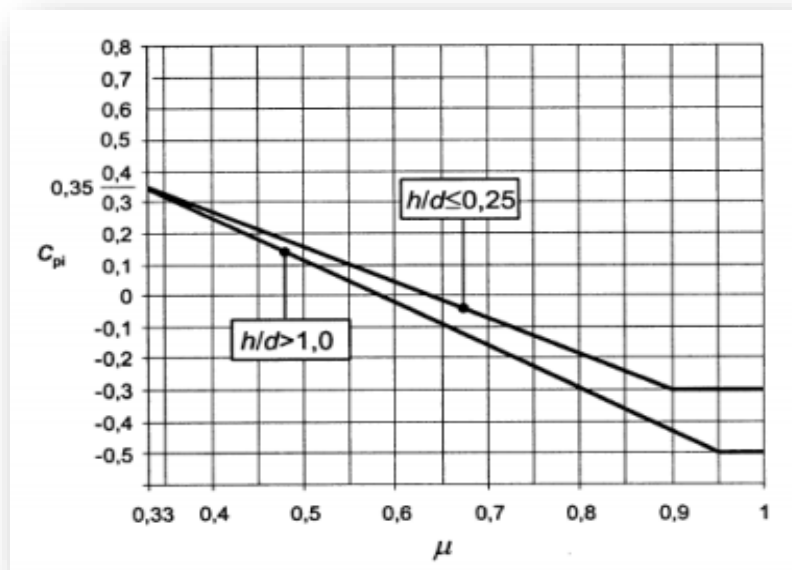


FIGURE II .11. COEFFICIENT DE PRESSION INTERIEURE C_{pi} DES BATIMENTS SANS FACE DOMINANTE.

- Vent \perp Pignon (V_1) : h=9 ; d=60

$$\frac{h}{d} = \frac{9}{60} = 0.15 \dots \dots \dots h/d \leq 0.25$$

$$\mu_{p(1)} = \frac{309.72}{476.28} = 0.65 \quad C_{pi(1)} = -0.01$$

- Vent \perp Pignon (V_3) : h=9 ; d=60

$$\frac{h}{d} = \frac{9}{60} = 0.15 \dots \dots \dots h/d \leq 0.25$$

$$\mu_{p(3)} = \frac{396.53}{476.28} = 0.83 \quad C_{pi(3)} = -0.22$$

- Vent \perp Long-pan (V_2) : h=9; d=40

$$\frac{h}{d} = \frac{9}{40} = 0.22 \dots \dots \dots h/d \leq 0.25$$

$$\mu_{p(2)} = \frac{350.06}{476.28} = 0.73 \quad C_{pi(2)} = -0.04$$

- Vent \perp Long-pan (V_4) : h=9; d=40

$$\frac{h}{d} = \frac{9}{40} = 0.22 \dots \dots \dots h/d \leq 0.25$$

$$\mu_{p(4)} = \frac{372.53}{476.28} = 0.78 \quad C_{pi(4)} = -0.06$$

II.2.2.2.4. Calcul de la pression due au vent W_{zj} N/m² :

La pression due au vent q_j ou la pression aérodynamique W_{zj} agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivant :

$$W_{zj} = q_p \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2] \dots \dots \dots (\text{RNV2013.2.5.2})$$

Zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_p [N/m ²]	W_{zj} [N/m ²]
A	-1.0	-0.01	-0.99	755	-747.45
B	-0.8	-0.01	-0.79	755	-596.45
C	-0.5	-0.01	-0.49	755	-369.95
D	+0.8	-0.01	+0.81	755	+611.55
E	-0.3	-0.01	-0.29	755	-218.95

TABLEAU II.6 : PRESSIONS SUR LES PAROIS VERTICALES - DIRECTION V1 DU VENT (PIGNON).

Zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_p [N/m ²]	W_{zj} [N/m ²]
A	-1.0	-0.22	-0.78	755	-588.9
B	-0.8	-0.22	-0.58	755	-437.9
C	-0.5	-0.22	-0.28	755	-211.4
D	+0.8	-0.22	+1.02	755	+770.1
E	-0.3	-0.22	-0.08	755	-60.4

TABLEAU II.7 : PRESSIONS SUR LES PAROIS VERTICALES - DIRECTION V3 DU VENT (PIGNON).

Zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_p [N/m ²]	W_j [N/m ²]
F_{sup}	-2.16	-0.01	-2.15	805	-1730.75
F_{inf}	-2.12	-0.01	-2.11	805	-1698.55
G	-1.9	-0.01	-1.89	805	-1521.45
H	-0.6	-0.01	-0.59	805	-474.95
I	-0.5	-0.01	-0.49	805	-394.45

TABLEAU II.8 : PRESSIONS SUR LA TOITURE - DIRECTION V1 DU VENT (PIGNON).

Zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_p [N/m ²]	W_j [N/m ²]
F_{sup}	-2.16	-0.22	-1.94	805	-1561.7
F_{inf}	-2.12	-0.22	-1.9	805	-1529.5
G	-1.9	-0.22	-1.68	805	-1352.4
H	-0.6	-0.22	-0.38	805	-305.9
I	-0.5	-0.22	-0.28	805	-225.4

TABLEAU II.9 : PRESSIONS SUR LA TOITURE - DIRECTION V3 DU VENT (PIGNON).

Zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_p [N/m ²]	W_j [N/m ²]
A	-1.0	-0.04	-0.96	755	-724.8
B	-0.8	-0.04	-0.76	755	-573.8
C	-0.5	-0.04	-0.46	755	-347.3
D	+0.8	-0.04	+0.84	755	+634.2
E	-0.3	-0.04	-0.26	755	-196.3

TABLEAU II.10 : PRESSIONS SUR LES PAROIS VERTICALES-DIRECTION V2 DU VENT (LONG PAN).

Zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_p [N/m ²]	W_j [N/m ²]
A	-1.0	-0.06	-0.94	755	-709.7
B	-0.8	-0.06	-0.74	755	-558.7
C	-0.5	-0.06	-0.44	755	-332.2
D	+0.8	-0.06	+0.86	755	+649.3
E	-0.3	-0.06	-0.24	755	-181.2

TABLEAU II.11 : PRESSIONS SUR LES PAROIS VERTICALES-DIRECTION V4 DU VENT (LONG PAN).

Zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_p [N/m^2]	W_j [N/m^2]
F	-1.7	-0.04	-1.66	805	-1336.3
G	-1.2	-0.04	-1.16	805	-933.8
H	-0.6	-0.04	-0.56	805	-450.8
I	-0.6	-0.04	-0.56	805	-450.8
J	+0.2	-0.04	+0.24	805	+193.2

TABLEAU II.12 : PRESSIONS SUR LA TOITURE - DIRECTION V2 DU VENT (LONG PAN).

Zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_p [N/m^2]	W_j [N/m^2]
F	-1.7	-0.06	-1.64	805	-1320.2
G	-1.2	-0.06	-1.14	805	-917.7
H	-0.6	-0.06	-0.54	805	-434.7
I	-0.6	-0.06	-0.54	805	-434.7
J	+0.2	-0.06	+0.26	805	+209.3

TABLEAU II.13 : PRESSIONS SUR LA TOITURE - DIRECTION V4 DU VENT (LONG PAN).

Chapitre III
Etude Des Éléments
Secondaires

Introduction :

Dans ce chapitre, on va traiter le calcul des éléments résistants (les pannes, les lisses de bardage les potelets) qui constituent le hangar et qui seront soumis aux différents chargements. Ce calcul nous fournira les profilés pouvant assurer à la fois la résistance et la stabilité de la structure. Pour mener à bien nos calculs, les formules de vérification utilisées sont tirées de l'Eurocode 03

III.1. Etude des pannes :

Les pannes de couverture sont des poutrelles laminées généralement en IPE, elles sont soumises à la flexion bi axiale sous l'effet du poids propre de la couverture, des actions climatiques et de la surcharge d'entretien. Cette dernière n'étant cumulable avec le vent et la neige. Elles sont disposées perpendiculairement aux traverses des portiques.

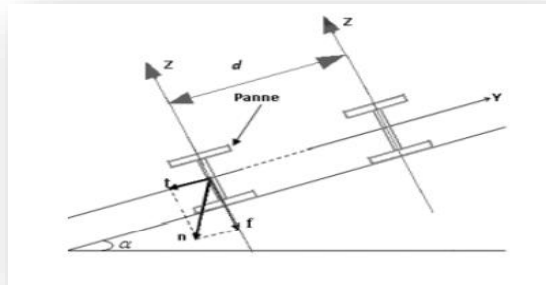


Figure.III.1. Disposition des pannes sur la toiture.

III.1.1. Espacement entre pannes :

$$\cos 5.7^\circ = \frac{10}{x} \Rightarrow x = \frac{10}{\cos 5.7} = 10.05\text{m}$$

On prend un espacement entre pannes de 1.5 m (06 fois) et aux deux extrémités 0.5 m

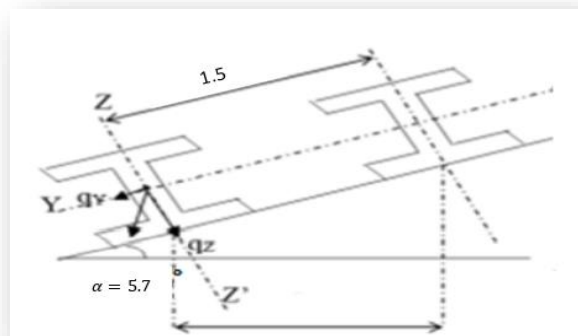


Figure.III.2. Espacement entre les pannes.

III.1.2. Détermination des charges :

- Poids propre de panneaux sandwich : **20 kg/m²**
- Poids propre de TN40 : **7.69 kg/m²**
- On suppose poids propre de la panne (IPE160) : **15.8 kg/m**
- Poids propre d'accessoire d'attache : **2 kg/m²**

- **Action permanentes G :**

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

e : espacement entre les pannes (e= 1.5m)

$$G = [(20 + 2) \times 1.5] + 15.8 = 48.8 \text{ Kg/ml}$$

$$\mathbf{G = 0.488 \text{ KN/ml}}$$

- **Action variable:**

- **Surcharge d' exploitation:**

Dans le cas des toitures inaccessible on considère uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids des personnes et leur outillage qui sont représentés par deux charges concentrées de 100 kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

(D'après le DTR BC 2.2)

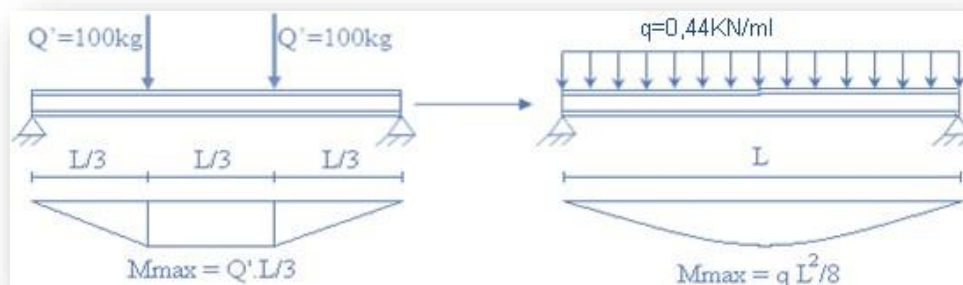


Figure III.3. Schéma statique de la charge d'entretiens

$$M_{max} = \frac{Q' \times L}{3} = \frac{Q' \times l^2}{8}$$

$$Q' = 100 \text{ kg} \Leftrightarrow 1 \text{ KN}$$

$$Q = \frac{8 \times Q'}{3 \times l} = \frac{8 \times 1}{3 \times 6} = \mathbf{0.44 \text{ KN/ml}}$$

- **Surcharge climatique:**

$$S = 1.52 \text{ KN/m}$$

$$S = s \times e = 1.52 \times 1.5$$

$$\mathbf{S = 2.28 \text{ KN/ml}}$$

$$W = -1.73 \text{ KN/m}^2$$

$$W = W \times e = -1.73 \times 1.5$$

$$\mathbf{W = -2.59 \text{ KN/ml}}$$

a) **Charges à prendre en considération :**

- **G = 0.48 KN/ml**
- **Q = 0.44 KN/ml**

- $S=2.28 \text{ KN/ml}$
- $W=-2.59\text{KN/ml}$

b) Décomposition des charges :

Suivant l'axe Z-Z :

- $G_z = G \cos \alpha = 0.48 \text{ KN/ml}$
- $Q_z = Q \cos \alpha = 0.43\text{KN/ml}$
- $S_z = S \cos \alpha = 2.26 \text{ KN/ml}$
- $W_z = W = -2.59 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe Y-Y :

- $G_y = G \sin \alpha = 0.04 \text{ KN/ml}$
- $Q_y = Q \sin \alpha = 0.04\text{KN/ml}$
- $S_y = S \sin \alpha = 0.22\text{KN/ml}$
- $W_y = 0 \text{ KN/ml}$

III.1.3. Combinaisons des charges :

❖ **ELU :**

Suivant l'axe z-z :

- **Comb 1**= $1.35G + 1.5Q=1.29 \text{ KN/ml}$
- **Comb 2**= $1.35G+1.5S=4.03 \text{ KN/ml}$
- **Comb 3**= $1.35G+1.5W=-3.23 \text{ KN/ml}$
- **Comb 4**= $1.35G+1.5S+1.5 \times 0.6W=1.73 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe y-y :

- **Comb 1**= $1.35G + 1.5Q=0.11 \text{ KN/ml}$
- **Comb 2**= $1.35G+1.5S=0.38 \text{ KN/ml}$
- **Comb 3**= $1.35G+1.5S+1.5 \times 0.6W=0.38 \text{ KN/ml}$
- **Comb 4**= $1.35G+1.5W =0.05 \text{ KN/ml}$

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU /ml revenant à la panne la plus sollicitée est :

$$q_z=1.35G+1.5S=4.03 \text{ KN/ml}$$

$$q_y=1.35G+1.5S=0.38 \text{ KN/ml}$$

❖ **ELS :**

Suivant l'axe z-z :

- **Comb 1**= $G + Q=0.91 \text{ KN/ml}$
- **Comb 2**= $G+S=2.74 \text{ KN/ml}$
- **Comb 3**= $G+W=-2.11 \text{ KN/ml}$
- **Comb 4**= $G+S+0.6W=1.20 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe y-y :

- **Comb 1**= $G + Q=0.08 \text{ KN/ml}$

- Comb 2=G+S=0.26 KN/ml
- Comb 3= G+S+0.6W=0.26 KN/ml
- Comb 4= G=0.04 KN/ml

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELS /ml revenant à la panne la plus sollicitée est :

- $q_z = G+S=2.74$ KN/ml
- $q_y = G+S=0.26$ KN/ml

III.1.4. Principe de pré dimensionnement :

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale)

Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- Condition de flèche (l'ELS).
- Condition de résistance (l'ELU).

Généralement, on fait le pré dimensionnement des pannes par l'utilisation de la condition de flèche, puis on fait la vérification de la condition de résistance

III.1.4.1 Dimensionnement de la panne :

La flèche à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service(non pondérée) : $f \leq f_{adm}$.

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z) :

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

Vérification de la flèche suivant l'axe Z-Z :

$$f = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y} \Rightarrow I_y = \frac{5 \times 2.74 \times 10^{-2} \times 600^3 \times 200}{384 \times 21000}$$

$$I_y = 733.92 \text{ cm}^4$$

D'après le catalogue des profilés ; on adopte IPE160 ; $I_y = 869.3 \text{ cm}^4$ $I_z = 68.31 \text{ cm}^4$

III.1.4.2. Condition de flèche (l'ELS) :

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 2.74 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 869.3} \Rightarrow f_z = 2.53 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times L^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0.26 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 68.31} \Rightarrow f_y = 3.05 \text{ cm}$$

La flèche résultante :

$$f = \sqrt{f_z^2 + f_y^2} = \sqrt{2.53^2 + 3.05^2} = 3.96 \text{ cm} > f_{adm} = \frac{L}{200} = 3 \text{ cm}$$

Donc la panne IPE 160 n'est pas vérifiée. On utilise les liernes à mi-travée de la panne pour réduire la flèche

$$f_y = \frac{5 \times 0.26 \times 10^{-2} \times 300^4}{384 \times 21000 \times 68.31} = 0.19 < \frac{L}{200} = 3 \text{ cm}$$

La flèche résultante :

$$f = \sqrt{f_z^2 + f_y^2} = \sqrt{0.19^2 + 2.53^2} = 2.53 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{L}{200} = 3 \text{ cm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

III.1.4.3. Condition de résistance (l'ELU) :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 2 \Rightarrow \text{pour les profils I et H} \\ \beta = 1 \end{array} \right.$$

- $q_z = 4.03 \text{ KN/ml}$
- $q_y = 0.38 \text{ KN/ml}$

Le moment fléchissant sur l'axe z-z :

$$- M_{y.sd} = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{4.03 \times 6^2}{8} = 18.13 \text{ KN.m}$$

Le moment fléchissant sur l'axe y-y :

$$- M_{z.sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0.38 \times 3^2}{8} = 0.42 \text{ KN.m}$$

⇒ Déterminations de la classe du profile :

- Ame :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{127.2}{5} = 25.44 \leq 72\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad \Rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

- Semelle : $c = \frac{b}{2} = \frac{82}{2} = 41 \text{ mm}$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{41}{7.4} = 5.54 \leq 10\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

$$w_{ply} = 123.9 \text{ cm}^3 \Rightarrow 123.6 \times 235 \times 10^{-3} \text{ KN.m}$$

$$w_{plz} = 26.1 \text{ cm}^3 \Rightarrow 26.1 \times 235 \times 10^{-3} \text{ KN.m}$$

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

$$\gamma_{m0} = 1$$

$$- M_{ply.rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{123.9 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 29.11 \text{ KN.m}$$

$$- M_{plz.rd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{26.1 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 6.13 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \right]^2 + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \right]^1 \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \left[\frac{18.13}{29.11} \right]^2 + \left[\frac{0.42}{6.13} \right]^1 = 0.39 \leq 1$$

Donc la panne IPE160 est vérifiée à la flexion bi axiale.

III.1.5. Vérification au cisaillement :

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{z,sd} \leq V_{pl,z,rd} \Rightarrow [\text{EC.3. P158}]$$

$$V_{y,sd} \leq V_{pl,y,rd} \Rightarrow [\text{EC.3. P158}]$$

Avec :

$V_{z,sd}$ Et $V_{y,sd}$: valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{pl,rd}$: valeur de calcul de la résistance au cisaillement.

$$V_{z,sd} = \frac{q_z \times l}{2} = \frac{4.03 \times 6}{2} = 12.09 \text{ KN}$$

$$V_{pl,z,rd} = 0.58 \times \frac{A_{v,z} \times F_y}{\gamma_{m0}} = 0.58 \times \frac{965.6 \times 235}{1} = 131.61 \text{ KN}$$

$A = 20.09 \text{ cm}^2$ d'après le catalogue de profile ; type de profilés laminés I ou H

$$A_{v,z} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \Rightarrow A_{v,z} = 20.09 \times 10^2 - 2 \times 82 \times 7.4 + (5 + 2 \times 9)7.4$$

$$A_{v,z} = 965.6 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{v,z} = 9.656 \text{ cm}^2$$

D'où:

$$V_{z,sd} = 12.09 \text{ KN} < V_{pl,z,rd} = 131.61 \text{ KN}$$

$$V_{z,sd} = 12.09 \text{ KN} < 0.5V_{pl,z,rd} = 65.80 \text{ KN}$$

$$V_{y,sd} = \frac{q_y \times l}{2} = \frac{0.38 \times 3}{2} = 0.57 \text{ KN}$$

$$V_{pl,y,rd} = 0.58 \times \frac{A_{v,y} \times F_y}{\gamma_{m0}} = 0.58 \times \frac{1044 \times 235}{1} = 142.29 \text{ KN}$$

$$A_{v-y} = A - A_{v-z} = 20.09 - 9.65 = 10.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{v,y} = 1044 \text{ mm}^2$$

D'où :

$$V_{y,sd} = 12.09 \text{ KN} < V_{pl,y,rd} = 142.29 \text{ KN}$$

$$V_{y,sd} = 12.09 \text{ KN} < 0.5V_{pl,y,rd} = 71.14 \text{ KN}$$

III.1.6. Vérification au déversement :

Déversement = flambement latéral de la membrure comprimée + rotation de la section transversale

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

contrairement à la semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement et qui est quant à elle susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

On rappelle la combinaison de charge défavorable pour le risque de déversement. Il s'agit de la première combinaison dans laquelle le vent agit seul et risque de faire déverser la panne (Fléchie vers le haut) et en comprimant la semelle inférieure au niveau de la mi-travée (voir la figure).



Figure III.4. Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.

D'après l'Euro code 3, la résistance au déversement du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$M_{sd} < M_{brd}$$

$$M_{y.sd} = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{3.40 \times 6^2}{8} = 15.3 \text{ KN.m}$$

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

χ_{lt} : est un facteur de réduction au déversement. $\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + (\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2)^{0.5}}$

La valeur de λ_{lt} peut être calculé par la formule :

$$\lambda_{lt} = \frac{L/i_z}{\sqrt{C_1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

Tel que : $L = 300 \text{ mm}$; $i_z = 1.84 \text{ mm}$; $h = 160 \text{ mm}$; $C_1 = 1.132$; $t_f = 7.4 \text{ mm}$

$$\lambda_{lt} = \frac{300/1.84}{\sqrt{1.132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/1.84}{16/0.74} \right)^2 \right]^{0.25}} = 109.44$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{93.9\varepsilon} = \frac{109.44}{93.9\varepsilon} \text{ tel que } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \text{ alors } \bar{\lambda}_{lt} = 1.16 > 0.4 \rightarrow \text{il y'a de risque de déversement}$$

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

$\alpha_{lt} = 0.21$ pour les profilés laminés.

$$\phi_{lt} = 0.5 \times (1 + 0.21 \times (1.16 - 0.2) + 1.16^2) = 1.27$$

$$\phi_{lt} = 1.27$$

Le coefficient de réduction pour le déversement :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{1.27 + (1.27^2 - 1.16^2)^{0.5}} = 0.55$$

$\gamma_{M1} = 1.1$: Facteur de corrélation approprié

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.55 \times 1 \times 123.9 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 14.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} = 15.3 \text{ KN.m} > M_{brd} = 14.55 \text{ KN.m}$$

→ **Donc** : La stabilité au déversement de la panne n'est pas vérifiée, on augmente le profilé IPE180 avec liernes.

λ_{lt}	$\bar{\lambda}_{lt}$	ϕ_{lt}	χ_{lt}	M_{brd}	$M_{y.sd}$
103.53	1.10	1.19	0.60	21.32	15.3

TABLEAU.1 : LES RESULTATS DE DEVERSEMENT AVEC IPE180.

$$M_{y.sd} = 15.3 \text{ KN.m} < M_{brd} = 21.32 \text{ KN.m}$$

→ **Donc** : La condition est vérifiée ; on adopte IPE180.

III.1.7. Détermination les liernes :

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

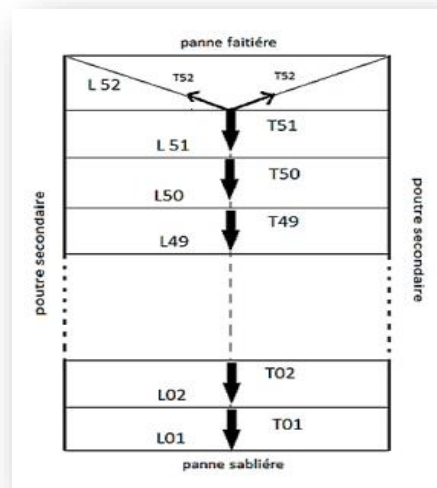


Figure III.5. La disposition des liernes sur les pannes

III.1.7.1. Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :

- La réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1.25 q_y \frac{l}{2} = 1.25 \times 0.38 \times \frac{6}{2} = 1.42 \text{ KN.}$$

- Efforts de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière :
 - $N_1 = \frac{R}{2} = \frac{1.42}{2} = 0.71$
 - Effort dans le tronçon L2 $N_2 = N_1 + R = 0.71 + 1.42 = 2.13 \text{ KN}$
 - Effort dans le tronçon L3 $N_3 = N_2 + R = 2.13 + 1.42 = 3.55 \text{ KN}$
 - Effort dans le tronçon L4 $N_4 = N_3 + R = 3.55 + 1.42 = 4.97 \text{ KN}$
 - Effort dans le tronçon L5 $N_5 = N_4 + R = 4.97 + 1.42 = 6.39 \text{ KN}$
 - Effort dans le tronçon L6 $N_6 = N_5 + R = 6.39 + 1.42 = 7.81 \text{ KN}$
 - Effort dans le tronçon L7 $N_7 = N_6 + R = 7.81 + 1.42 = 9.23 \text{ KN}$
 - Effort dans le tronçon L8 $N_8 = N_7 + R = 9.23 + 1.42 = 10.65 \text{ KN}$

$$\circ 2T \cos \alpha = N_8$$

$$\text{Avec} \rightarrow \alpha = \tan^{-1} \frac{3}{1.5} = 63.43^\circ$$

$$\alpha = 63.43^\circ$$

$$T = \frac{N_8}{2 \times \cos \alpha} = \frac{10.65}{2 \times \cos 63.43^\circ} = 12.10 \text{ KN}$$

L'effort maximal $N_{tsd} = 12.10 \text{ KN}$

- Dimensionnement des liernes :

$$N_{tsd} \leq N_{pl}$$

$$N_{tsd} = 12.10 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{12.10 \times 1}{23.5} = 0.51 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \frac{\pi \times \varphi^2}{4} = 0.51 \text{ cm}^2$$

$$\varphi \geq \frac{4 \times 0.51}{\pi} \rightarrow \varphi \geq 0.806 \text{ cm} \rightarrow \varphi = 8.06 \text{ mm}$$

Donc on adopte une tige $\varphi = 10 \text{ mm}$

III.1.8. Etude de l'échantignolle :

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes. Elle est réalisée un moyen d'un plat plié ; elle est dimensionnée en flexion sous l'effet de soulèvement du vent et de l'effort suivant versant.

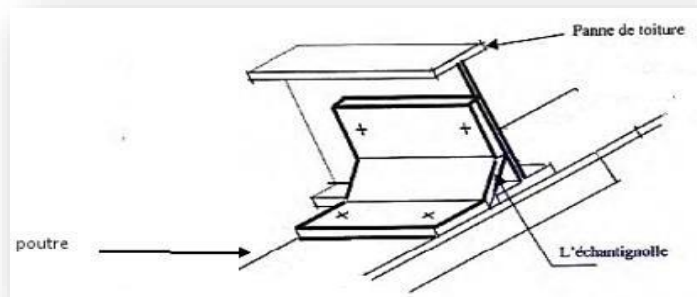


Figure III.6. Vue en 3D de l'échantignolle

III.1.8.1. Calcul des charges revenant à l'échantignolle :

Effort de soulèvement :

$$q_z = -3.23 \text{ KN/ml}$$

$$q_y = 0.05 \text{ KN/ml}$$

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

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

Pour IPE180 :

$$b = 9.1 \text{ cm et } h = 18 \text{ cm}$$

$$9.1 \text{ cm} \leq t \leq 13.65 \text{ cm ; soit } t = 11 \text{ cm}$$

Echantignolle de rive :

$$R_z = \frac{q_{z;sd} \times l}{2} = \frac{3.23 \times 6}{2} = 9.69 \text{ KN.}$$

$$R_y = \frac{q_{y;sd} \times l}{2} = \frac{0.05 \times 6}{2} = 0.15 \text{ KN.}$$

Echantignolle intermédiaire :

$$R_z = 2 \times 9.69 = 19.38 \text{ KN ; } R_y = 2 \times 0.15 = 0.3 \text{ KN.}$$

▪ **Calcul du moment de renversement :**

$$M_R = R_z \times t + R_y \times h/2 = 9.69 \times 0.11 + 0.15 \times 0.18/2 = 1.07 \text{ KN.m}$$

▪ **Dimensionnement de l'échantignolle :**

Flexion simple :

Remarque :

Généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid. la classe de la section est au moins de classe 3.

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

$M_{el,rd} = \frac{w_{el} \times f_y}{\gamma_{m0}}$: Moment de résistance élastique de la section brute.

$$M_{sd} = M_R \leq \frac{w_{el} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

- Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

$$w_{el} \geq \frac{M_R \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$w_{el} \geq \frac{1070 \times 1.1}{235} = 5 \text{ cm}^2$$

$w_{el} = \frac{b \times e^2}{6}$ pour les sections rectangulaires.

Remarque : la largeur de l'échantignolle (b) est prise après avoir dimensionné la traverse. On prend b = 18 cm

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times w_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 5}{18}} = 1.29 \text{ cm.} \rightarrow e = 12.9 \text{ mm.}$$

Donc on adopte une échantignolle de 14 mm d'épaisseur.

III.2. Etude lisse de bardage :

Introduction :

Les lisses sont des éléments de profilé laminé qui sont constituées de poutrelle en U, elles sont disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portique ou éventuellement sur des potelets intermédiaires, elles sont destinées à reprendre les efforts du vent sur les bardages et elles sont calculées pour pouvoir résister au poids du bardage, leur poids propre et les surcharges climatiques(vent).

Dans notre projet :

Chaque lisse repose sur 2 appuis de distance.

- L=6m sur le long pan.
- L=4m sur le pignon.
- Le porté entre axe des lisses **e=1.3** (espace entre 2 lisses).
- On dispose de de 6 lignes de lisses sur chaque paroi.
- Les lisses sont en S235.

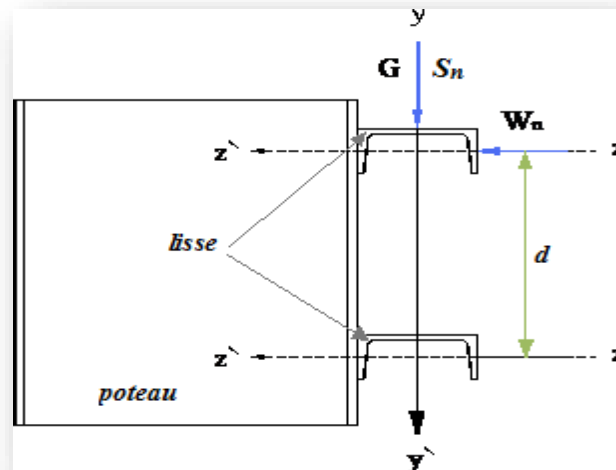


Figure III.7. Disposition de la lisse sur le poteau

III.2.1. Détermination des charges :

- Poids propre de TN40 : 10.9 kg/m^2
- Poids propre d'accessoire d'attache : 2 kg/m

- **Action permanentes G :**

$G = [(P \text{ couverture} + P \text{ accessoire}) \times e]$
 e : espacement entre les lisses ($e = 1.3 \text{ m}$)

$$G = [(10.9 + 2) \times 1.3] = 16.77 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0.16 \text{ KN/ml}$$

- **Surcharge climatique:**

On calcule les lisse de bardage avec les valeurs de vent suivantes :

- $W_{pignon} = 770.1 \text{ N/m}^2 \rightarrow 0.77 \text{ KN/m}^2$
- $W_{longpan} = -724.8 \text{ N/m}^2 \rightarrow -0.72 \text{ KN/m}^2$

D'où: $W_{pignon} = 0.77 \times e = 0.77 \times 1.3 = 1.001 \text{ KN/ml}$

$W_{longpan} = -0.72 \times e = -0.72 \times 1.3 = -0.94 \text{ KN/ml}$

❖ **Combinaisons des charges :**

- **Pignon : (ELU)**

$$q_y = 1.35G = 0.21 \text{ KN/ml}$$

$$q_z = 1.5w = 1.50 \text{ KN/ml}$$

- **Long pan: (ELU)**

$$q_y = 1.35G = 0.21 \text{ KN/ml}$$

$$q_z = 1.5w = -1.41 \text{ KN/ml}$$

- **Pignon: (ELS)**

$$q_y = G = 0.16 \text{ KN/ml}$$

$$q_z = w = 1.001 \text{ KN/ml}$$

- **Long pan: (ELS)**

$$q_y = G = 0.16 \text{ KN/ml}$$

$$q_z = w = -0.94 \text{ KN/ml}$$

III.2.2. Principe de pré dimensionnement :

Les lisses sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale)

Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- Condition de flèche (l'ELS).
- Condition de résistance (l'ELU).

Généralement, on fait le pré dimensionnement des lisses par l'utilisation de la condition de flèche, puis on fait la vérification de la condition de résistance

III.2.2.1. Dimensionnement de lisses : [Lisse de bardage pignon : (V_1 et V_3)]

- Charge appliquée à L'ELU :

$$q_y = 0.21 \text{ KN/ml}$$

$$q_z = 1.50 \text{ KN/ml}$$

- Charge appliquée à L'ELS :

$$q_y = G = 0.16 \text{ KN/ml}$$

$$q_z = w = 1.001 \text{ KN/ml}$$

La flèche à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) : $f \leq f_{adm}$.

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z) :

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

Vérification de la flèche suivant l'axe Z-Z :

$$f = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y} \Rightarrow I_y = \frac{5 \times 1.001 \times 10^{-2} \times 400^3 \times 200}{384 \times 21000}$$

$$I_y = 155.16 \text{ cm}^4$$

D'après le catalogue des profilés ; on adopte UAP 100 ; $I_y = 209.5 \text{ cm}^4$; $I_z = 32.83 \text{ cm}^4$

III.2.2.1.1 Condition de flèche (l'ELS) :

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.001 \times 10^{-2} \times 400^4}{384 \times 21000 \times 209.5} \Rightarrow f_z = 0.7 \text{ cm}$$

Poids propre réel :

Poids propre de UAP100 : 10.5 Kg/m

$$G = [(10.9 + 2) \times 1.3] + 10.5 = 27.27 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0.27 \text{ KN/ml}$$

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times L^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0.27 \times 10^{-2} \times 400^4}{384 \times 21000 \times 32.83} \Rightarrow f_y = 1.3 \text{ cm}$$

La flèche résultante :

$$f = \sqrt{f_z^2 + f_y^2} = \sqrt{0.7^2 + 1.3^2} = 1.5 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{L}{200} = 2 \text{ cm}$$

Donc Les lisses UAP 100 est vérifiée.

III.2.2.1.2 Condition de résistance (L'ELU) :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 2 \Rightarrow \text{pour les profils de classe 1} \\ \beta = 1 \end{array} \right.$$

- $q_y = 0.21 \text{ KN/ml}$
- $q_z = 1.50 \text{ KN/ml}$

Le moment fléchissant sur l'axe z-z :

$$- M_{y.sd} = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{1.50 \times 4^2}{8} = 3 \text{ KN.m}$$

Le moment fléchissant sur l'axe y-y :

$$- M_{z.sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0.21 \times 4^2}{8} = 0.42 \text{ KN.m}$$

⇒ Déterminations de la classe du profile :

- Ame :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{60}{5.5} = 10.9 \leq 72\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad \Rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

- Semelle : $c = \frac{b}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ mm}$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{25}{8.5} = 2.9 \leq 10\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

$$w_{ply} = 49.59 \text{ cm}^3 \Rightarrow 49.59 \times 235 \times 10^{-3} \text{ KN.m}$$

$$w_{plz} = 18.47 \text{ cm}^3 \Rightarrow 18.47 \times 235 \times 10^{-3} \text{ KN.m}$$

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

$$\gamma_{m0} = 1.1$$

$$- M_{ply.rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{49.59 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 10.59 \text{ KN.m}$$

$$- M_{plz.rd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{18.47 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 3.94 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \right]^2 + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \right]^1 \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \left[\frac{3}{10.59} \right]^2 + \left[\frac{0.42}{3.94} \right]^1 = 0.18 \leq 1$$

Donc les lisses UAP100 est vérifiée à la flexion bi axiale.

III.2.2.1.3. Vérification au cisaillement :

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{z.sd} \leq V_{pl,z.rd} \Rightarrow [\text{EC.3. P158}]$$

$$V_{y,sd} \leq V_{pl,y,rd} \Rightarrow [\text{EC.3. P158}]$$

Avec :

$V_{z,sd}$ Et $V_{y,sd}$: valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{pl,rd}$: valeur de calcul de la résistance au cisaillement.

- $q_y = 0.21 \text{ KN/ml}$

- $q_z = 1.50 \text{ KN/ml}$

$$V_{z,sd} = \frac{q_z \times l}{2} = \frac{1.50 \times 4}{2} = 3 \text{ KN}$$

$$V_{pl,z,rd} = 0.58 \times \frac{A_{v,z} \times F_y}{\gamma_{m0}} = 0.58 \times \frac{607 \times 235}{1.1} = 75212.81 \text{ N} = 75.21 \text{ KN}$$

- $A_{v,z} = 6.07 \text{ cm}^2$

$$V_{z,sd} = 3 \text{ KN} < V_{pl,z,rd} = 75.21 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$V_{z,sd} = 3 \text{ KN} < 0.5 V_{pl,z,rd} = 37.60 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$V_{y,sd} = \frac{q_y \times l}{2} = \frac{0.21 \times 4}{2} = 0.42 \text{ KN}$$

$$V_{pl,y,rd} = 0.58 \times \frac{A_{v,y} \times F_y}{\gamma_{m0}} = 0.58 \times \frac{731 \times 235}{1} = 90577.54 \text{ N} = 90.57 \text{ KN}$$

$$A_{v,y} = A - A_{v,z} = 13.38 - 6.07 = 7.31 \text{ cm}^2$$

D'où:

$$V_{y,sd} = 0.42 \text{ KN} < V_{pl,y,rd} = 90.57 \text{ KN}$$

$$V_{y,sd} = 0.42 \text{ KN} < 0.5 V_{pl,y,rd} = 45.28 \text{ KN}$$

III.2.2.1.4. Vérification au déversement :

$$M_{sd} < M_{brd}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{1.50 \times 4^2}{8} = 3 \text{ KN.m}$$

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

χ_{lt} : est un facteur de réduction au déversement. $\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + (\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2)^{0.5}}$

La valeur de λ_{lt} peut être calculé par la formule :

$$\lambda_{lt} = \frac{I_z / i_z}{\sqrt{C_1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{I_z / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

Tel que ; $I_z = 32.83 \text{ cm}^4$; $i_z = 1.57 \text{ cm}$; $h = 100 \text{ mm}$; $C_1 = 1.132$; $t_f = 8.5 \text{ mm}$

$$\lambda_{lt} = \frac{32.83/1.57}{\sqrt{1.132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{32.83/1.57}{10/0.85} \right)^2 \right]^{0.25}} = 18.94$$

$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{93.9\varepsilon} = \frac{18.94}{93.9\varepsilon}$ tel que $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$ alors $\bar{\lambda}_{lt} = 0.2 < 0.4 \rightarrow$ Il n'est pas de risque de déversement

III.2.2.2. Dimensionnement de lisses : [Lisse de bardage long pan (V_2 et V_4)]

- Charge appliquée à L'ELU :

$$q_y = 0.21 \text{ KN/ml}$$

$$q_z = -1.41 \text{ KN/ml}$$

- Charge appliquée à L'ELS :

$$q_y = G = 0.16 \text{ KN/ml}$$

$$q_z = w = -0.94 \text{ KN/ml}$$

La flèche à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) :

$$f \leq f_{adm}$$

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z) :

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

Vérification de la flèche suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y} \Rightarrow I_y = \frac{5 \times (-0.94) \times 10^{-2} \times 600^3 \times 200}{384 \times 21000}$$

$$I_y = 251.78 \text{ cm}^4$$

D'après le catalogue des profilés ; on adopte UAP 130 ; $I_y = 459.6 \text{ cm}^4$ $I_z = 51.34 \text{ cm}^4$

III.2.2.2.1 Condition de flèche (L'ELS) :

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 0.94 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 459.6} \Rightarrow f_z = 1.64 \text{ cm}$$

Poids propre réel :

Poids propre de UAP130 : 13.7 Kg /m

$$G = [(10.9 + 2) \times 1.3] + 13.7 = 30.47 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0.3 \text{ KN/ml}$$

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times L^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0.3 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 51.34} \Rightarrow f_y = 4.69 \text{ cm}$$

La flèche résultante :

$$f = \sqrt{f_z^2 + f_y^2} = \sqrt{1.64^2 + 4.69^2} = 4.96 \text{ cm} > f_{adm} = \frac{L}{200} = 3 \text{ cm}$$

Donc Les lisses UAP130 n'est pas vérifiée. On utilise des suspentes à mi-travée de lisse pour réduire la flèche

$$f_y = \frac{5 \times 0.3 \times 10^{-2} \times 300^4}{384 \times 21000 \times 51.34} = 0.29 < \frac{L}{200} = 3 \text{ cm}$$

La flèche résultante :

$$f = \sqrt{f_z^2 + f_y^2} = \sqrt{1.64^2 + 0.29^2} = 1.66 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = 3 \text{ cm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

III.2.2.2.2. Condition de résistance (L'ELU) :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 2 \Rightarrow \text{pour les profils de classe 1} \\ \beta = 1 \end{array} \right.$$

- $q_y = 0.21 \text{ KN/ml}$
- $q_z = -1.41 \text{ KN/ml}$

Le moment fléchissant sur l'axe z-z :

$$- M_{y.sd} = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{1.41 \times 6^2}{8} = 6.34 \text{ KN.m}$$

Le moment fléchissant sur l'axe y-y :

$$- M_{z.sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0.21 \times 3^2}{8} = 0.24 \text{ KN.m}$$

⇒ Déterminations de la classe du profile :

- Ame :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{92}{6} = 15.33 \leq 72\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

⇒ Ame de classe 1

- Semelle : $c = \frac{b}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ mm}$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{27.5}{9.5} = 2.89 \leq 10\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

⇒ semelle de classe 1

Donc la section est de classe 1

$$w_{ply} = 83.51 \text{ cm}^3 \Rightarrow 83.51 \times 235 \times 10^{-3} \text{ KN.m}$$

$$w_{plz} = 25.55 \text{ cm}^3 \Rightarrow 25.55 \times 235 \times 10^{-3} \text{ KN.m}$$

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

$$\gamma_{m0} = 1.1$$

$$- M_{ply.rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{83.51 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 17.84 \text{ KN.m}$$

$$- M_{plz.rd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{25.55 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 5.45 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right]^2 + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right]^1 \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \left[\frac{6.34}{17.84} \right]^2 + \left[\frac{0.24}{5.45} \right]^1 = 0.17 \leq 1$$

Donc les lisses UAP130 est vérifiée à la flexion bi axiale.

III.2.2.2.3. Vérification au cisaillement :

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{z,sd} \leq V_{pl,z,rd} \Rightarrow [\text{EC.3. P158}]$$

$$V_{y,sd} \leq V_{pl,y,rd} \Rightarrow [\text{EC.3. P158}]$$

Avec :

$V_{z,sd}$ Et $V_{y,sd}$: valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{pl,rd}$: valeur de calcul de la résistance au cisaillement.

$$V_{z,sd} = \frac{q_z \times l}{2} = \frac{1.41 \times 6}{2} = 4.23 \text{ KN}$$

$$V_{pl,z,rd} = 0.58 \times \frac{A_{v,z} \times F_y}{\gamma_{m0}} = 0.58 \times \frac{852 \times 235}{1.1} = 105570.54 \text{ N} \rightarrow V_{pl,z,rd} = 105.57 \text{ KN}$$

$A = 17.5 \text{ cm}^2$ d'après le catalogue de profile ; type de profilés laminés U

$$A_{v,z} = 8.52 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{v,z} = 852 \text{ mm}^2$$

D'où:

$$V_{z,sd} = 4.23 \text{ KN} < V_{pl,z,rd} = 105.57 \text{ KN}$$

$$V_{z,sd} = 4.23 \text{ KN} < 0.5 V_{pl,z,rd} = 52.78 \text{ KN}$$

$$V_{y,sd} = \frac{q_y \times l}{2} = \frac{0.21 \times 3}{2} = 0.31 \text{ KN}$$

$$V_{pl,y,rd} = 0.58 \times \frac{A_{v,y} \times F_y}{\gamma_{m0}} = 0.58 \times \frac{898 \times 235}{1.1} = 111270.36 \text{ N} \rightarrow V_{pl,y,rd} = 111.27 \text{ KN}$$

$$A_{v,y} = A - A_{v,z} = 17.5 - 8.52 = 8.98 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 898 \text{ mm}^2$$

D'où:

$$V_{y,sd} = 0.31 \text{ KN} < V_{pl,y,rd} = 111.27 \text{ KN}$$

$$V_{y,sd} = 0.31 \text{ KN} < 0.5 V_{pl,y,rd} = 55.63 \text{ KN}$$

III.2.2.2.4. Vérification au déversement :

$$M_{sd} < M_{brd}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{1.41 \times 6^2}{8} = 6.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

χ_{lt} : est un facteur de réduction au déversement. $\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + (\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2)^{0.5}}$

La valeur de λ_{lt} peut être calculé par la formule :

$$\lambda_{lt} = \frac{I_z / i_z}{\sqrt{C_1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{I_z / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

Tel que $I_z = 51.34 \text{ cm}^4$; $i_z = 1.71 \text{ cm}$; $h = 130 \text{ mm}$; $C_1 = 1.132$; $t_f = 9.5 \text{ mm}$

$$\lambda_{lt} = \frac{51.34 / 1.71}{\sqrt{1.132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{51.34 / 1.71}{13 / 0.95} \right)^2 \right]^{0.25}} = 26.73$$

$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{93.9\varepsilon} = \frac{26.73}{93.9\varepsilon}$ tel que $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$ alors $\bar{\lambda}_{lt} = 0.2 < 0.4 \rightarrow$ il n'est pas de risque de déversement

III.2.2.2.5. Calcul des suspentes :

- La réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1.25 q_y \frac{l}{2} = 1.25 \times 0.21 \times \frac{6}{2} = 0.78 \text{ KN.}$$

- Efforts de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière :
 - $N_1 = \frac{R}{2} = \frac{0.78}{2} = 0.39$
 - Effort dans le tronçon L2 $N_2 = N_1 + R = 0.39 + 0.78 = 1.17 \text{ KN}$
 - Effort dans le tronçon L3 $N_3 = N_2 + R = 1.17 + 0.78 = 1.95 \text{ KN}$
 - Effort dans le tronçon L4 $N_4 = N_3 + R = 1.95 + 0.78 = 2.73 \text{ KN}$
 - Effort dans le tronçon L5 $N_5 = N_4 + R = 2.73 + 0.78 = 3.51 \text{ KN}$
 - Effort dans le tronçon L6 $N_6 = N_5 + R = 3.51 + 0.78 = 4.29 \text{ KN}$
 - Effort dans le tronçon L7 $N_7 = N_6 + R = 4.29 + 0.78 = 5.07 \text{ KN}$
 - Effort dans le tronçon L8 $N_8 = N_7 + R = 5.07 + 0.78 = 5.85 \text{ KN}$

$$\circ 2T \cos \alpha = N_8$$

$$\text{Avec} \rightarrow \alpha = \tan^{-1} \frac{3}{1.3} = 66.57^\circ$$

$$\alpha = 66.57^\circ$$

$$T = \frac{N_8}{2 \times \cos \alpha} = \frac{5.85}{2 \times \cos 66.57^\circ} = 7.35 \text{ KN}$$

L'effort maximal $N_{tsd} = 7.35 \text{ KN}$

- Dimensionnement des suspentes :

$$N_{tsd} \leq N_{pl}$$

$$N_{tsd} = 7.35 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{7.35 \times 1.1}{23.5} = 0.34 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \frac{\pi \times \varphi^2}{4} = 0.34 \text{ cm}^2$$

$$\varphi \geq \frac{4 \times 0.34}{\pi} \rightarrow \varphi \geq 0.43 \text{ Cm} \rightarrow \varphi = 4.3 \text{ mm}$$

Donc on adopte une tige $\varphi = 10 \text{ mm}$

III.3. Etude des potelets :

Introduction :

Les potelets sont le plus souvent des profilés en **I** ou **H** destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction.

- Chaque portique possède 4 potelets de longueur $L_1 = 8.39 \text{ m}$; $L_2 = 8.79 \text{ m}$.
- Entre axe des potelets $d = 4 \text{ m}$.

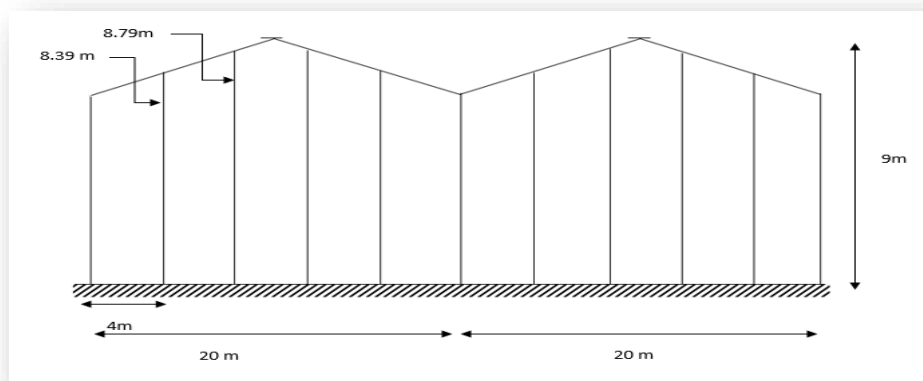


Figure III.8. Disposition des potelets.

III.3.1. Détermination des charges :

- Poids propre de lisse de bardage (UAP100) : 10.5 Kg/m
- Poids propre de bardage (TN40) : 10.9 Kg/m^2
- Poids propre d'accessoire : 2 Kg/m^2
- Poids propre du potelet : (à déterminer)

- **Action permanente G :**

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

- **Actions climatiques :**

$$W_{pignon} = 0.77 \text{ KN/m}^2$$

$$W = 0.77 \times 4 = 3.08 \text{ KN/ml}$$

III.3.2. Dimensionnement des potelets :

- **Condition de fleche:**

La vérification de la flèche se fait sous le vent normal (non pondéré)

L = 8.79 m : longueur du potelet le plus chargé.

$$q_w = 3.08 \text{ KN/ml}$$

$$f_z = \frac{5 \times q_w \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

$$f = \frac{5 \times q_w \times L^4}{384 \times E \times I_y} \Rightarrow I_y = \frac{5 \times 3.08 \times 10^{-2} \times 879^3 \times 200}{384 \times 21000} = 2593.98 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2593.98 \text{ cm}^4$$

D'après le catalogue des profilés ; on adopte IPE220 ; $I_y = 2772 \text{ cm}^4$ $I_z = 204.9 \text{ cm}^4$

❖ Evaluation des charges :

- Actions climatiques :

- $W = 3.08 \text{ KN/ml}$

- Action permanente G :

- Poids propre de bardage (TN40) : $G_1 = 10.9 \text{ Kg/m}^2$

- Poids propre de lisse de bardage (UAP100) : $G_2 = 10.5 \text{ Kg/m}$
 $\rightarrow 10.5 \times 6(\text{lisses}) = 63 \text{ Kg/m}$

- Poids propre de IPE220 $G_3 = 26.2 \text{ Kg/m}$

$$G = [(G_1 \times d \times L) + (G_2 \times d) + (G_3 \times L)]$$

$$G = [(10.9 + 2) \times 4 \times 8.79] + (63 \times 4) + (26.2 \times 8.79)$$

$$G = 935.86 \text{ Kg} \rightarrow G = 9.35 \text{ KN}$$

III.3.3. Vérification de la flexion composées :

III.3.3.1. Vérification de l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd}$$

$$q_{z,sd} = 1.5 \times q_w = 1.5 \times 3.08 = 4.62 \text{ KN/ml}$$

$$- V_{sd} = \frac{q_{z,sd} \times l}{2} = \frac{4.62 \times 8.79}{2} = 20.30 \text{ KN}$$

$$- V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{1588 \times (235 / \sqrt{3})}{1.1} = 195868.70 \text{ N} = 195.86 \text{ KN}$$

$$- A_{vz} = 15.88 \text{ cm}^2$$

$$- V_{sd} = 20.30 \text{ KN} \leq 0.5V_{pl,rd} = 97.93 \text{ KN}$$

\Rightarrow La condition est vérifiée.

III.3.3.2. Vérification de l'effort normale :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$N_{sd} \leq \text{Min} (0.25N_{pl,rd}; 0.5A_w \times f_y / \gamma_{m0})$$

$$- N_{sd} = 1.35 \times G = 1.35 \times 9.35 = 12.62 \text{ KN}$$

$$- N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3337 \times 235}{1.1} = 712904.54 \text{ N} = 712.90 \text{ KN}$$

$$- 0.25N_{pl,rd} = 0.25 \times 712.90 = 178.22 \text{ KN}$$

$$- A_w = A - 2bt_f = 33.37 - 2 \times 11 \times 0.92 = 13.13 \text{ cm}^2$$

$$- 0.5A_w \times f_y / \gamma_{m0} = 0.5 \times 1313 \times 235 / 1.1 = 140252.27 \text{ N} = 140.25 \text{ KN}$$

$$- N_{sd} = 12.62 \text{ KN} \leq \text{Min} (178.22; 140.25) = 140.25 \text{ KN}$$

\Rightarrow La condition est vérifiée.

III.3.3.3. Vérification de l'élément aux instabilités :

- $N_{sd}=12.62\text{KN}$.
- $N_{pl.rd}=\frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}=\frac{3337 \times 235}{1.1}=712904.54\text{N}=712.90\text{KN}$.
- $M_{y.sd}=\frac{q_{z.sd} \times l^2}{8}=\frac{4.62 \times 8.79^2}{8}=44.62\text{KN.m}$.
- $M_{z.sd}=0$.
- $M_{ply.rd}=\frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}=\frac{285400 \times 235}{1.1}=60971818.18\text{N}=60971.81\text{KN.m}$.

➤ Classe de la section :

a) Ame :

$$\frac{d}{t_w}=\frac{177.6}{5.9}=30.10 \leq 72\varepsilon \quad \varepsilon=\sqrt{\frac{235}{f_y}}=1 \quad \Rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

b) Semelle : $c=\frac{b}{2}=\frac{110}{2}=55\text{mm}$

$$\frac{c}{t_f}=\frac{55}{9.2}=5.97 \leq 10\varepsilon \quad \varepsilon=\sqrt{\frac{235}{f_y}}=1 \quad \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

- Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

Flexion composée risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl.rd}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \leq 1$$

Flexion composée risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl.rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y.sd}}{\chi_{LT} \times M_{ply.rd}} \leq 1$$

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

$$\chi_{min} = \text{Min} (\chi_y; \chi_z)$$

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

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}}$$

$$\phi_y = 0.5 \times [1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_r}\right) [\beta_A]^{0.5}; \beta_A=1 \text{ pour les sections de classe 1.2 et 3.}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_r}\right)$$

$$\lambda_r = \pi \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^5}{235}\right]^{0.5} = 93.9. (\lambda_r: \text{élancement Eulérien})$$

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{879}{9.11} = 96.48$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{96.48}{93.9}\right) [1]^{0.5} = 1.02$$

Courbe de flambement : (voir tableau 1)

$$h/b = 220/110 = 2 > 1.2 \text{ et } t_f = 9.2 < 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur d'imperfection
y-y	a	0.21
z-z	b	0.34

TABLEAU III.1 : COEFFICIENTS DE FLAMBEMENT CORRESPONDANT A LA SECTION IPE 220

$$\phi_y = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.02 - 0.2) + 1.02^2] = 1.10$$

$$\chi_y = \frac{1}{1.10 + (1.10^2 - 1.02^2)^{0.5}} = 0.66$$

○ Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors du plan du portique) :

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)^{0.5}}$$

$$\phi_z = 0.5 \times [1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{130}{2.48} = 52.41 ; l_z = 1.3 \text{ m (Entre axe des lisses)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_r} \right) [\beta_A]^{0.5} = \left(\frac{52.41}{93.9} \right) [1]^{0.5} = 0.55$$

$$\phi_z = 0.5 \times [1 + 0.34 \times (0.55 - 0.2) + 0.55^2] = 0.71$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.71 + (0.71^2 - 0.55^2)^{0.5}} = 0.86$$

$$\chi_{min} = \text{Min} (\chi_y; \chi_z) = \text{Min} (0.66; 0.86) = 0.66$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_r} \right) [\beta_A]^{0.5} \quad \text{avec : } \lambda_r = 93.9$$

Pour les profils laminés en I ou H

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z / i_z}{\sqrt{C_1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

Tel que $l_z = 130 \text{ cm}^4$; $i_z = 2.48 \text{ cm}$; $h = 220 \text{ mm}$; $C_1 = 1.132$; $t_f = 9.2 \text{ mm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{130 / 2.48}{\sqrt{1.132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{130 / 2.48}{22 / 0.92} \right)^2 \right]^{0.25}} = 46.68$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_r} \right) [\beta_A]^{0.5} = \left(\frac{46.68}{93.9} \right) [1]^{0.5} = 0.49 > 0.4 \rightarrow \text{il y a risque de déversement.}$$

$\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profils laminés.

$$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (0.49 - 0.2) + 0.49^2] = \mathbf{0.65}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.65 + (0.65^2 - 0.49^2)^{0.5}} = \mathbf{0.92 < 1}$$

○ **Calcul des coefficients K :**

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}} = 1.02(2 \times 1.3 - 4) + \frac{285.4 - 252}{252} = -1.29$$

Avec : $\mu_y \leq 0.9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A f_y} = 1 - \frac{-1.29 \times 14080}{0.66 \times 3337 \times 235} = 1.03 \quad \text{Avec : } k_y \leq 1.5$$

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

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{My} = 1.3$ (tableau 4).

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 0.55 \times 1.3 - 0.15 = -0.04 \leq 0.9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A f_y} = 1 - \frac{-0.04 \times 14080}{0.86 \times 3337 \times 235} = 1.00 \quad \text{Avec : } k_{LT} \leq 1.5$$

β_{MLT} est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{MLT} = 1.3$ (tableau 4)

- **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,rd}}{M_{ply,rd}} \leq 1$$

$$\frac{12.62}{0.66 \times 712.90} + \frac{1.03 \times 44.62}{60971.81} = \mathbf{0.02 \leq 1} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification au déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,rd}}{\chi_{LT} \times M_{ply,rd}} \leq 1$$

$$\frac{12.62}{0.86 \times 712.90} + \frac{1 \times 44.62}{0.92 \times 60971.81} = \mathbf{0.02 \leq 1} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **IPE 220 convient comme potelet.**

III.4. Conclusion :

L'étude que nous avons menée nous a permis de déterminer la nature des profilés des éléments secondaires, qui devront résister aux différentes sollicitations et voici les profils qui ont été retenus après les vérifications pour différents éléments :

- **Les pannes : IPE 180.**
- **Les lisses de bardages : UAP 100 et UAP 130.**
- **Les potelets : IPE 220.**

Chapitre IV
Etude De Contreventement

Introduction :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, freinages des ponts roulants, effet de séismes, chocs etc. ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et en façade « Palées de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les longs pans.

- Rôle des systèmes de contreventement :

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

- Reprendre et de transmettre jusqu'aux fondations les efforts dus aux actions latérales ou horizontales causées par : le vent, le séisme, les forces de freinage de ponts roulant, les explosions, les chocs de véhicules, la poussée des terres...
- Empêcher de grandes déformations (ou de limiter les déplacements horizontaux) sous l'effet de ses actions.
- Jouer un rôle important vis-à-vis des phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flambement et de déversement. En effet, ils diminuent les longueurs de flambement des poteaux, et ils constituent parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées de poutres et de portiques vis-à-vis du déversement.
- Possèdent un rôle important dans les problèmes de vibrations de la construction, dans son ensemble ou dans des éléments élancés de cette construction et ce, en modifiant la période fondamentale. Ce qui permet d'éviter le phénomène de résonance.

IV.1. Etude de contreventement horizontal :

La poutre au vent sera calculée comme une poutre en treillis sur deux appuis chargés par des forces F_1 , F_2 , F_3 , F_4 qui sont des efforts dues aux réactions horizontales des potelets.



Figure IV.1. La vue en plan de la poutre au vent.

IV.1.1. Evaluation des efforts horizontaux :

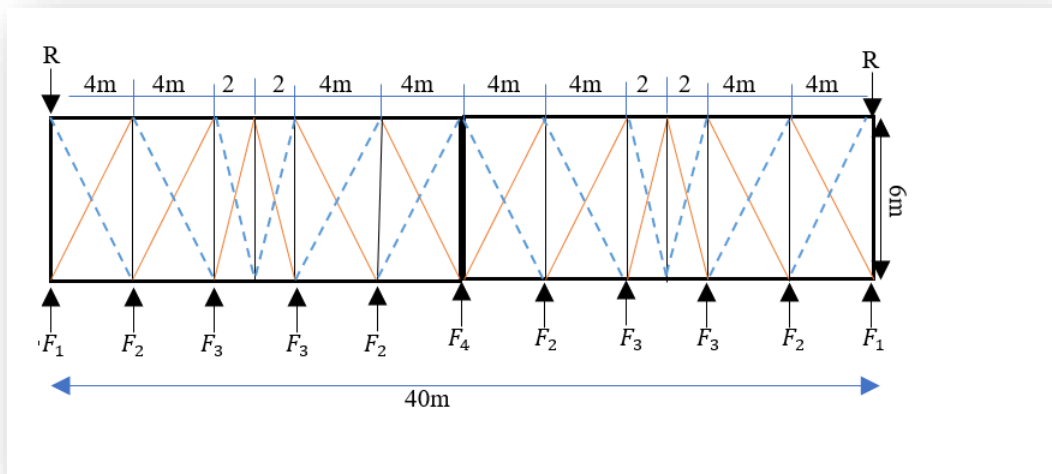


Figure IV.2. Schéma statique de la poutre au vent de pignon.

On a:
$$F_i = 1.5 \left[(W \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n} \right]$$

Avec :

F_{fr} : Force de frottement pour la direction de vent avec :

$$F_{fr} = 0 \text{ KN.}$$

W : charge de vent sur le pignon pour (surpression dans la zone D) avec :

$$W = 0.770 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

n : Nombre de nœud dans la poutre au vent avec :

$$n = 7 \text{ nœuds.}$$

S_i : Surface d'application des efforts horizontaux

$$S_1 = \left[\left(\frac{8}{2} + \frac{8.19}{2} \right) / 2 \right] \times 2 = 8.095 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = \left[\left(\frac{8.19}{2} + \frac{8.59}{2} \right) / 2 \right] \times 4 = 16.78 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = \left[\left(\frac{8.59}{2} + \frac{9}{2} \right) / 2 \right] \times 4 = 17.59 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = S_1 \times 2 = 16.19 \text{ m}^2.$$

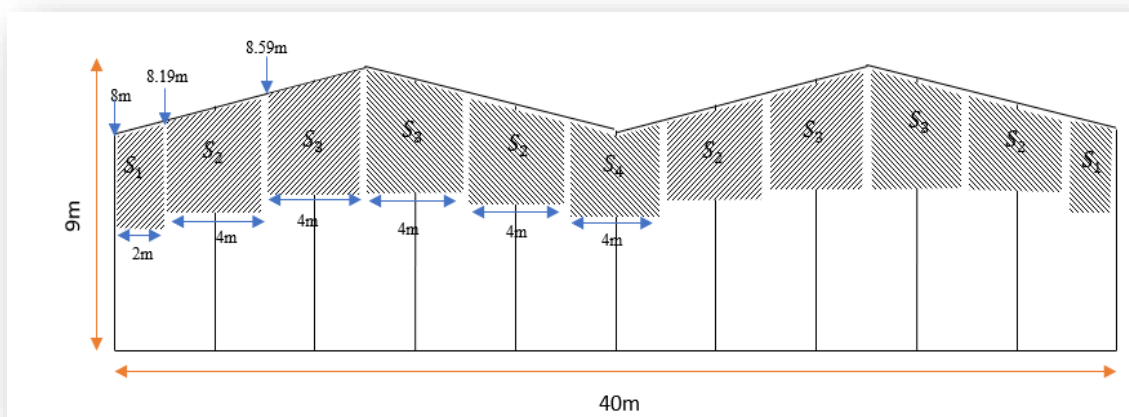


Figure IV.3. Les surfaces d'application des efforts horizontaux.

Les résultats de F_i sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	1	2	3	4
$W(KN/m^2)$	0.770			
$S_i(m^2)$	8.095	16.78	17.59	16.19
$F_i(KN)$	9.35	19.38	20.31	18.69

TABLEAU IV.1. LES VALEURS DES FORCES HORIZONTALES.

Les réactions d'appuis :

$$R=R_A=R_B=\sum \frac{F_i}{2}=F_1 + 2F_2 + 2F_3 + \frac{F_4}{2}=98.07 \text{ KN.}$$

IV.1.2. Dimensionnement de la diagonale :

Dans ce genre de système, seules les diagonales tendues sont prises en compte dans le calcul. Il suffit d'étudier la diagonale la plus sollicitée en traction, celle proche à l'appui. Le calcul des diagonales comprimées est négligé. D'où on aura à étudier le schéma représenté dans la figure suivante :

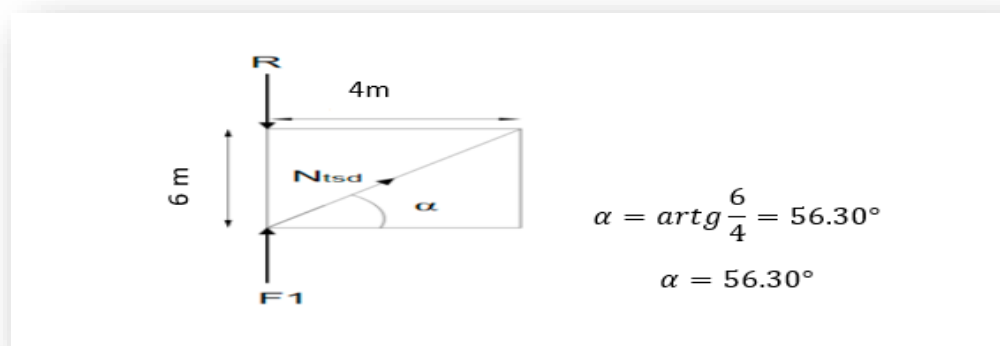


Figure IV.4. Schéma statique d'une partie de la poutre au vent.

Par la méthode d'isolation des nœuds on aura :

$$R = N_{tsd} \sin \alpha + F_1 \rightarrow N_{tsd} = \frac{R - F_1}{\sin \alpha} = \mathbf{106.64 \text{ KN.}}$$

- **Calcul de la section brute :**

La section brute doit vérifier la résistance suivante :

$$N_{tsd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{106.64 \times 1.1}{23.5} = \mathbf{4.99 \text{ cm}^2}.$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de **70×70×7** avec un boulon ordinaire de $\emptyset = \mathbf{16 \text{ mm}}$ et trous de $d_0 = \mathbf{18 \text{ mm}}$

Soit : **L70×70×7** ($A_{brute} = \mathbf{9.40 \text{ cm}^2}$)

IV.1.2.1 Vérification de la section nette :

La vérification à faire est comme suite :

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

Avec : $N_{t,sd} = \mathbf{106.64 \text{ KN.}}$

Section nette : $A_{net} = A_{brute} - (e \times d_0) \rightarrow A_{net} = 9.40 - (0.7 \times 1.8) = \mathbf{8.14 \text{ cm}^2}$

→ Résistance plastique de la section brute:

$$N_{pl,rd} = \frac{A_{brute} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{9.40 \times 23.5}{1.1} = \mathbf{200.81 \text{ KN.}}$$

→ Résistance ultime de la section nette au droit des trous :

$$N_{u,rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.9 \times 8.14 \times 36}{1.25} = \mathbf{210.98 \text{ KN.}}$$

→ Résistance plastique de la section nette :

$$N_{net,rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{8.14 \times 23.5}{1.1} = \mathbf{173.9 \text{ KN.}}$$

$$N_{t,sd} \leq N_{t,rd} = \min (\mathbf{200.81}, \mathbf{210.98}, \mathbf{173.9})$$

$N_{t,sd} = \mathbf{106.64 \text{ KN.}} \leq N_{t,rd} = \mathbf{173.9 \text{ KN}} \rightarrow$ **condition vérifiée.**

IV.1.2.2. Vérification des montants de la poutre au vent :

Les pannes (IPE180) sont dimensionnées en flexion déviée seule, elles assurent aussi la fonction de montant de la poutre au vent, donc on doit les vérifier à la flexion bi axiale sous l'effort de soulèvement, plus l'effort normal de compression due aux forces d'entraînement, par contre la poutre sablière ne reçoit pas des charges verticales et assure aussi la fonction de montant, on doit la vérifier au flambement simple sous un effort de compression.

IV.1.2.2.1. Détermination des efforts dans les montants :

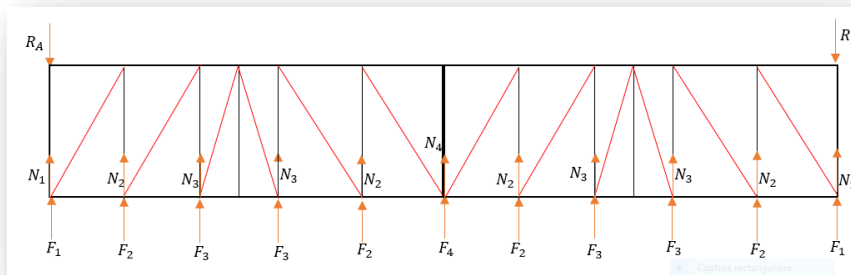


Figure IV.5. Schéma des efforts sur les montants.

Par la méthode d'isolation des nœuds on aura :

$$N1=98.07 \text{ KN.}$$

$$N_{max}=N2=59.16 \text{ KN.}$$

Vu que les efforts N1 sont repris par la poutre sablière, qui est soumise à la compression simple donc, ils servent au dimensionnement de cette dernière.

IV.1.2.2.2. Vérification de la résistance des montants :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl;y}} + \frac{K_{LT} \times M_{sd;y}}{\chi_{LT} \times M_{pl;y}} + \frac{K_z \times M_{sd;z}}{M_{pl;z}} \leq 1$$

D'après le chapitre 3

$$M_{y,sd}=15.3 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,sd}=0.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,rd}=35.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,rd}=7.39 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd}=59.16 \text{ KN}$$

$$N_{pl;y}=562.82 \text{ KN}$$

$$\chi_{LT}=0.60$$

On calcule les élancements réduits puis on détermine χ_{min} :

l_k = est la longueur de flambement des montants

- Selon l'axe z-z :

$$l_k=l_{kz} = 3m = 3000mm$$

- Selon l'axe y-y :

$$l_k=l_{ky} = 6m = 6000mm$$

$$\begin{cases} \lambda_y = I_{ky}/i_y = 600/7.42 = 80.86 \\ \lambda_z = I_{kz}/i_z = 300/2.05 = 146.34 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\lambda}_y = \lambda_y/93.9\varepsilon = 0.86 \\ \bar{\lambda}_z = \lambda_z/93.9\varepsilon = 1.55 \end{cases}$$

	Axe de flambement	Courbe	L'élanement Réduit	Coefficient de réduction
$h/b = 180/91 = 1.97 > 1.2$	y-y	a	$\bar{\lambda}_y = 0.86$	$\chi_y = 0.77$
$t_f = 8 < 40$	z-z	b	$\bar{\lambda}_z = 1.55$	$\chi_z = 0.34$

TABLEAU IV.2. COEFFICIENT DE REDUCTION χ

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.34$$

- Calcul K_{LT} :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad ; \text{ mais } K_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \beta_{M;LT} \times \bar{\lambda}_{LT} - 0.15 \quad ; \text{ mais } \mu_{LT} \leq 1$$

$$\beta_{M;LT} : \text{facteur de moment uniforme équivalent } \beta_{M;LT} = 1.3$$

$$\mu_{LT} = 0.064 < 1 \rightarrow K_{LT} = 0.980 < 1$$

- Calcul K_z :

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad ; \text{ mais } K_z \leq 1.5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{M;z} - 4) + \frac{W_{pl;z}}{W_{el;z}} - 1 \quad ; \text{ mais } \mu_z \leq 0.90$$

$$\beta_{M;z} : \text{facteur de moment uniforme équivalent } \beta_{M;z} = 1.3$$

$$\mu_z = -1.60 < 0.9 \rightarrow K_z = 0.50 < 1.5$$

AN :

$$\frac{59.16}{0.34 \times 562.82} + \frac{0.980 \times 15.3}{0.60 \times 35.54} + \frac{0.50 \times 0.05}{7.39} = 1.01 \leq 1 \quad \text{Vérier.}$$

On voit bien que la condition de résistance est vérifiée donc on adopte sur un **IPE180** pour les montants de la poutre au vent.

IV.2. Etude de la poutre sablière :

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement verticale, donc elle est soumise à un effort horizontal et son poids propre, d'où la vérification se fera en flexion composée.

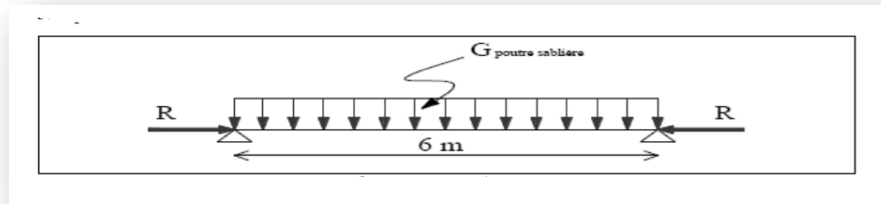


Figure IV.6. Schémas statiques de la poutre sablière

La poutre sablière de portique longitudinal intermédiaire reçoit deux réactions de la poutre au vent de pignon calculées précédemment qui sont considérées comme un effort de compression avec :

$$N_{t;sd} = R = 98.07 \text{ KN.}$$

IV.2.1. Pré dimensionnement :

$$N_{t;sd} \leq N_{pl;rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A = \frac{N_{t;sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{98.07 \times 1.1}{23.5} = 5.62 \text{ cm}^2$$

On adopte un **IPE160** avec **A= 20.09 cm²** et **G = 15.8 Kg/m.**

IV.2.2. Vérification de la poutre sablière au flexion composée :

Si $\bar{\lambda}_{max} \geq 0.2$ en doit tenir compte le risque de flambement, et la vérification à faire est comme suite :

$$N_{t;sd} \leq N_{c;rd} \rightarrow \text{avec } N_{c;rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec : $\bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z)$, $\beta_A = 1$ section de classe 1.

l_k : longueur de flambement de la poutre sablière avec $\rightarrow l_k = 6\text{m}$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = l_{ky}/i_y = 600/6.58 = 91.18\text{cm} \Rightarrow 0.91\text{m} \\ \bar{\lambda}_z = l_{kz}/i_z = 300/1.84 = 163.04\text{cm} \Rightarrow 1.63\text{m} \end{cases}$$

$\bar{\lambda}_{max} = \max(0.91; 1.63) = 1.63 > 0.2$ donc il y a le risque de flambement

- Calcul de χ :

χ : coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}$

La valeur de λ peut être calculé par la formule :

$$\lambda = \frac{L/i_z}{\sqrt{C_1 \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}}$$

Tel que $L = 300 \text{ mm}$; $i_z = 1.84 \text{ mm}$; $h = 160 \text{ mm}$; $C_1 = 1.132$; $t_f = 7.4 \text{ mm}$

$$\lambda = \frac{300/1.84}{\sqrt{1.132 \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/1.84}{16/0.74} \right)^2 \right]^{0.25}}} = 109.44$$

$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93.9\varepsilon} = \frac{109.44}{93.9\varepsilon}$ tel que $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$ alors $\bar{\lambda} = 1.16 > 0.4 \rightarrow$ il y'a de risque de flambement.

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

$\alpha = 0.21$ pour les profilés laminés.

$$\phi = 0.5 \times (1 + 0.21 \times (1.16 - 0.2) + 1.16^2) = 1.27$$

$$\phi = 1.27$$

Le coefficient de réduction pour le déversement :

$$\chi = \frac{1}{1.27 + (1.27^2 - 1.16^2)^{0.5}} = 0.55$$

$\gamma_{M1} = 1.1$: Facteur de corrélation approprié

$$\frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0.55 \times 1 \times 20.09 \times 23.5}{1.1} = 236.05 \text{ KN}$$

$$N_{t,sd} = 98.07 \text{ KN} < N_{c,rd} = 236.05 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

IV.3. Etude de contreventement vertical (palées de stabilité) :

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

- Vent.
- Effets des séismes.
- Flambement et déversement.

Le dimensionnement s'effectue en négligent les diagonales comprimées on admet qu'elles flambent, dans ce cas tous les efforts sont repris par les diagonales en traction, on doit supposer que la résultante totale possède une excentricité de e qui provoque en plus de la translation une rotation avec :

$$e = \frac{b}{10} \rightarrow \text{Est la longueur de la poutre au vent } b = 40\text{m} \rightarrow e = \frac{40}{10} = 4$$

IV.3.1. Détermination des efforts dans les barres :

R_p : est la réaction transmise par la poutre au vent vers la palée de stabilité avec :

$$R_p = R_{translation} + R_{rotation} \rightarrow R_p = 98.07 + 19.61 = 78.46 \text{ KN}$$

$$R_{translation} = R = 98.07 \text{ KN}$$

$$R_{rotation} = (2 \times R \times e) / b = (2 \times 98.07 \times 4) / 40 = 19.61 \text{ KN}$$

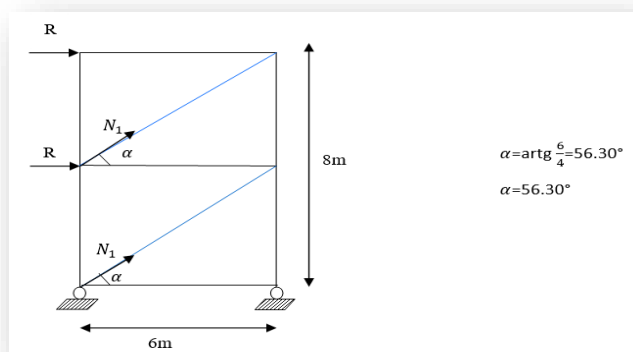


Figure IV.7. Schéma statique de palée de stabilité.

Par la méthode d'isolation des nœuds on va déterminer $N_{t,sd}$

Avec $N_{t,sd} = \max (N1 ; N2)$

Le tableau suivant donne les efforts dans les barres tendues :

Efforts	1-4	3-4
Sollicitation	Traction	Compression
Valeurs (KN)	98.06	78.46

TABLEAU IV. 3 : LES EFFORTS DANS LES BARRES.

Donc : $N_{t,sd} = 98.06$ KN

IV.3.2. Dimensionnement de la diagonale de la palée de stabilité :

IV.3.2.1. Calcul de la section brute :

La section brute doit vérifier la résistance suivante :

$$N_{tsd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{98.06 \times 1.1}{23.5} = 4.59 \text{ cm}^2.$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de $70 \times 70 \times 7$ avec un boulon ordinaire de $\phi = 16$ mm et trous de $d_0 = 18$ mm.

Soit : $L70 \times 70 \times 7$ ($A_{brute} = 9.40 \text{ cm}^2$)

IV.3.2.2. Vérification de la section nette :

La vérification à faire est comme suite :

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

Avec : $N_{t,sd} = 98.06$ KN.

Section nette : $A_{net} = A_{brute} - (e \times d_0) \rightarrow A_{net} = 9.40 - (0.7 \times 1.8) = 8.14 \text{ cm}^2$

→ Résistance plastique de la section brute:

$$N_{pl,rd} = \frac{A_{brute} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{9.40 \times 23.5}{1.1} = 200.81 \text{ KN.}$$

→ Résistance ultime de la section nette au droit des trous :

$$N_{u;rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.9 \times 8.14 \times 36}{1.25} = \mathbf{210.98 \text{ KN.}}$$

→ Résistance plastique de la section nette :

$$N_{net;rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{8.14 \times 23.5}{1.1} = \mathbf{173.9 \text{ KN.}}$$

$$N_{t;sd} \leq N_{t;rd} = \min (200.81, 210.98, 173.9)$$

$$N_{t;sd} = 98.06 \text{ KN.} \leq N_{t;rd} = 173.9 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Chapitre V
Etude Du Plancher Mixte

Introduction :

La dalle mixte est composée d'une tôle profilée en acier sur laquelle on coule une dalle en béton comportant un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de température. La tôle profilée sert de plateforme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton et d'armature inférieure pour la dalle après durcissement du béton. La dalle constitue un plancher mixte lorsqu'elle est reliée à la poutraison au biais de connecteurs qui s'opposent au glissement mutuel. Cette dernière sert aussi de contreventement horizontal pour assurer la stabilité de la structure vue les charges que doivent supporter ces dalles on doit effectuer des calculs pour la réalisation et la vérification de la résistance de cette dernière.

V.1. Définition :

Un plancher mixte est constitué d'une dalle mixte (composée d'une treille d'armatures, une couche de béton et d'un bac d'acier), et des solives, ces dernières sont connectées la dalle par des goujons connecteurs de différent type.

Un plancher mixte est composé d'une couche en béton armé ou précontrainte connecté aux semelles supérieures des solives par des éléments de liaison appelés connecteurs dont le rôle est de rendre solidaire les solives en acier de la dalle de béton en évitant tout glissement relatif. Une telle dalle est dite collaborant, elle participe à l'inertie globale du plancher. Etant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

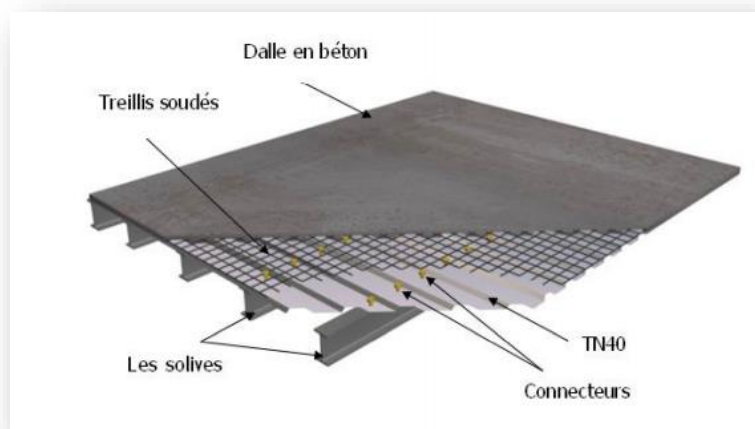


Figure V.1. Schéma du plancher collaborant.

Pour notre structure on a choisi de réaliser notre plancher mixte en utilisant **la tôle TN40**.

V.2. Disposition des solives :

Pour tous les planchers de notre ouvrage, les poutrelles (solives) sont disposées dans chaque trame de 2 solives avec :

- La distance entre les solives est **$d = 2\text{m}$** .
- La longueur de solives est **$l = 4\text{m}$** .

V.3. Méthode de construction (Réalisation) :

Le calcul de plancher mixte se fait en phase :

- **Phase de construction** : le profilé d'acier travail seul les charge de la phase de construction :
 - Poids propre du profilé et la tôle.
 - Poids propre du béton frais.
 - Surcharge de construction (ouvrier).
- **Phase finale** : le béton ayant durci, donc le profilé et la dalle travaillant ensemble, les charges de la phase finale sont :
 - Poids propre du profilé et la tôle.
 - Poids propre du béton.
 - Surcharge d'exploitation.
 - Finition.

V.4. Caractéristiques des éléments constructifs :

✓ Béton :

Pour les plancher, on utilise un béton **C25/30** d'épaisseur **e=10cm** qui ont les caractéristiques suivantes :

- La résistance caractéristique à la compression : $\implies f_{c28} = 25 \text{ MPA}$.
- La masse volumique : $\implies \rho = 2500 \text{ Kg/m}^3 = 25 \text{ KN/m}^3$.
- Le module d'élasticité longitudinale : $\implies E_b = 14000 \text{ MPA}$.
- Le coefficient de retrait du béton : $\implies \epsilon = 2 \times 10^{-4}$.

✓ Acier :

On utilise des poutres en IPE, comme solives qui ont les caractéristiques suivantes :

- Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG) : $\implies E_a = 21 \times 10^4 \text{ MPA}$.
- La limite élastique de traction : $\implies f_y = 235 \text{ MPA}$.
- La limite élastique de cisaillement : $\implies \tau_e = 0.58 f_y = 159.5 \text{ MPA}$.
- Coefficient d'équivalence acier/béton :

$$\eta = \frac{E_a}{E_b} \Rightarrow \text{Donc } \eta = 15$$

V.5. Vérification de la dalle :

V.5.1. Evaluation des charges :

Ce sont les actions correspondant aux mobiliers et aux personnes qui habites ou fréquemment l'immeuble.

- Les charges permanentes G :
 - Poids de la dalle en béton : $G1 = \rho \times e = 2500 \times 0.1 \implies G1 = 2.5 \text{ KN/m}^2$
 - Poids de la tôle (TN40) + accessoire : $\implies G2 = 0.14 \text{ KN/m}^2$
 - Poids du treillis soudé : $\implies G3 = 0.01 \text{ KN/m}^2$
 - Surcharge de construction (ouvrier) : $\implies Q_c = 1 \text{ KN/m}^2$

V.5.2. Combinaison des charges :

✓ À L'ELS :

La distance entre les solives est **d= 2m**.

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + Q_c) \times d = (2.5 + 0.14 + 0.01 + 1) \times 2 = 7.3 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 7.3 \text{ KN/m}$$

✓ À L'ELU :

$$G = [1.35(G_1 + G_2 + G_3) + 1.5Q] \times d = [1.35(2.5 + 0.14 + 0.01) + 1.5(1)] \times 2 = 10.15 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 10.15 \text{ KN/m}$$

V.5.3. Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$f_z = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E_x \times I_y} \leq f_{adm} = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times 3} = I_y = \frac{5 \times 7.3 \times 10^{-2} \times 400^3 \times 200}{384 \times 21000}$$

$$I_y = 579.36 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profilés on adopte IPE160

V.5.4. Vérification à la résistance :

V.5.4.1. Vérification au moment fléchissant (résistance) :

On utilise la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{10.15 \times 4^2}{8} = 20.3 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,y,rd} = \frac{w_{y,pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{123.9 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 26.46 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 20.3 \text{ KN.m} \leq M_{pl,y,rd} = 26.46 \text{ KN.m} \dots \dots \dots$ donc la condition est vérifiée.

V.5.4.2. Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$V_{z,sd} \leq 0.5 V_{plz,rd}$$

$$V_{z,sd} = \frac{q_z \times l}{2} = \frac{7.3 \times 4}{2} = 14.6 \text{ KN}$$

$$V_{plz,rd} = 0.58 \times \frac{A_{v,z} \times F_y}{\gamma_{m0}} = 0.58 \times \frac{966 \times 235}{1.1} = 119696.18 \text{ N} = 119.69618 \text{ KN}$$

$V_{z,sd} = 14.6 \text{ KN} \leq 0.5 V_{plz,rd} = (0.5) 119.696 \text{ KN} = 59.84 \text{ KN} \dots \dots$ est vérifiée.

Remarque : toutes les conditions sont vérifiées. Donc on n'a pas besoin d'étayement pour la phase de construction.

V.6. Vérification au stade final (après durcissement du béton) :

V.6.1. Evaluation des charges :

- La charge permanentes G :

Pour cela règlement technique **DTR-BC 2.2 (charges et surcharges)** nous fixe les valeurs des charges et surcharge.

- Poids de la dalle en béton : $\Rightarrow G1 \times e = 2500 \times 0.1 \Rightarrow G1 = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Poids de la tôle (TN40) + accessoire : $\Rightarrow G2 = 0.14 \text{ KN}$
- Poids de solive IPE160 : $\Rightarrow G3 = 0.158 \text{ KN/m}$
- Poids de revêtement de carrelage et mortier de pose : $\Rightarrow G4 = 1.2 \text{ KN/m}^2$
- Poids de cloison : $\Rightarrow G5 = 1 \text{ KN/m}^2$
- Poids de l'enduit en mortier : $\Rightarrow G6 = 0.1 \text{ KN/m}^2$

$$G = (G1 + G2 + G4 + G5 + G6) \times 2 + G3$$

$$G = (2.5 + 0.14 + 1.2 + 1 + 0.1) \times 2 + 0.158 = 10.03 \text{ KN/m}$$

- La charge variables Q :

- Surcharge d'exploitation (plancher courant) : $P = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$$Q = P \times d = 2.5 \times 2 = 5 \text{ KN/m}$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}$$

V.6.2. Combinaison des charges :

- ✓ À L'ELS :

$$\sum G + Q = 10.03 + 5 = 15.13 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = 15.14 \text{ KN/m.}$$

- ✓ À L'ELU :

$$\sum \gamma_G G + \gamma_Q Q = (1.35 \times 10.03) + (1.5 \times 5) = 21.04 \text{ KN/m.}$$

$$q_u = 21.04 \text{ KN/m.}$$

Après le durcissement du béton, l'inertie de la dalle I_B participe avec l'inertie des solives I_A , ce qui donne une inertie équivalente I_Δ .

V.6.3. Calcul de largeur efficace du béton :

La largeur efficace du béton qui participe à l'inertie équivalente I_Δ , de la section mixte notée par B_{eff} est donnée par :

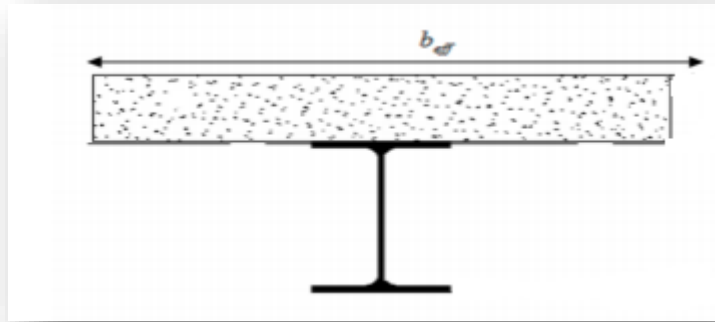


Figure V.2. Largeur de la dalle effective.

$$b_{eff}^+ = \min(2 \times l_0 / 8, b)$$

Avec : $l_0 = 4\text{m}$ et $b = 2\text{m}$

$$b_{eff}^+ = \min(2 \times 4 / 8, 2) = (1, 2) = 1\text{m}$$

Donc : $b_{eff}^+ = 1\text{m}$.

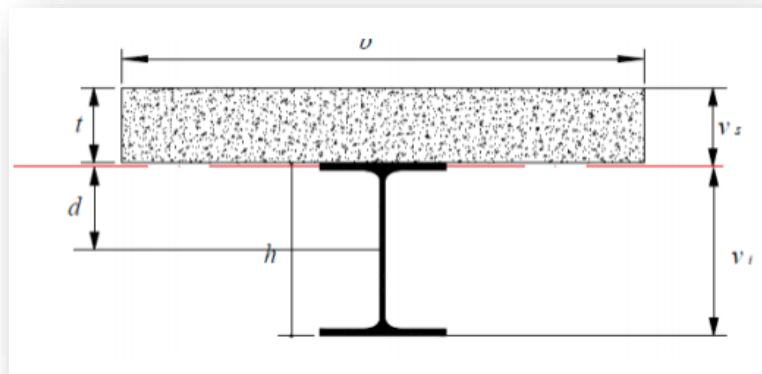


Figure V.3. Détails sur la largeur effective.

V.6.4. La position de l'axe neutre :

La position de l'axe neutre (Δ) de la section mixte par rapport à l'axe neutre de solive est donnée par la formule suivante :

$$d = \frac{b_{eff}^+ \times t}{n} \times \frac{t+h}{2S} \quad \text{avec : } n=15, t=e=10\text{cm}, b_{eff}^+=1\text{m}.$$

$$S = A + \frac{B}{n} \quad \text{avec : } B = b \times t$$

$$S = 15.8 + \frac{100 \times 10}{15} = 82.46\text{cm}^2.$$

$$d = \frac{100 \times 10}{15} \times \frac{10+16}{2 \times 82.46} = 10.51\text{ cm}. \quad d = 10.51\text{cm} > \frac{h}{2} = \frac{16}{2} = 8\text{cm}.$$

V.6.5. Position de l'axe neutre plastique :

Z_{anp} : Position de l'axe neutre plastique à partir de la fibre supérieure du béton.

L'axe neutre plastique c'est un axe qui divise la section de deux aires égales.

$$F_a = A \times \frac{f_y}{\gamma_a} = 15.8 \times \frac{23.5}{1.1} = 337.54 \text{ KN} \Rightarrow F_a = 337.54 \text{ KN.}$$

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \left(\frac{0.85 \times f_{ck}}{\gamma_c} \right) = 100 \times 10 \times \left(\frac{0.85 \times 2.5}{1.5} \right) = 1416.66 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow F_c = 1416.66 \text{ KN}$$

$F_c = 1416.66 \text{ KN} > F_a = 337.54 \text{ KN.} \Rightarrow$ L'axe neutre plastique passe dans la dalle.

$$Z_{anp} = \frac{F_a}{b_{eff}^+ \times \left(\frac{0.85 \times f_{ck}}{\gamma_c} \right)} = \frac{337.54}{100 \times \left(\frac{0.85 \times 2.5}{1.5} \right)} = 2.38 \text{ cm}$$

$$Z_{anp} = 2.38 \text{ cm}$$

V.6.6. L'inertie de l'ensemble poutre -dalle :

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (Δ) est :

$$I_{\Delta} = I_A + A \times d^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{B}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I_{\Delta} = 869.3 + 20.09 \times 10.51^2 + \frac{100 \times 10^3}{12 \times 15} + \frac{100 \times 10}{15} \left(\frac{10+16}{2} - 10.51 \right)^2$$

$$\rightarrow I_{\Delta} = 4057.33 \text{ cm}^4.$$

V.6.7. Moment fléchissant maximal dans la section mixte :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{21.04 \times 4^2}{8} = 42.08 \text{ KN.m}$$

V.7. Contrainte de flexion simple :

V.7.1. Contrainte dans la poutre d'acier :

- Semelle inférieure :(Traction)

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{max}}{I} V_i \quad \text{Avec : } V_i = \frac{h}{2} + d = \frac{16}{2} + 10.51 = 18.51 \text{ cm} \rightarrow V_i = 18.51 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{ai} = \frac{42.08 \times 10^6}{4057.33 \times 10^4} \times 18.51 = 191.97 \text{ N/mm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{ai} = 191.97 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$$

- Semelle supérieure :(Compression)

$$\sigma_{as} = \frac{M_{max}}{I} (V_s - t) \quad \text{Avec : } V_s = \frac{h}{2} + t - d = \frac{16}{2} + 10 - 10.51 = 7.49 \text{ cm} \rightarrow V_s = 7.49 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{as} = \frac{42.08 \times 10^6}{4057.33 \times 10^4} \times (7.49 - 10) = -26.03 \text{ N/mm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{as} = -26.03 \text{ N/mm}^2$$

V.7.2. Contraintes dans la dalle en béton

- Fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{max}}{n \times I} V_s$$

$$\sigma_{bs} = \frac{42.08 \times 10^6}{15 \times 4057.33 \times 10^4} \times 7.49 = 5.17 \text{ N/mm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{bs} = 5.17 \text{ N/mm}^2$$

- Fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{max}}{n \times I} (V_i - t)$$

$$\sigma_{bi} = \frac{42.08 \times 10^6}{15 \times 4057.33 \times 10^4} \times (185.1 - 100) = 5.88 \text{ N/mm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{bi} = 5.88 \text{ N/mm}^2$$

V.7.3. Vérification de la flèche :

Ont vérifié la condition suivante :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 15.14 \times 10^{-2} \times 400^4}{384 \times 21000 \times 4057.33} = 0.59 \text{ cm} \leq \frac{l}{200} = 2 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0.59 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2 \text{ cm} \rightarrow \text{Donc la flèche est vérifiée}$$

V.7.4. Vérification de la résistance :

▪ Vérification au moment fléchissant : (résistance)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$M_{pl;rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{z_{anp}}{2} \right)$$

$$h_p = 40 \text{ mm} \rightarrow h_p = 0.04 \text{ m}$$

$$h_c = 0.1 \text{ m} - 0.04 = 0.06 \text{ m}$$

$$M_{pl;rd} = 337.54 \left(\frac{0.16}{2} + 0.04 + 0.06 - \frac{0.0238}{2} \right)$$

$$M_{pl;rd} = 56.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 42.08 \text{ KN.m} \leq M_{pl;rd} = 56.74 \text{ KN.m}$$

V.7.5. Vérification au l'effort tranchant :(cisaillement)

On doit vérifier que :

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{21.04 \times 4}{2} = 42.08 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd}}{h \times t_w} = \frac{42080}{160 \times 5} = 52.6 \text{ N/mm}^2$$

Donc : $\tau = 52.6 \text{ N/mm}^2 \leq 0.58 f_y = 136.3 \text{ MPa} \rightarrow$ la condition vérifiée.

V.7.6. Contraintes additionnelles de retrait :

Après coulage de la dalle, le béton en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement ϵ). Mais la dalle étant solidarisée avec les poutres en acier, ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, l'interface acier /béton.

L'effort du retrait peut, en outre, se cumuler avec l'effort d'un abaissement de température (gradient thermique)

Ces effets provoquent :

- Un raccourcissement ε_a de la poutre acier.
- Un allongement ε_b de la dalle béton (par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend, en fait, ce qui équivaut à un allongement).

Et on calcul :

$$\beta = \frac{h+t}{2} = \frac{16+10}{2} = 13\text{cm} \quad \rightarrow \beta = 0.13\text{m}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A_a \times \beta} = \frac{869.3}{20.09 \times 13} = 3.32\text{cm} \quad \rightarrow \alpha = 0.332\text{m}$$

$$K = \frac{E_a \times B \times \varepsilon \times \beta \times A_a}{(\eta \times I_A \times A_a) + B \times I_A + (A_a \times B \times \beta^2)} \quad \text{Avec : } B = b_{eff}^+ \times t$$

$$K = \frac{21 \times 10^4 \times (1000 \times 100) \times 2 \times 10^{-4} \times 130 \times 2009}{(15 \times 869.3 \times 10^4 \times 2009) + (1000 \times 100 \times 869.3 \times 10^4) + (2009 \times 1000 \times 100 \times 130^2)}$$

$$K = 0.24 \text{N/mm}^3$$

Z_1 : distance entre l'interface et l'axe neutre de la section homogène

$$Z_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{16}{2} + 3.32 = 11.32\text{cm}$$

Z_2 : distance entre la fibre supérieure du béton et l'axe neutre de la section homogène.

$$Z_2 = Z_1 + t = 11.32 + 10 = 21.32\text{cm}$$

$$E_a \times \varepsilon = 21 \times 10^4 \times 2 \times 10^{-4} = 42\text{MPa}$$

D'où les valeurs des contraintes

V.7.6.1. Dans l'acier :

- **Semelle inférieure : (traction)**

$$\sigma_{ai} = K(h - Z_1) = 0.24 \times (16 - 11.32) = 1.12 \text{N/mm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{ai} = 1.12 \text{N/mm}^2$$

- **Semelle supérieure : (compression)**

$$\sigma_{as} = K \times Z_1 = 0.24 \times 11.32 = 2.71 \text{N/mm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{as} = 2.71 \text{N/mm}^2$$

V.7.6.2. Dans le béton :

- **Fibre inférieure :**

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{\eta} (E_a \times \varepsilon - K \times Z_1) = \frac{1}{15} (21 \times 10^4 \times 2 \times 10^{-4} - 0.24 \times 11.32) = 2.61$$

$$\text{N/mm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{bi} = 2.61 \text{N/mm}^2$$

- **Fibre supérieure :**

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{\eta} (E_a \times \varepsilon - K \times Z_2) = \frac{1}{15} (21 \times 10^4 \times 2 \times 10^{-4} - 0.24 \times 21.32) = 2.45 \text{N/mm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{bs} = 2.45 \text{N/mm}^2$$

V.7.7. Contraintes finales :

V.7.7.1 Dans l'acier :

- **Semelle inférieure (traction)**

$$\sigma_{ai} = 191.97 - 1.12 = 190.85 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \sigma_{ai} = 190.85 \text{ N/mm}^2 < 235 \text{ MPa}$$

▪ **Semelle supérieure (compression)**

$$\sigma_{as} = -26.03 - 2.71 = -28.74 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \sigma_{as} = -28.74 \text{ N/mm}^2 < 235 \text{ MPa}$$

V.7.7.2. Dans le béton :

▪ **Fibre inférieure**

$$\sigma_{bi} = 5.88 - 2.61 = 3.27 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \sigma_{bi} = 3.27 \text{ N/mm}^2 < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

▪ **Fibre supérieure (compression)**

$$\sigma_{bs} = 5.17 - 2.45 = 2.72 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \sigma_{bs} = 2.72 \text{ N/mm}^2 < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

V.8. Calcul de la poutre principale :

Les poutres porteuses sont des éléments structuraux qui supportent les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

Dans notre cas on va s'intéresser pour le cas le plus défavorable.

V.8.1 Caractéristique de plancher :

- Portée du sommier : $L = 6 \text{ m}$
- Entre axe des sommiers : $d_{\text{sommier}} = 4 \text{ m}$
- Entre axe des solives : $d_{\text{solive}} = 2 \text{ m}$
- Charges permanentes du plancher : $G = 4.94 \text{ KN/m}^2$
- Surcharges d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Poids de la solive : $G_{\text{solive}} = 0.158 \text{ KN/m}$
- Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{\text{solives}} = G_{\text{solive}} \times e_{\text{sommier}} = 0.158 \times 4 = 0.63 \text{ KN/m}$$

V.8.2. Vérification de la flèche :

On considère le sommier soumis à une charge répartie P_s sur sa longueur.

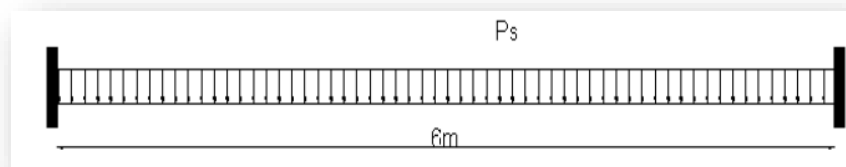


Figure V. 4. Sommier sous charge équivalent.

V.8.2.1. Pré dimensionnement :

$$P_s = [4.94 + 2.5] \times d_{\text{sommier}} + [(5 \times P_{\text{solive}})/L]$$

$$P_s = [G + Q] \times 4 + [(5 \times 0.63)/20] = 29.91 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier que :

$$f_z = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{250} = \frac{2000}{250} = 8 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} \Rightarrow I_y = \frac{5 \times 29.91 \times 10^{-2} \times 2000^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 37090.77 \text{ cm}^4$$

$I_y = 37090.77 \text{ cm}^4 \rightarrow$ On adopte IPE500

▪ Vérification de la flèche en tenant compte du poids du profilé :

$$P'_s = P_s + G_{profile} = 29.91 + 0.90 = 30.81 \text{ KN/m}$$

$$f_z = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 30.81 \times 10^{-2} \times 2000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 48200} = 6.34 \text{ cm}$$

$f_z = 6.34 \text{ cm} \leq f_{adm} = 8 \text{ cm} \dots \dots$ Donc la flèche est vérifiée.

V.8.3. Vérification de la résistance :

V.8.3.1. Détermination de la classe de la section :

- Ame :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{426}{10.2} = 41.76 \leq 72\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.81 \quad \Rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

- Semelle : $c = \frac{b}{2} = \frac{200}{2} = 100 \text{ mm}$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{100}{16} = 6.25 \leq 10\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.81 \quad \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

Donc IPE500 est classe 1.

V.8.3.2. Vérification au moment de flexion :

$$P_u = 1.35[(G \times d_{sommier}) + 5(G_{solive} \times d_{sommier}) / L] + 1.5 \times (Q \times d_{sommier})$$

$$P_u = 1.35[(4.94 \times 4) + 5(0.158 \times 4) / 20] + 1.5 \times (2.5 \times 4)$$

$$P_u = 41.88 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u \times l^2}{12} = \frac{41.88 \times 20^2}{12} = 886.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 886.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2194 \times 355 \times 10^{-3}}{1.1} = 708.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 708.06 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 886.99 \text{ KN.m} > M_{pl,rd} = 708.06 \text{ KN.m} \dots \dots$ La condition non vérifier.

On augmente le profilée IPE550

$$M_{pl,rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2787 \times 355 \times 10^{-3}}{1.1} = 899.44 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 886.99 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 899.44 \text{ KN.m} \dots \dots$ La condition est vérifier.

V.8.3.3. Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{P_u \times l + 5(G_{profile} \times d_{sommier})}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{41.88 \times 20 + 5(0.90 \times 4)}{2}$$

$$V_{sd}=427.8 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd}=0.58 \times \frac{A_{v,z} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 0.58 \times \frac{7234 \times 355}{1.1} = 1354073.27 \text{ N} = 1354.07 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 427.8 \text{ KN} \leq V_{pl,rd} = 1354.07 \text{ KN} \dots \dots \text{ est vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte IPE550 pour la poutre principale de plancher.

V.9. Calcul de la poutre secondaire :

V.9.1. Caractéristique de la poutre secondaire :

- Portée de la poutre : $L=6\text{m}$
- Entre axe de la poutre : $d_{poutre} = 1.3\text{m}$
- Charges permanentes du plancher : $G=4.94\text{KN/m}^2$
- Surcharges d'exploitation : $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

V.9.2. Pré dimensionnement :

$$P_s = [G+Q] \times d_{poutre}$$

$$P_s = [4.94+2.5] \times 1.3$$

$$P_s = 9.67 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier que :

$$f_z = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times 3} = \frac{5 \times 9.67 \times 10^{-2} \times 600^3 \times 250}{384 \times 21000}$$

$$I_y = 3237.72 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profilés on adopte IPE240.

- Vérification de la flèche en tenant compte du poids du profilé

$$P_s = [G+Q] \times d_{poutre} + G_{poutre}$$

$$P_s = [4.94+2.5] \times 1.3 + 0.307$$

$$P_s = 9.97 \text{ KN/m}$$

$$f_z \geq \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 9.97 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 3892} = 2.05 \text{ cm}$$

$$f_z = 2.05 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2.4 \text{ cm} \dots \dots \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

V.9.3. Vérification de la résistance :

V.9.3.1. Détermination de la classe de la section :

- Ame :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{190.4}{6.2} = 30.70 \leq 72\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad \Rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

- Semelle : $c = \frac{b}{2} = \frac{120}{2} = 60 \text{ mm}$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{60}{9.8} = 6.1 \leq 10\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

Donc IPE240 est classe 1.

V.9.3.2. Vérification au moment de flexion :

$$P_u = 1.35[(G \times d_{poutre}) + G_{profile}] + 1.5 \times (Q \times d_{poutre})$$

$$P_u = 1.35[(4.94 \times 1.3) + 0.307] + 1.5 \times (2.5 \times 1.3)$$

$$P_u = 13.85 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u \times l^2}{12} = \frac{13.85 \times 6^2}{12} = 41.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 41.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{366.6 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 78.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 78.31 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 41.55 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 78.31 \text{ KN.m} \dots \dots$ La condition est vérifiée.

V.9.3.3. Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{P_u \times l}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{13.85 \times 6}{2}$$

$$V_{sd} = 41.55 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = 0.58 \times \frac{A_{vz} \times F_y}{\gamma_{m0}} = 0.58 \times \frac{1914 \times 235}{1.1} = 237162 \text{ N} = 237.162 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 41.55 \text{ KN} \leq V_{pl,rd} = 237.162 \text{ KN} \dots \dots$ est vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte IPE240 pour la poutre secondaire.

V.10. Calcul et dimensionnement des connecteurs :

V.10.1. Définition :

Les connecteurs sont des éléments de liaison entre la dalle de compression et l'acier, en d'autres termes ils sont destinés pour résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

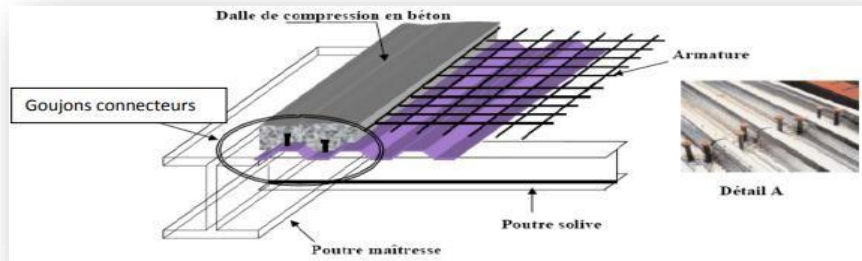


Figure.V.5. Schéma des connecteurs.

Vérification des connecteurs avec les caractéristiques suivantes :

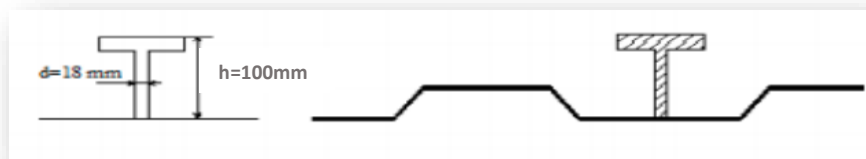


Figure V.6. Caractéristique de connecteur.

V.10.2. Capacité de déformation des connecteurs :

On appelle connecteurs ductiles ceux qui offrent une capacité de déformation suffisante pour justifier l'hypothèse d'un comportement plastique idéal de la connections au sein de la structure considérée.

$$10 \leq L \leq 25 \quad \text{et} \quad \frac{N}{N_f} \geq 0.04L$$

Avec :

- L : portée en mètre.
- N_f : le nombre de connecteurs déterminé pour la longueur de la poutre.
- N : nombre de connecteurs présents à l'intérieure de la même longueur de poutre.

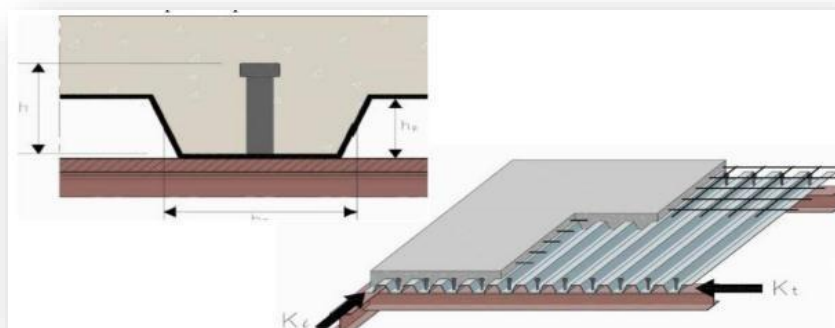


Figure. V.7.Goujons à tête soudés en présence d'une dalle mixte à bac collaborant.

V.10.3. Effort de cisaillement longitudinal :

Béton de classe C25/30 → $f_{ck} = 25\text{MPa}$, $E_{cm} = 31000\text{MPa}$.

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd1}, P_{Rd2}) \dots \dots \dots [\text{EC04 art (6.3.2.1)}]$$

$$P_{Rd} = \min \rightarrow \begin{cases} P_{Rd1} = 0.8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \frac{1}{\gamma_v} \\ P_{Rd2} = 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} \end{cases}$$

Avec:

- d : le diamètre du fut du goujon.
- f_u : Résistance en traction spécifique du goujon, sans dépasser.
- f_{ck} : la résistance caractéristique sur cylindre du béton, à l'âge considérée.
- E_{cm} : la valeur moyenne du module sécant du béton.
- γ_v : coefficient partiel de sécurité pris égal à 1.25 à l'état limite ultime.
- α : facteur de correction.

$$\alpha=1 \rightarrow \text{pour} \dots \dots \dots \left[\frac{h}{d} > 4\right]$$

$$\alpha=0.2 \times \left[\frac{h}{d} + 1\right] \rightarrow \text{pour} \dots \dots \dots \left[3 \leq \frac{h}{d} \leq 4\right]$$

h : la hauteur hors tout du goujon.

V.10.4. Calcule des goujons :

$b_0=300\text{ mm}$, $h_p=40\text{mm}$, $h=100\text{mm}$, $d=19\text{mm}$, $h_c=0.06\text{m}$,

$f_{ck} = 25\text{MPa}$, $E_{cm} = 31000\text{MPa}$, $f_u = 360\text{MPa}$, $\gamma_v = 1.25$, $\gamma_a=1.1$, $\gamma_c=1.5$,

$A_a=20.09\text{cm}^2$ (IPE160), $f_y=235\text{MPa}$ (S235), $b_{eff}^+ = 1\text{m}$,

$$\frac{h}{d} = \frac{100}{19} = 5.2 > 4 \rightarrow \alpha=1$$

AN:

$$P_{Rd} = \min$$

$$\rightarrow \begin{cases} P_{Rd1} = 0.8 \times 360 \times \frac{\pi \times 19^2}{4} \times \frac{1}{1.25} = 65325.02\text{N} = \mathbf{65.32\text{ KN}} \\ P_{Rd2} = 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \sqrt{25 \times 31000} \times \frac{1}{1.25} = 73730.31\text{N} = \mathbf{73.73\text{ KN}} \end{cases}$$

$$P_{Rd} = \mathbf{65.32\text{ KN}}$$

$$d=19\text{ mm} \leq 20\text{mm}$$

$$h_p=40\text{ mm} \leq 85\text{ mm} \quad \rightarrow \dot{P}_{Rd} = r \times P_{Rd} = 1 \times 65.32 = \dot{P}_{Rd} = \mathbf{65.32\text{ KN}}$$

V.10. 5. Effort de cisaillement V_{lf} :

$$V_{lf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \\ 0.85 \times b^+_{\text{eff}} \times \frac{(h_c + h_p) \times f_{ck}}{\gamma_c} \end{array} \right.$$

$$V_{lf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2009 \times 235}{1.1} = 429195.45N = 429.19KN \\ 0.85 \times 1000 \times \frac{(60+40) \times 25}{1.5} = 1416666.66N = 1416.66KN \end{array} \right.$$

$V_{lf} = 429.19KN$

V.10.6. Nombre de connecteurs :

Doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé (section 6.2 EC.4),
 devise par la résistance de calcul d'un connecteur P_{sd} section (6.3 ou 6.5 EC4) :

$$N \geq \frac{V_{lf}}{P'_{rd}}$$

AN : $N \geq \frac{V_{lf}}{P'_{rd}} = \frac{429.19}{65.32} = 6.57 \approx 7$ goujons ; on prend goujons.

Soit $N=7$ goujons sur la demi-longueur de la poutre $L/2 = 400/2 = 200\text{cm}$, c'est-à-dire 14
 goujons une longueur $L=400 \Rightarrow 14$ goujons.

V.10.7. Espacement e :

Il est permis d'espacer les goujons uniformément sur la longueur d'interface, car ici toutes les
 sections critiques considérées sont de classe 1. La distance entre goujons est de :

$$e = \frac{L_{cr}}{N} \text{ avec : } L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{400}{2} = 200 \text{ cm} \Rightarrow e = \frac{200}{7}$$

Donc : **$e=28.57\text{cm}$** .

D'où : $N/N_f = 7/6.57 = 1.06 > 0.04L = 0.16 \dots\dots\dots$ **vérifier.**

V.10.8. Vérification des soudures :

a : la gorge

$a < \text{Min} (d ; t_f) = \text{min} (19 ; 7.4) = 7.4\text{mm} \rightarrow \mathbf{a=7.4 \text{ mm}}$

l: longueur du cordon de soudure circulaire

$l = \pi \times d = \pi \times 19 = 59.69\text{mm} \rightarrow \mathbf{l=59.69 \text{ mm}}$

acier S235 $\rightarrow \begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{m2} = 1.25 \\ f_u = 360\text{MPa} \end{cases}$

▪ **L'effort résistant de cisaillement :**

$$F_{\text{wrđ}} = a \times l \times \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{m2} \times \sqrt{3}}$$

$$F_{\text{wrđ}} = 7.4 \times 59.69 \times \frac{360}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}}$$

$$F_{\text{wrd}} = 91806.86\text{N} = 91.81\text{KN}.$$

L'effort sollicitant est donnée par :

$$F_{\text{sd}} = \frac{V_{\text{tf}}}{N} = \frac{429.19}{7} = 61.321\text{KN}$$

$$F_{\text{sd}} = 61.321\text{KN} < F_{\text{wrd}} = 91.81\text{KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

V.11. Ferrailage de la dalle du plancher :

V.11.1. Combinaison d'action :

- Etat limite ultime :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.94 + 1.5 \times 2.5 = 10.41\text{KN/m}$$

$$P_u = 10.41\text{KN/m}$$

- Etat limite de service :

$$P_s = G + Q = 4.94 + 2.5 = 7.44\text{KN/m}$$

$$P_s = 7.44\text{KN/m}$$

V.11.2. Moment en travée et en appuis :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4}{6} = 0.66 \leq 0.4 \text{ la dalle travaille dans les deux sens } l_x, l_y.$$

À L'ELU :

$$\begin{aligned} v &= 0 \\ \rho = 0.66 &\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0737 \\ \mu_y = 0.3757 \end{cases} \end{aligned}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0.0737 \times 10.41 \times 4^2 = 12.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.3757 \times 12.27 = 4.61 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 12.27 = 9.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 4.61 = 3.91 \text{ KN.m}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = -0.5 \times M_{0x} = -0.5 \times 12.27 = -6.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay(vr)} = -0.5 \times M_{0y} = -0.5 \times 4.61 = -2.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.3 \times M_{0y} = -0.3 \times 4.61 = -1.38 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T = \frac{P_u \times l_x}{2 + \rho} = \frac{10.41 \times 4}{2 + 0.66} = 15.65\text{KN}$$

$$T = \frac{P_u \times l_x}{3} = \frac{10.41 \times 4}{3} = 13.88\text{KN}$$

À L'ELS :

$$\begin{aligned} v &= 0.2 \\ \rho = 0.66 &\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0792 \\ \mu_y = 0.5351 \end{cases} \end{aligned}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times P_s \times l_x^2 = 0.0792 \times 7.44 \times 4^2 = 9.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.5351 \times 9.42 = 5.04 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 9.42 = 7.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 5.04 = 4.28 \text{ KN.m}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = -0.5 \times M_{0x} = -0.5 \times 9.42 = -4.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay(vr)} = -0.5 \times M_{0y} = -0.5 \times 5.04 = -2.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.3 \times M_{0y} = -0.3 \times 5.04 = -1.51 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T = \frac{P_s \times l_x}{2 + \rho} = \frac{7.44 \times 4}{2 + 0.66} = 11.18 \text{ KN}$$

$$T = \frac{P_s \times l_x}{3} = \frac{7.44 \times 4}{3} = 9.92 \text{ KN}$$

V.11.3. Calcul des armatures en travée :

- $b = 2 \text{ m}$
- $h_c = 0.06 \text{ m}$
- $d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.06 = 0.054 \text{ m}$
- $M_{tx} = 9.20 \text{ KN.m}$
- $M_{ty} = 3.91 \text{ KN.m}$
- $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_a} = 14.16 \text{ MPa}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.20}{2 \times 0.054^2 \times 1.416 \times 10^{-2}} = 0.11$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.11}) = 0.14$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.054 \times (1 - 0.4 \times 0.14) = 0.051 \text{ m} = 5.1 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{9.20}{5.1 \times 204} = 0.88 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec $5\phi 6 = 1.42 \text{ cm}^2$

V.11.3.1. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 200 \times 5.4 \times \frac{2.1}{204} = 2.55 \text{ cm}^2$$

V.11.3.2. Calcul des armatures en appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{-6.13}{2 \times 0.054^2 \times 1.416 \times 10^{-2}} = -0.74$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (-0.74)}) = -0.71$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.054 \times (1 - 0.4 \times (-0.71)) = 0.069 \text{ m} = 6.9 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{6.13}{6.9 \times 204} = 0.43 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec $5\phi 6 = 1.42 \text{ cm}^2$

V.11.3.3. Espacement des barres :

$$S_{t/x} = \text{Min} [(3 \times h_c) ; 33] = S_{t/x} = \text{min} [18 ; 33] = 0.18 \text{ m} = 18 \text{ cm}.$$

La condition à satisfaire est :

$$S_{t/x} = \frac{100}{7} = 15 \text{ cm} \leq 18 \text{ cm}$$

$$S_{t/x} = \text{Min} [(4 \times h_c) ; 45] = S_{t/x} = \text{min} [24 ; 45] = 24 \text{ cm}.$$

La condition à satisfaire :

$$S_{t/x} = \frac{100}{7} = 15\text{cm} \leq 24\text{cm}$$

Donc on va poser un treillis a soudée $\phi 6$ espacer de 15cm

V.12. Conclusion :

D'après notre étude du plancher mixte de notre structure et les vérifications effectuées nous avons obtenues les résultats suivants :

- Solive : **IPE160**
- Des goujons connecteurs de diamètre : $\phi=18\text{mm}$
- Poutre principale : **IPE550**
- Poutre secondaire : **IPE240**

Chapitre VI
Etude Sísmique

Introduction :

L'évolution de l'action sismique est basée sur la nouvelle version **RPA99/version 2003**, Ce document propose des méthodes de calcul, et des recommandations parasismiques. L'expérimentation de ce règlement dans la construction métallique est l'un des objectifs essentiels de notre projet de fin d'étude.

VI.1. Différentes méthodes :

La **RPA99** propose trois méthodes de calcul

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modèle spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

VI.2. Choix de la méthode dans notre cas :

Les deux dernières méthodes sont utilisées dans tous les cas, mais la première méthode, nommé méthode statique équivalente, pour qu'elle soit appliqué, il faut que la structure vérifie un certain nombre de conditions.

VI.2.1. Condition d'applications : (article 4.2 p120 de RPA 99 / version 2003).

Notre bâtiment satisfait aux conditions de régulation en plan et en élévation, il est situé Dans la zone sismique **IIa (EL TARF)**. Et il a une hauteur de **9 m** inférieur **30m**. Dans notre étude on opte pour la méthode statique équivalente.

VI.2.2. Principe de la méthode statique équivalente :

Le principe de la méthode est de remplacer les efforts (Effort tranchant) dus à l'action sismique par des forces statiques fictives équivalentes.

VI.2.3. Calcul de l'effort tranchant V à la base :

L'effort sismique totale applique à la base de la structure est donné par la formule suivant : (formule 4.1 p37 de RPA 99 / version 2003).

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

Avec :

V : effort tranchant totale agissant à la base de la structure dans les deux directions Horizontale est orthogonale (longitudinale V_x , transversale V_y).

A : Coefficient d'accélération des zones.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

W : poids actif de la structure.

R : coefficient de comportement global de la structure.

❖ **Détermination du coefficient d'accélération de zone A :**

(Tab 4.1 p38 de RPA 99 / version 2003).

Le hangar (**ouvrage de faible importance**) est classé dans le **groupe 3** et il est situé en **zone Sismique IIa**.

A=0.10

❖ **Calcul du facteur d'amplification dynamique D :**

Le facteur d'amplification dynamique moyen est donné par la formule suivante : (**formule 4.2 p38 de RPA 99 / version 2003**).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Si } \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & \text{Si } \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(3.0)^{2/3} \times (3.0/T)^{5/3} & \text{Si } \dots\dots\dots T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique associé à la catégorie du site.

(**Tab 4.7 p49 de RPA 99 /version 2003**).

Site : S_3 : Site meuble (**tab 3.2 p26 de RPA 99 /version 2003**).

D'où : $T_2 = 0.50s$

ξ (%) : Le pourcentage d'amortissement critique (**Tab 4.2 p38 de RPA 99 / version 2003**).

Remplissage dense } $\xi = 5\%$
 Portique en acier }

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule.

(**Formule 4.3 p38 de RPA 99 / V 2003**).

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Puisque : $\xi = 5\% \rightarrow \eta = 1.84$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La période fondamentale de la structure est donnée par la formule empirique Suivante :

▪ **Dans le sens transversal :**

Le système de contreventement dans la sens transversale et de type portique auto stable en acier avec remplissage en maçonnerie $C_t = 0.05$

Avec : $T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T \times (h_n)^{3/4} \\ 0.09 \times h_n / \sqrt{D} \end{array} \right. \dots\dots\dots$ (**Formule 4.6 et 4.7 p42 de RPA 99 / V 2003**).

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau.

Dans notre cas : $h_n = 9m$.

C_t : Coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage (**Tab 4.6 p42 de RPA 99 /version 2003**).

D= 40m : est la dimension du hangar mesurée à sa base dans la direction de calculé considérer.

Donc :

$$T = \min \begin{cases} 0.05 \times (9)^{3/4} = 0.25s \\ 0.09 \times 9 / \sqrt{40} = 0.12s \end{cases} \rightarrow \text{Donc : } T_x = \mathbf{0.12s}$$

▪ **Dans le sens longitudinal :**

Le système de contreventement dans la sens longitudinale et de type palées triangulées (X) en acier **C_t= 0.05**

$$\text{Avec : } T = \min \begin{cases} C_T \times (h_n)^{3/4} \\ 0.09 \times h_n / \sqrt{D} \end{cases}$$

D= 60m : est la dimension du hangar mesurée à sa base dans la direction de calculé considérer.

Donc :

$$T = \min \begin{cases} 0.05 \times (9)^{3/4} = 0.25s \\ 0.09 \times 9 / \sqrt{60} = 0.10s \end{cases} \rightarrow \text{Donc : } T_y = \mathbf{0.10s}$$

On est dans le cas où $0 \leq T \leq T_2$ et d'après la (formule 4.2 p38 de RPA 99 / version 2003) on aura : **D= 2.5η = 2.5×1.84 → D= 4.6**

❖ **Détermination du facteur de qualité Q :**

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \dots \dots \dots \text{ (Formule 4.4 p39 de RPA 99 / V 2003) } \rightarrow Q_x = Q_y = \mathbf{1.05}$$

Critère	P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0
2. Redondance en plant	0
3. Régularité en plant	0
4. Régularité en élévation	0
5. Control de la qualité des matériaux	0.05
6. Control de la qualité de l'exécution	0

Tableau.VI.1. Facteur de qualité.

❖ **Détermination de R :**

On prend la valeur de **R** (Tab 4.3 p38 de RPA 99 /version 2003).

On a :

Catégorie : B (acier).

Sens transversale : portique auto stable ordinaire : $R_x = 4$.

Sens longitudinale : ossature contreventée par palées triangulées en X : $R_y = 4$.

❖ Calcul du poids actif soumis au séisme W :

Le poids actif de la structure soumis au séisme est donné par (Formule 4.5 p41 de RPA 99 / V 2003) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : poids du au charge permanents.

W_{Qi} : poids du au charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération (Tab 4.5 p41 de RPA 99 /version 2003).

Donc : $\beta = 0.50$

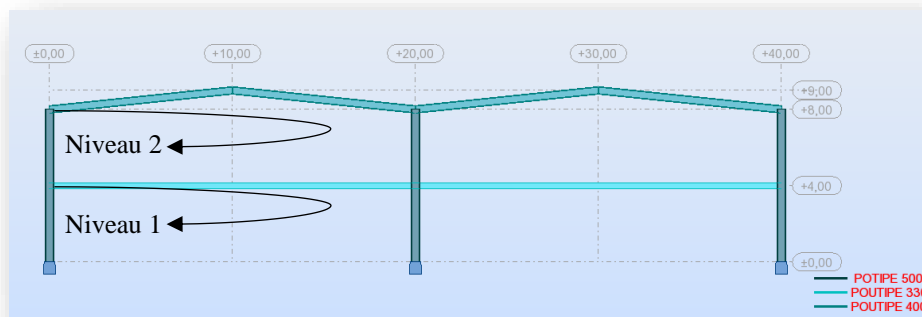


Figure.VI.1. Répartition par niveau.

➤ Niveau 1 :

Elements	section	Masse (KN/m)	Hauteur(m)	Masse/element (KN)	Nombre	Poids total (KN)	
Poteau	IPE500	0.907	4	3.62	33	108.6	
Potelet	IPE220	0.26	4	1.04	16	16.64	
Lisse	UAP100	0.10	1.3	0.13	60	7.8	18.36
	UAP130	0.13	1.3	0.16	66	10.56	
Bardage	TN40	0.10KN/m ²	1122.6m ²	/	/	11.22	

Palée de stabilité	L70×70× 7	0.07	4	0.28	6	1.68
Solive	IPE160	0.15	4	0.6	24	14.4
Poutre maitresse (planche)	IPE330	0.49	4	1.96	17	33.32
Plancher	/	4.94 KN/m ²	474.6m ²	/	/	2178.41
Poutre secondaire	IPE240	0.30	4	1.2	24	28.8
Poteau de plancher	IPE450	0.77	4	3.08	24	73.92
Tableau.VI.2 : Les charges permanentes pour niveau 1						2485.35

➤ Niveau 2 :

Elément	Section	Masse (KN/m)	Hauteur(m)	Masse/element (KN)	Nombre	Poids total (KN)	
Panne	IPE180	0.18	5	0.9	280	237.6	
Sablère	IPE160	0.15	4	0.6	33	19.8	
Couverture	Panneaux sandwiches	0.25KN/m ²	770.85m ²	/	/	192.71	
Poteau	IPE500	0.90	4	3.6	30	108	
Potelet	IPE 220	0.26	4.79	1.24	8	9.92	19.04
			4.39	1.14	8	9.12	
Lisse	UAP 100	0.10	1.3	0.13	54	7.02	16.62
	UAP130		1.3		60	9.6	
Traverse	IPE400	0.66	5	3.3	40	132	
Poutre a vent	L70×70× 7	0.07	5	0.35	24	8.4	
Palée de stabilité	L70×70× 7	0.07	4	0.28	6	1.68	
Tableau.VI.3 : Les charges permanentes pour niveau 2						735.85	

- Charge d'exploitation :

$$W_{Q1} = 2.5 \times 2 = 5 \text{ KN.}$$

$$W_{Q2} = 0 \text{ KN.}$$

Etage	W_{Gi} (KN)	W_{Qi} (KN)	$0.5W_{Qi}$ (KN)	W_i (KN)
Niveau 1	2485.35	5	2.5	2487.85
Niveau 2	735.85	0	0	735.85
Total				3323.7

Tableau.VI.4 : Poids total de la structure

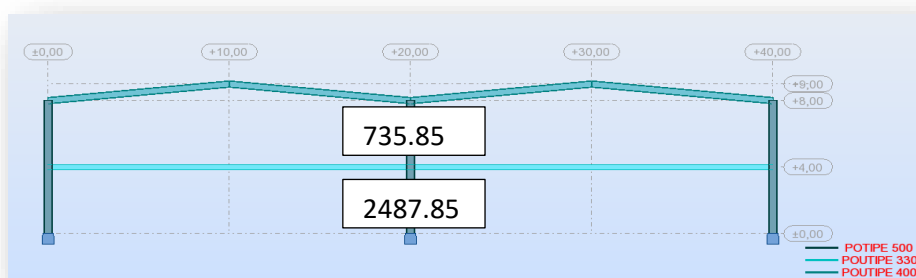


Figure.VI.2. Poids des étages.

Résumé des résultats obtenus par la méthode équivalente.

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

- Sens transversal :

$$V = \frac{0.10 \times 4.6 \times 1.05}{4} \times 3323.7 = 401.33 \text{ KN}$$

- Sens longitudinal :

$$V = \frac{0.10 \times 4.6 \times 1.05}{4} \times 3323.7 = 401.33 \text{ KN}$$

D'où l'effort sismique globale agissant à la base $V = 401.33 \text{ KN}$

VI.3. Distribution de la force sismique sur les étages :

La résultante des efforts sismique à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure.

Selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \dots \dots \dots \text{ par (Formule 4.10 p43 de RPA 99 / V 2003).}$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure, $F_t = 0 \rightarrow$ puisque la période fondamentale de notre structure est inférieure 0.7s.

$$T_x \text{ et } T_y < 0.7s \text{ donc } F_t = 0$$

$$F_i = \frac{(V-F_t) \times W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \dots \dots \dots \text{Par (Formule 4.11 p43 de RPA 99 / V 2003) :}$$

$$F_1 = \frac{V \times W_1 h_1}{(W_1 h_1) + (W_2 h_2)} ; F_2 = \frac{V \times W_2 h_2}{(W_1 h_1) + (W_2 h_2)}$$

Les résultants de la distribution de la force sismique globale V est résumées dans le tableau suivant :

▪ **Sens transversal :**

Niveau	V	$W_i = W_j$	$h_i = h_j$	$W_i h_j$	$F_i(t)$
1	401.33	2487.85	4	9951.4	309.72
2	401.33	735.85	4	2943.4	91.60

Tableau.VI.5. Résultat de la force sismique (sens transversal).

▪ **Sens longitudinal :**

Niveau	V	$W_i = W_j$	$h_i = h_j$	$W_i h_j$	$F_i(t)$
1	401.33	2487.85	4	9951.4	309.72
2	401.33	735.85	4	2943.4	91.60

Tableau.VI.6. Résultat de la force sismique (sens longitudinal).

VI.3.1. Répartition des efforts entre les portiques :

Cette répartition dépend essentiellement de la rigidité et de l'excentricité.

Notre bâtiment possède une symétrie en régularité en inertie de la on peut déduire (sans faire de calcul) le centre de masse et le centre de torsion.

❖ **Centre de masse (C_g) :**

Les coordonnées du centre de masse $C_g (X_g, Y_g)$ sont données par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_g = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} \\ \text{Et} \\ Y_g = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Pour notre structure on a : } \left\{ \begin{array}{l} X_g = 20m \\ Y_g = 30m \end{array} \right\}$$

❖ **Centre de torsion (C_t) :**

Les coordonnées du centre de torsion $C_t (X_t, Y_t)$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_t = \frac{\sum i_{xi} x_i}{\sum i_{xi}} \\ \text{Et} \\ Y_t = \frac{\sum i_{yi} y_i}{\sum i_{yi}} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Pour notre structure on a : } \left\{ \begin{array}{l} X_t = 20m \\ Y_t = 30m \end{array} \right\}$$

❖ **Excentricité :**

- **Excentricité réelle :**

$$\mathbf{e}_x = \mathbf{X}_g - \mathbf{X}_t \rightarrow \mathbf{e}_x = 0$$

$$\mathbf{e}_y = \mathbf{Y}_g - \mathbf{Y}_t \rightarrow \mathbf{e}_y = 0$$

▪ **Excentricité théorique :**

Le RPA99 limite l'excentricité accidentelle à une valeur maximale de 5% de la plus grande dimension de la structure, donc on va prendre comme excentricité accidentelle la valeur maximale des deux valeurs calculées et 5% de la plus grande dimension.

$$\mathbf{e} = \mathbf{e}_x = \mathbf{e}_y = \max \left\{ \begin{array}{l} \{e_x=0 \\ e_y=0\} \\ \frac{\phantom{\{e_x=0 \\ e_y=0\}}}{5\%(60)=3} \end{array} \right\} \quad \begin{cases} e_x = 3m \\ e_y = 3m \end{cases}$$

La force sismique appliquée au niveau de chaque étage, suivant les directions O_Y et O_X , se répartie sur le système de contreventement et sur les portiques auto stable respectivement.

Cette répartition est basée sur le principe suivant :

- L'élément le plus rigide et le plus loin du centre de torsion prend le pourcentage le plus grand de l'effort sismique. La distribution des forces sismiques se fait à l'aide de la formule suivante :

$$\mathbf{F}_i^k = \mathbf{F}_k \times \left[\left(\frac{I_i}{\sum I_i} \right) + \left(\frac{\mathbf{e} \times I_i \times \mathbf{d}_i}{\sum I_i \times \mathbf{d}_i^2} \right) \right]$$

\mathbf{F}_i^k : La force sismique qui revient à la file **i** du niveau **k**.

$\mathbf{F}_k \times \frac{I_i}{\sum I_i}$: Contribution due à la translation.

\mathbf{d}_i : La distance entre la file **i** et le centre de la torsion suivant la direction **XX** ou **YY**.

❖ **Distribution des forces par files :**

▪ **Sens transversal :**

$$\mathbf{e}_x = 3 \text{ m}$$

$$I_y(\text{IPE500}) = 48200 \text{ cm}^4$$

	F_{iT}	$\frac{I_y}{\sum I_y}$	e_x	$I_{yi}d_i$		$\sum I_{yi}d_i^2$	$F_i^j(\text{KN})$	
Niveau1	309.72	$\frac{3I_y}{33I_y} = 0.1$	3	1	$3I \times 20$	2400I	1	54.20
				2	$3I \times 0$		2	30.97
				3	$3I \times 20$		3	54.20
Niveau2	91.60		3	1	$3I \times 20$	2400I	1	16.03

		$\frac{3I_y}{33I_y} = 0.1$						
				2	$3I \times 0$			9.16
				3	$3I \times 20$			16.03

Tableau VI.7. Distribution des forces sismique par portique (sens transversal).

▪ Sens longitudinal :

$e_y = 3 \text{ m}$

$I_z(\text{IPE500}) = 2142 \text{ cm}^4$

	F_{iT}	$\frac{I_z}{\sum I_z}$	e_y	$I_{zi}d_i$		$\sum I_{zi}d_i$	$F_i^j(\text{KN})$	
Niveau1	309.72	$\frac{11I_z}{33I_z} = 0.36$	3	1	$11I \times 30$	43560I	1	118.53
				2	$11I \times 24$		2	117.13
				3	$11I \times 18$		3	115.72
				4	$11I \times 12$		4	114.31
				5	$11I \times 6$		5	112.90
				6	$11I \times 6$		6	112.90
				7	$11I \times 12$		7	114.31
				8	$11I \times 18$		8	115.72
				9	$11I \times 24$		9	117.13
				10	$11I \times 30$		10	118.53
				11	$11I \times 30$		11	118.53
Niveau2	91.60	$\frac{11I_z}{33I_z} = 0.36$	3	1	$11I \times 30$	43560I	1	35.05
				2	$11I \times 24$		2	34.64
				3	$11I \times 18$		3	34.22
				4	$11I \times 12$		4	33.80
				5	$11I \times 6$		5	33.39
				6	$11I \times 6$		6	33.39
				7	$11I \times 12$		7	33.80
				8	$11I \times 18$		8	34.22
				9	$11I \times 24$		9	34.64
				10	$11I \times 30$		10	35.05
				11	$11I \times 30$		11	35.05

--	--	--	--	--	--	--	--	--

Tableau VI.8. : Distribution des forces sismique par portique (sens longitudinale).



Figure.VI.3. Distribution des forces sismique par portique mixte (sens transversal)

VI.4. Conclusion :

Le long de ce chapitre, nous avons évalué les efforts sismiques qui influents sur notre hangar qui seront pris en considération lors des calculs de dimensionnement des portiques dans le chapitre suivant.

Chapitre VII
Etude Portique

Introduction :

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d’assurer la stabilité globale de l’ossature ; la stabilité transversale est assurée par le portique.

L’étude des portiques nécessite au préalable l’évaluation de toutes les charges (permanentes, d’exploitations, sismique et climatiques) qui lui sollicitent. Son calcul est fait sous les combinaisons d’actions les plus défavorables aux quelles il pourrait être soumis durant toute la période d’exploitation de l’ouvrage

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, traverses) ; elles servent également au calcul des assemblages. Ainsi qu’à celui de l’infrastructure.

Le calcul est effectué par le logiciel **ROBOT version 2014** les notes de calcul sont données par pièce, en s’intéressant, pour chaque pièce, à l’élément le plus sollicité.

VII.1. Calcul de portique :

Nous avons exposé dans ce chapitre, ce que nous avons jugé le plus important.



Figure.VII.1. Vue de portique.

VII.1.1. Caractéristiques des barres :

	Nom de la section	Liste des barres	AX [cm ²]	AY [cm ²]	AZ [cm ²]	IX [cm ⁴]	IY [cm ⁴]	IZ [cm ⁴]
	IPE 550	8 9	134,42	76,14	72,34	123,80	67116,50	2667,58
	POTIPE 500	1 4 7	115,52	67,18	59,87	89,66	48198,50	2141,69
	POUTIPE 400	2 3 5 6	84,46	51,15	42,69	51,33	23128,40	1317,82

Tableau.VII.1. Caractéristiques des barres de portique.

VII.1.2. Caractéristiques des matériaux :

	Matériau	E [MPa]	G [MPa]	NU	LX [1/°C]	RO [kN/m3]	Re [MPa]
1	ACIER	210000,00	80800,00	0,30	0,00	77,01	235,00
2	S 355 M	210000,00	80800,00	0,30	0,00	77,01	355,00

Tableau.VII.2. Caractéristiques d'acier.



Figure.VII.2. Portique ferme avec repérage des nœuds.

VII.1.3. Données des nœuds :

Noeud	X [m]	Z [m]	Appui
1	0,0	0,0	Encastrement
2	0,0	4,00	
3	0,0	8,00	
4	10,00	9,00	
5	20,00	8,00	
6	20,00	4,00	
7	20,00	0,0	Encastrement
8	30,00	9,00	
9	40,00	8,00	
10	40,00	4,00	
11	40,00	0,0	Encastrement
*			

Tableau.VII.3. Coordonner des nœuds dans le portique.



Figure. VII.3. Portique ferme avec repérage des barres.

VII.1.4. Données des barres :

Barre	Noeud 1	Noeud 2	Section	Matériau	Gamma [Deg]	Type de barre	Élément de construction
1	1	3	POTIPE 500	ACIER	0,0	Poteau	Barre
2	3	4	POUTIPE 400	ACIER	0,0	Poutre	Barre
3	4	5	POUTIPE 400	ACIER	0,0	Poutre	Barre
4	5	7	POTIPE 500	ACIER	0,0	Poteau	Barre
5	5	8	POUTIPE 400	ACIER	0,0	Poutre	Barre
6	8	9	POUTIPE 400	ACIER	0,0	Poutre	Barre
7	9	11	POTIPE 500	ACIER	0,0	Poteau	Barre
8	10	6	IPE 550	S 355 M	0,0	Poutre	Barre
9	6	2	IPE 550	S 355 M	0,0	Poutre	Barre
*							

Tableau.VII.4. Coordonner des barres dans le portique.

VII.1.5. Charges sur le portique :

❖ Charge permanent :

	Profile	Type	Poids total
Sur la poutre	Solive	IPE160	10.57KN
	Tole+dalle	/	
Sur la ferme	Toiture	(Panneaux sandwichs) +TN40	2.10 KN
	Panne	IPE180	
Sur le poteau	Lisse	UAP130	

	Sablère	IPE160	8.23 KN
	Bardage	TN40	

Tableau VII.5. Les charges permanentes dans portique.

❖ Présentation des charges permanentes :

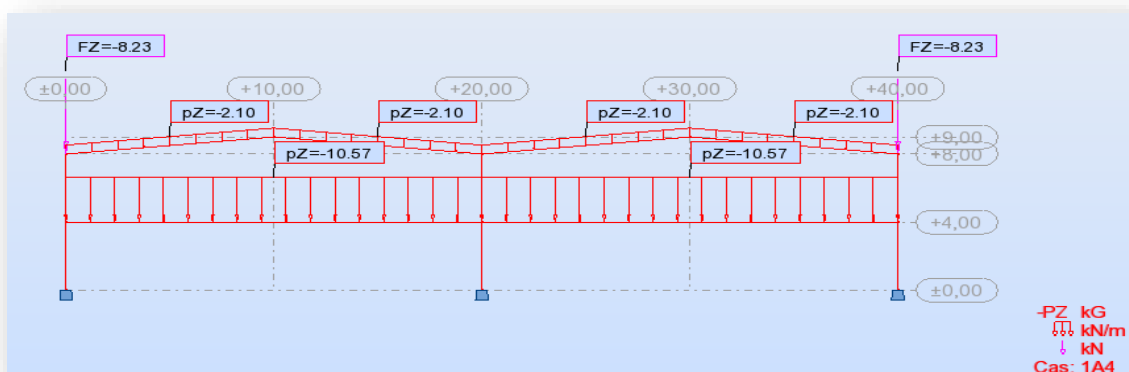


Figure.VII.4. Présentation de la charge permanent (hangar)

❖ Charge variable :

	Type	Poids total			
Sur la poutre	Charge exploitation	5 KN/m			
Sur la ferme	Neige	1.28 KN/m			
		1.52KN/m			
	Vent	V_1	V_2	V_3	V_4
	Exploitation	0.44KN/m			
Sur le poteau	Sismique	KN			
		KN			
	Vent	V_1	V_2	V_3	V_4

Tableau VII.6. Les charges variables dans portique.

❖ Présentation des charges variable :

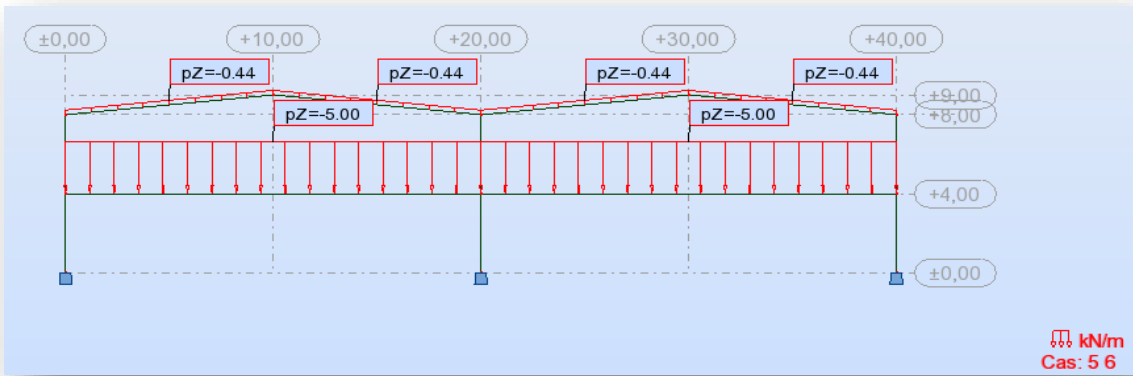


Figure.VII.5. Présentation de la charge d'exploitation.

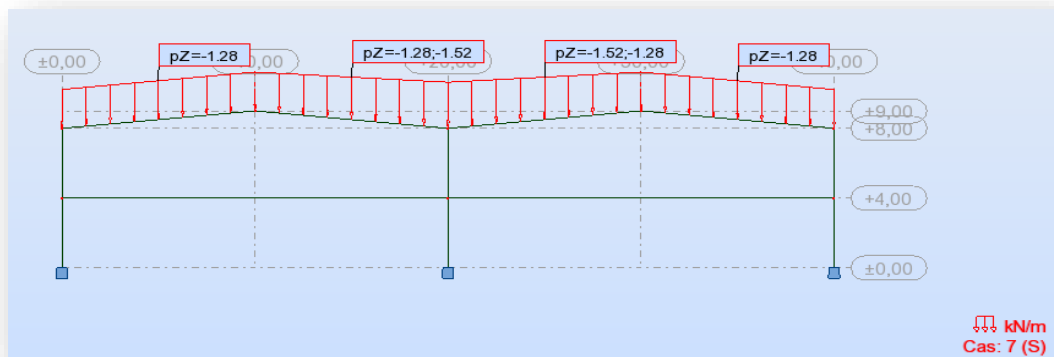


Figure.VII.6. Présentation de la charge de neige.

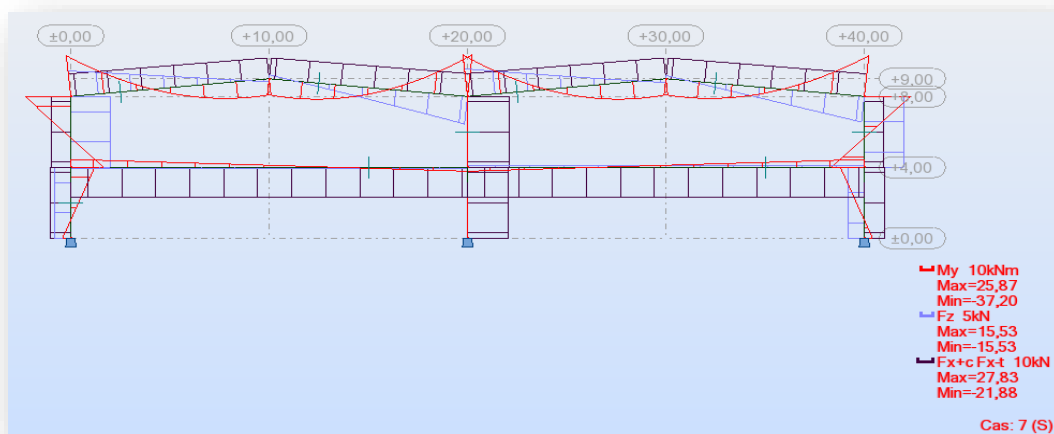


Figure.VII.7. Présentation de diagramme du moment et de charge de neige.

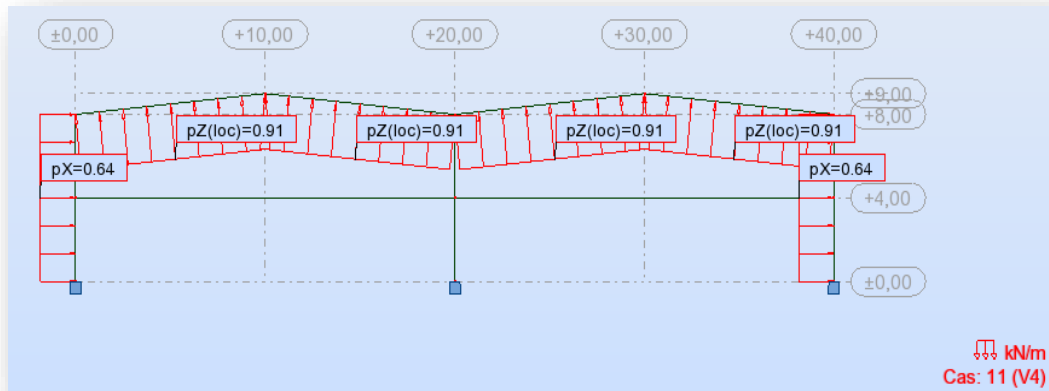


Figure.VII.8. Présentation de la charge de vent 4 sur le portique.

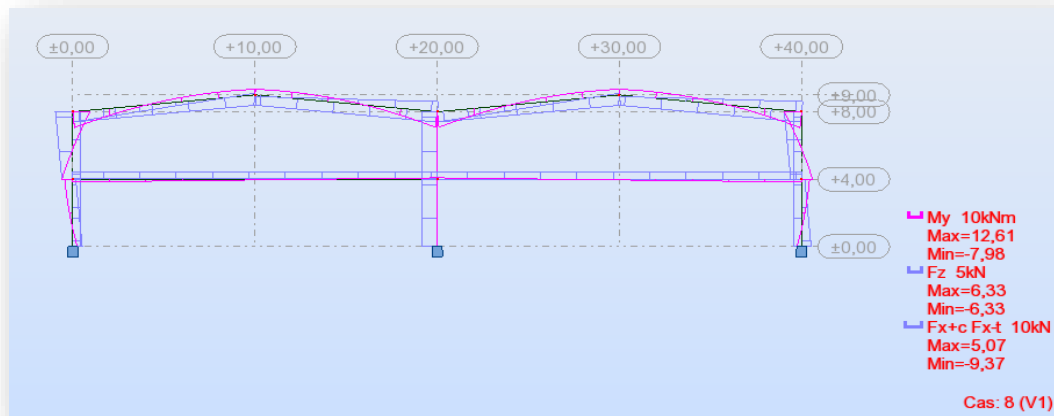


Figure.VII.9. Présentation de diagramme du moment et de charge vent 4.

❖ Présentation des efforts sismique :



Figure.VII.10. Présentation de la charge sismique sur le portique.

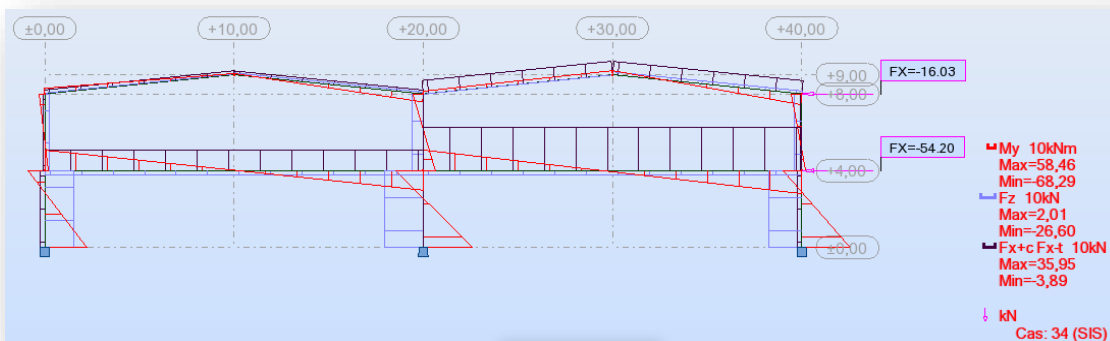


Figure.VII.11. Présentation de diagramme du moment et de charge sismique sur le portique.

VII.1.6. Efforts extrêmes globaux :

	FX [kN]	FZ [kN]	MY [kNm]
MAX	595,73	239,62	181,68
Barre	4	9	7
Noeud	7	6	11
Cas	14 (C)	18 (C)	18 (C)
MIN	-35,13	-239,63	-825,91
Barre	8	8	8
Noeud	10	6	6
Cas	2	16 (C)	16 (C)

Tableau.VII.7. Les efforts défavorables dans portique.

VII.1.7. Déplacements extrêmes globaux :

	UX [cm]	UZ [cm]	RY [Rad]
MAX	0,31	0,62	0,00
Noeud	9	8	2
Cas	14 (C)	9	18 (C)
MIN	-0,31	-2,34	-0,00
Noeud	3	8	10
Cas	14 (C)	14 (C)	16 (C)

Tableau.VII.8. Les déplacements défavorables dans portique.

VII.1.8. Réaction extrêmes globaux :

	FX [kN]	FZ [kN]	MY [kNm]
MAX	136,75	595,73	181,65
Noeud	1	7	1
Cas	16 (C)	14 (C)	16 (C)
MIN	-136,71	-17,84	-181,68
Noeud	11	7	11
Cas	18 (C)	9	18 (C)

Tableau.VII.9. Les réactions défavorables dans portique.

VII.2. Notes de calcul :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE : *Vérification des pièces*

FAMILLE :

PIECE : 1 poteau-1
4.00 m

POINT : 7

COORDONNEE : $x = 0.50 L =$

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 3 G poutre

MATERIAU :

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : POTIPE 500

h=50.00 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.00 cm	Ay=72.07 cm ²	Az=59.87 cm ²	Ax=115.52 cm ²
tw=1.02 cm	Iy=48198.50 cm ⁴	Iz=2141.69 cm ⁴	Ix=89.66 cm ⁴
tf=1.60 cm	Wply=2194.12 cm ³	Wplz=335.88 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 102.14 kN	My,Ed = -182.10 kN*m		
N, Ed = 2714.72 kN	My,Ed,max = -182.10 kN*m		
Nb,Rd = 579.71 kN	My,c,Rd = 515.62 kN*m	Vz,Ed = -66.95 kN	
	MN,y,Rd = 515.62 kN*m	Vz,c,Rd = 812.33 kN	
		Classe de la section = 1	



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 8.00 m	Lam_y = 0.42
Lcr,y = 8.00 m	Xy = 0.95
Lamy = 39.17	kyy = 1.03



en z:

Lz = 8.00 m	Lam_z = 1.98
Lcr,z = 8.00 m	Xz = 0.21
Lamz = 185.80	kzy = 0.53

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section :

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$My,Ed/My,c,Rd = 0.35 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\text{Lambda}_y = 39.17 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{Lambda}_z = 185.80 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.40 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.36 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches Non analysé



Déplacements

$$v_x = 0.25 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 5.33 \text{ cm}$$

Vérfifié

Cas de charge décisif: 2 G ferme

$v_y = 0.00 \text{ cm} < v_{y \text{ max}} = L/150.00 = 5.33 \text{ cm}$

Vérfifié

Cas de charge décisif: 1 PP

Profil correct !!!

FAMILLE :

PIECE : 2 travers-2
0.00 m

POINT : 1

COORDONNEE : $x = 0.00 \text{ L} =$

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 2 G ferme

MATERIAU :

ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION : POUTIPE 400

$h=40.00 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=18.00 \text{ cm}$	$A_y=55.99 \text{ cm}^2$	$A_z=42.69 \text{ cm}^2$	$A_x=84.46 \text{ cm}^2$
$t_w=0.86 \text{ cm}$	$I_y=23128.40 \text{ cm}^4$	$I_z=1317.82 \text{ cm}^4$	$I_x=51.33 \text{ cm}^4$
$t_f=1.35 \text{ cm}$	$W_{ply}=1307.15 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=229.00 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 26.94 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -58.45 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
$N_{c,Rd} = 1984.81 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -58.45 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
$N_{b,Rd} = 1984.81 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 307.18 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 18.56 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 307.18 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,c,Rd} = 579.22 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 202.83 \text{ kN}\cdot\text{m}$	

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

Chapitre VII : Etude Portique

$z = 1.00$	$M_{cr} = 318.22 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT -	$XLT = 0.63$
$L_{cr,low} = 10.05 \text{ m}$	$\text{Lam}_{LT} = 0.98$	$f_{i,LT} = 1.10$	$XLT,mod = 0.66$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zy} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.19 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.29 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.30 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.30 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$$u_y = 0.00 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 5.02 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif : 1 PP

$$u_z = 0.19 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 5.02 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif : 2 G ferme



Déplacements Non analysé

Profil correct !!!

Chapitre VIII
Vérification Des Éléments

Introduction :

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'actions possibles définies règlementairement, la stabilité statique soit assurée, tant globalement, au niveau de la structure, qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments. Il s'agit donc, afin de garantir le degré

De sécurité souhaité et de vérifier que les contraintes et les déformations restent en deçà des limites admissibles.

Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement "NF-EN1993-1 ;2005/NA ;2007/AC :2009" et à l'aide du logiciel ROBOT qui détermine la réaction d'appuis pour chaque cas de charge ; on passe à la vérification des cas les plus défavorables.

VIII.1. Justification des traverses (IPE400) :

La vérification se fait pour la traverse la plus sollicitée ; dans notre cas ; la traverse la plus sollicitée est le N°2 de longueur $L=10.05m$; comme illustré en rouge sur la figure suivante :

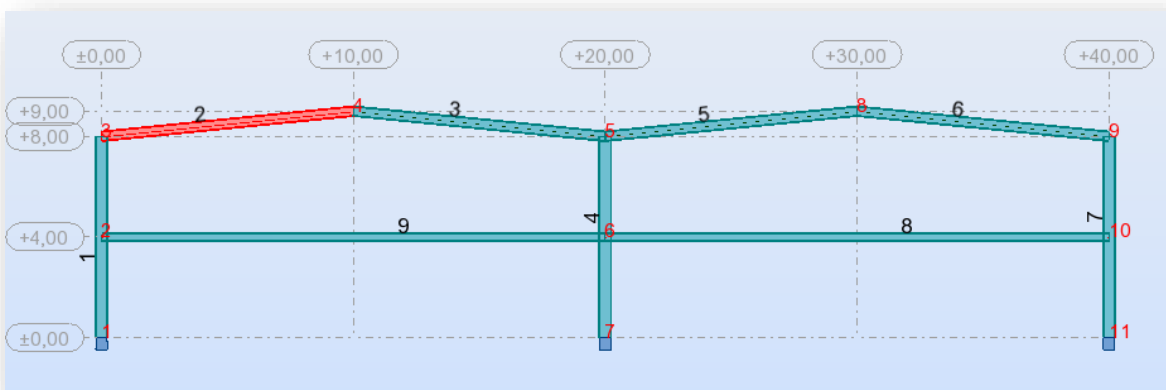


Figure VIII .1. Les traverses les plus sollicitée

VIII.1.1. Charges repaires sur la traverse :

- Poids du TN40.
- Poids des pannes.
- Poids propre de la traverse.
- Charge d'entretien.

VIII.1.2. Caractéristique de la traverse :

IPE400	h (mm)	b(mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	R(mm)
	400	160	8.6	13.5	21
	A(cm ²)	I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	W_{ply} (cm ³)	W_{plz} (cm ³)
	84.5	23130	1318	1307	229

Tableau VII.1. Caractéristiques du profil IPE400.

VIII.1.3. Efforts sollicitant :

Barre	Combinaison	N_{ed} (KN)	V_z (KN)	M_y (KN.m)
2	1.35G+1.5Q _{plancher} + 1.3Q _{toiture}	130.48	54.03	133.95

Tableau VII.2. Les efforts sollicitant les plus défavorables calculées par le logiciel robot.

VIII.1.4. Classe de la section (barre 2) :

- **Classe de l'âme :** (flexion composée)

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

$d = 331 \text{ mm} = 0.331 \text{ m}$ (tableau de profilé)

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{130.48}{8.6 \times 10^{-3} \times 235 \times 10^3} = 0.06 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{1}{0.331} \times \left(\frac{0.331+0.06}{2} \right) = 0.5 \leq 1$$

Pour la section de classe 01 :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \times \xi}{(13 \times \alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{33.10}{0.86} = 38.48$$

$$\frac{396 \times \xi}{(13 \times \alpha - 1)} = \frac{396 \times 1}{(13 \times 0.5 - 1)} = 72$$

Donc :

$$\frac{d}{t_w} = 38 \leq \frac{396 \times \xi}{(13 \times \alpha - 1)} = 72 \rightarrow \hat{\text{Âme de classe 01.}}$$

- **Classe de La semelle :** (comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \xi \rightarrow \frac{180}{2 \times 13.5} = 6.66 \leq 10 \times 1 \rightarrow \text{semelle de classe 01.}$$

Donc la section IPE400 est de classe 1.

VIII.2. Condition de résistance :

- **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $V_{zsd} \leq 0.5V_{pl,rd}$

$$V_{zsd} = 54.03 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{42.69 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 579.21 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{zsd}}{V_{pl,rd}} = \frac{54.03}{579.21} = 0.09 \leq 0.5$$

Alors, l'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut-être négligée.

- Vérification de l'effort normal :

$$N_{sd} < \min \left(0.25 \times N_{pl,rd}; 0.5 \times A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \right)$$

$$N_{sd} = 130.48 \text{ KN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{84.5 \times 23.5}{1} = 1985.75 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 130.48 \text{ KN} < \min(496.43 \text{ KN}; 421.82 \text{ KN}) \dots \dots \dots \text{Condition vérifier.}$$

- Vérification de La résistance :

$$M_{sd} < M_{ply,rd}$$

$$M_{sd} = 133.95 \text{ KN}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{M_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1307 \times 23.5}{1} \times 10^{-2} = 307.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 133.95 \text{ KN.m} < M_{ply,rd} = 307.14 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{La résistance de la section transversale est vérifiée.}$$

VIII.3. Vérification de l'élément aux instabilités :

- Flexion composée avec risque de flambement :

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \leq 1$$

- Flexion composée avec risque de déversement :

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{lt} \times M_{ply,rd}} \leq 1$$

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

Longueur de flambement :

$$L_y = 10.05 \text{ m (longueur totale de la traverse)}$$

$$L'élancement : \lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{1005}{16.55} = 60.72$$

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

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

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

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{60.72}{93.9}\right) = 0.6 > 0.2 \rightarrow \text{il y a de risque de flambement}$$

$$\text{Courbe de flambement : } \frac{h}{b} = \frac{40}{18} = 2.22 > 1.2$$

Axe de flambement y-y \rightarrow courbe de flambement a $\alpha_y = 0.21$

$$\phi_y = 0.5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2\right] = 0.72$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 + \bar{\lambda}_y^2}} = 0.60$$

▪ **Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors plan du portique) :**

Longueur de flambement :

Auteur de l'axe faible z-z (dans le plan perpendiculaire de l'âme), le traverse est empêché de flamber sur toute sa longueur par les pannes.

Donc la longueur de flambement : $L_{kz} = 1.5 \text{ m}$

$$L'élancement : \lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{150}{3.95} = 37.97$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{37.97}{93.9}\right) = 0.9 > 0.2 \rightarrow \text{il y a de risque de flambement.}$$

$$\text{Courbe de flambement : } \frac{h}{b} = \frac{40}{18} = 2.22 > 1.2$$

Axe de flambement z-z \rightarrow courbe de flambement a $\alpha_z = 0.34$

$$\phi_z = 0.5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2\right] = 1.07$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 + \bar{\lambda}_z^2}} = 0.39$$

Donc : $\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0.60; 0.39) \rightarrow \chi_{min} = 0.39$

▪ **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :**

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

$$\phi_{LT} = 0.5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right] \rightarrow \phi_{LT} = 0.55$$

Avec :

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

$\alpha_{LT} = 0.21$ pour les sections laminées. (C'est notre cas)

$\alpha_{LT} = 0.49$ pour les sections soudées.

$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right) \times [\beta_W]^{0.5}$: L'élanement réduit pour le déversement.

Avec : $\lambda_1 = \pi \times \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0.5} = 93.9$

$\bar{\lambda}_{LT}$: élanement de l'élément vis-à-vis du déversement pour les profilés laminés en I ou en H : (IPE400).

$h = 40\text{cm}$; $i_z = 3.95$; $t_f = 1.35\text{cm}$; $C_1 = 1.132$; $L = 1.5\text{m}$

$$\lambda_{lt} = \frac{L/i_z}{\sqrt{C_1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{150/3.95}{\sqrt{1.132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{150/3.95}{40/1.35}\right)^2\right]^{0.25}} = 34.99$$

$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{34.99}{93.9}\right) = 0.3 < 0.4 \dots \dots \dots$ Il n'y a pas risque de déversement.

▪ **Calcul de coefficient K :**

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

$$\beta_{MLT} = 1.3$$

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

$$\mu_y = 0.6 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{1307 - 1156}{1156} = -0.71$$

$$K_y = 1 - \frac{(-0.71) \times 130.48}{0.60 \times 84.46 \times 23.5} = 1.07 \leq 1.5$$

▪ **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,rd}}{M_{ply,rd}} \leq 1$$

$$\frac{130.48}{0.39 \times 1985.75} + \frac{1.07 \times 133.95}{307.14} = 0.6 \leq 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification au déversement :**

Déversement : flambement latéral de la partie comprimée + rotation de la section transversale.

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{lt} \times M_{ply,rd}} = 0.7 \leq 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification avec le logiciel robot :

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1 poteau-1	OK						
2 travers-2	OK	POUTIPE 400	ACIER	60.73	254.42	0.30	2 G ferme

Tableau VII.3. Caractéristique travers 2.

VIII.4. Conclusion :

Le profilé choisi **IPE400** est adéquat comme traverse.

Chapitre IX
Etude Des Assemblages

Introduction :

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales des éléments utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le boulonnage.
- Le soudage.

Les liaisons entre les différents éléments représentent ce qu'on appelle communément les assemblages. Ces derniers constituent des composants spécifiques à la construction métallique, ils jouent un rôle très important, on peut les définir comme organes de liaison qui permettent de réunir et de solidariser plusieurs éléments entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les éléments assemblés, sans générer d'efforts parasites. Un assemblage mal conçu, mal calculé ou mal réalisé peut conduire à l'effondrement de la structure.

De ce fait la conception et le calcul des assemblages est d'une importance capitale. Pour cela, dans ce chapitre on va s'intéresser au dimensionnement des différents assemblages des éléments de la structure.

IX.1. Assemblage poteau-traverse (Assemblage de rive) :

Pour les assemblages de rive, les plus utilisés sont des assemblages boulonnés qui assurent la continuité avec la traverse, laquelle est dotée de platines d'about, comme la montre (**figure. IX.1**).

L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

IX.1.1. la disposition constructive des boulons : (résultat par le logiciel robot)

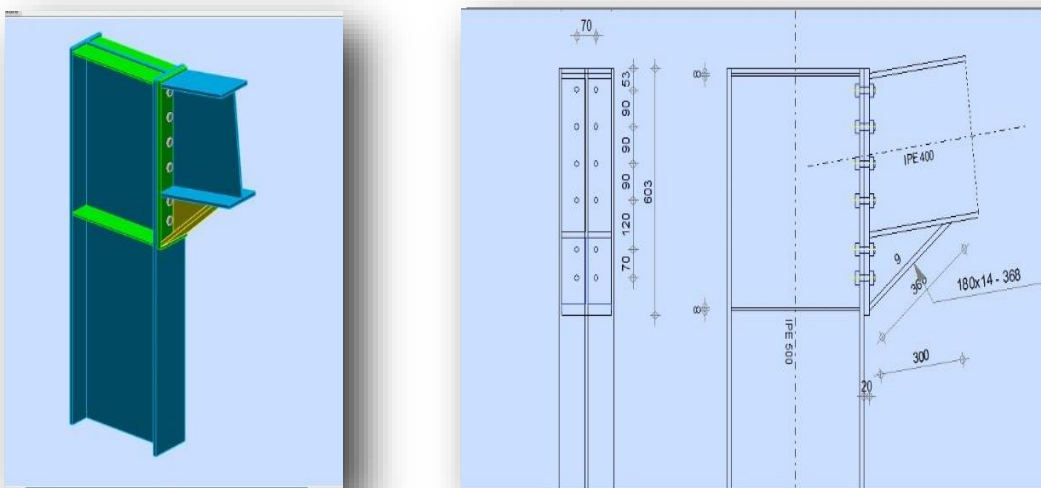


Figure. IX.1. Assemblage poteau-poutre (travers).

On choisit des boulons de classe 8.8

Nombre de boulons = 12 bls

Nombre de files $n = 2$

Poteau : IPE500

Traverse : IPE 400

$M_{max} = 134.00 \text{ KN.m}$

$N_{max} = 130.50 \text{ KN}$

$V_{sd;max} = 54.03 \text{ KN}$

IX.1.2. Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les tendus, c'est-à-dire les trois rangées supérieures des boulons.

$d_1 = 460 \text{ mm}$

$d_2 = 370 \text{ mm}$

$d_3 = 280 \text{ mm}$

$\sum d_i^2 = (460)^2 + (370)^2 + (280)^2 = 426900 \text{ mm}^2 = 0.426 \text{ m}^2$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{134 \times 0.46}{0.426} = 144.69 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{134 \times 0.37}{0.426} = 116.38 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{134 \times 0.28}{0.426} = 88.07 \text{ KN}$$

IX.1.3. 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 : Partie fileté.

$$A_s \geq \frac{N_1}{F_p \times n} = \frac{144.69 \times 10^3}{0.7 \times 800 \times 2} = 129.18 \text{ mm}^2$$

Donc on choisit des boulons M16 diamètre $d_0 = 18 \text{ mm}$; de classe 8.8 $A_s = 157 \text{ mm}^2$

IX.1.4. Condition de résistance des boulons :

- **Entre axe des boulons :**

$$P_1 \geq 2.2d_0 \rightarrow P_1 = 90 \text{ mm}$$

$$P_2 \geq 3d_0 \rightarrow P_2 = 70 \text{ mm}$$

- **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1.5d_0 \rightarrow e_1=53\text{mm}$$

▪ **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1.5d_0 \rightarrow e_2=55\text{mm}$$

IX.1.5. Moment résistant effectif de l'assemblage :

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} < M_{rd} = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_i}$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 87920 \text{ N} = 87.92 \text{ KN (par boulon)}$$

Soit $87.92 \times 2 = 175.84 \text{ KN}$ (pour les deux première boulons)

$$M_{sd} = 134 \text{ KN.m} < M_{rd} = \frac{175.84 \times 0.426}{0.46} = 162.84 \text{ KN (condition vérifier)}$$

IX.1.6. Vérification :

▪ **Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement -traction :**

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} < V_{rd} = \frac{K_s \times \mu \times n \times (F_p - 0.8F_{tsd})}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

μ : coefficient de frottement

K_s : Coefficient qui est en fonction de la dimension des trous de pressage pour les trous à tolérance normal

n : nombre d'interfaces de frottement 1

$$\mu = 0.3; \gamma_{m0} = 1.25; F_p = 87.92 \text{ KN}; K_s = 1; n=1; F_{tsd} = \frac{N_1}{2} = \frac{144.69}{2} = 72.34 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{V_{sd \max}}{n} = \frac{54.03}{12} = 4.50 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (87.92 - 0.8 \times 72.34)}{1.25} = 7.21 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 4.50 \text{ KN} < V_{rd} = 7.21 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée).}$$

▪ **Vérification au poinçonnement :**

Il faut vérifier que : $F_{tsd} \leq B_{prd}$

$$\text{Avec : } B_{prd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{ms}}$$

$$d_m = 2.45 \text{ cm}$$

$$t_p = 2 \text{ cm}$$

$$F_u = 360 \text{ MPa}$$

$$F_{tsd} = 72.34 \text{ KN} \leq B_{prd} = 266 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée).}$$

▪ **Vérification a la pression diamétrale :**

Il faut vérifier que : $F_{vsd} \leq F_{brd}$

$$\text{Avec : } F_{vsd} = 4.50 \text{ KN}$$

$$F_{brd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{ms}}$$

$$\alpha = \min\left\{\frac{e_1}{3d_0}; \left(\frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}\right); \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right\} = \min\left\{\frac{53}{3 \times 18}; \left(\frac{90}{3 \times 18} - \frac{1}{4}\right); \frac{800}{360}; 1\right\} = 0.98 \text{ mm}$$

$$F_{brd} = 2.5 \times 0.98 \times 1.6 \times 2 \times \frac{36}{1.25}$$

$$F_{vsd} = 4.50 \text{ KN} \leq F_{brd} = 22.57 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée).}$$

Il n'y a pas risque de rupture par pression diamétrale.

▪ **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :**

Il faut vérifier que : $F_v \leq V_{Rd}$

$$\text{Avec : } V_{Rd} = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{m0}} = 0.58 \times 235 \times 500 \times \frac{10.2}{1.1} = 631.93 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = 276.85 \text{ KN}$$

$$F_v = 276.85 \text{ KN} \leq V_{Rd} = 631.93 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée).}$$

IX.1.7. Soudure de platine :

▪ **Cordon de soudure :**

Epaisseur de la platine $t_{platine} = 20 \text{ mm}$

$$t_{traverse} = 13.5 \text{ mm}$$

$$t_{max} = t_{platine} = 20 \text{ mm} \rightarrow a_{min} = 5 \text{ mm}$$

$$a_{max} = 0.7 t_{min} = 9.45 \text{ mm}$$

$$a_{min} \leq a \leq a_{max} \rightarrow 5 \text{ mm} \leq a \leq 9.45 \text{ mm}$$

Donc : on prend **a=9 mm**

IX.1.8. Soudure de la semelle tendue :

$$N_d \leq \min (R_w; R_s)$$

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{134}{0.5} + 130.50 = 398.5 \text{ KN}$$

$$R_w = \frac{0.5 \times f_u \times a \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0.5 \times 360 \times 9 \times 618.8}{1.1} = 911.32 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } l = 2 \times [b + b - 2r - t_w] = 2 \times [180 + 180 - 2 \times 21 - 8.6] = 618.8 \text{ mm}$$

$$R_s = \frac{0.5 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0.5 \times 235 \times 9 \times \sqrt{2} \times 618.8}{1.1} = 841.30 \text{ KN}$$

$$N_d = 398.5 \text{ KN} \leq \min (R_w = 911.32 ; R_s = 841.30) = 841.30 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée).}$$



IX.1.9. Soudure de l'âme :

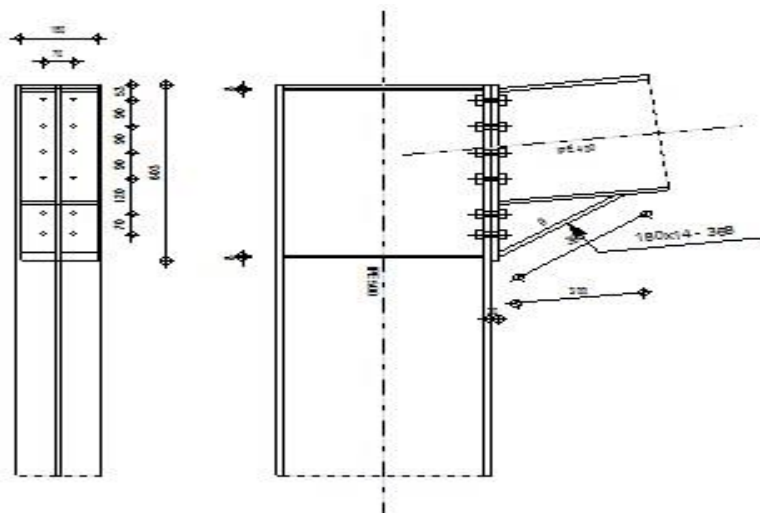
Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq R_s$

Avec : $(l=2 \times h_{IPE400})=746 \text{ mm}$

$$\text{Donc : } R_s = \frac{0.5 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0.5 \times 235 \times 9 \times \sqrt{2} \times 746}{1.1} = 1014.24 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 54.33 \text{ KN} \leq R_s = 1014.24 \text{ KN} \dots\dots\dots$ (Condition vérifiée).

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF EN 1993-1-8 :2005/NA :2007/AC :2009	
		Ratio 0.73



Général

Assemblage N° : 1

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Géométrie

Poteau

Profilé : IPE 500

$\alpha = -90.0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 500$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 200$ [mm] Largeur de la section du poteau

Profilé : IPE 500

$\alpha = -90.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $t_{wc} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 16$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 21$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 115.52$ [Cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 48198.50$ [Cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : ACIER

$f_{yc} = 235.00$ [MPa] Résistance

Poutre

Profilé : IPE 400

$\alpha = 5.7$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 400$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 180$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 84.46$ [Cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 23128.40$ [Cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau : ACIER

$f_{yb} = 235.00$ [MPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
Classe = 8.8 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 90.43$ [KN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 53$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 70$ [mm]

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

Entraxe $p_i = 90 ; 90 ; 90 ; 120 ; 70$ [mm]

Platine

$h_p = 603$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 180$ [mm] Largeur de la platine

$t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau : ACIER

$f_{yp} = 235.00$ [MPa] Résistance

Jarret inférieur

$w_d = 180$ [mm] Largeur de la platine

$t_{fd} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile

$h_d = 180$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{wd} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme

$l_d = 300$ [mm] Longueur de la platine

$\alpha = 36.0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau : ACIER

$f_{ybu} = 235.00$ [MPa] Résistance

Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} = 468$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 95$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau : ACIER

$f_{ysu} = 235.00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 468$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 95$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau : ACIER

$f_{ysu} = 235.00$ [MPa] Résistance

Soudures d'angle

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$V_{cb,Rd} = 799.02 \quad [\text{KN}] \quad \text{Résistance de calcul de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1 : [6.2.6.(2)]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0.07 < 1.00 \quad \text{Vérfié} \quad (0.07)$$

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$$W_{plb} = 1307.15 \quad [\text{Cm}^3] \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1 : [6.2.5.(2)]}$$

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 307.18 \quad [\text{KN}^*\text{m}] \quad \text{Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)} \quad \text{EN1993-1-1 : [6.2.5.(2)]}$$

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$$W_{pl} = 2221.98 \quad [\text{Cm}^3] \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1 : [6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 522.16 \quad [\text{KN}^*\text{m}] \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1 : [6.2.5]}$$

AILE ET AME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 522.16 \quad [\text{KN}^*\text{m}] \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1 : [6.2.5]}$$

$$h_f = 568 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 920.04 \quad [\text{KN}] \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale :

$$\beta = 7.0 \quad [\text{Deg}] \quad \text{Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$\gamma = 36.0 \quad [\text{Deg}] \quad \text{Angle d'inclinaison du renfort}$$

$$b_{eff,c,wb} = 224 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vb} = 42.69 \quad [\text{Cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1 : [6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0.89 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 80.44 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1.00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 670.87 \quad [\text{KN}] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement :

$$d_{wb} = 331 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0.99 \text{ Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0.81 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 541.93 \text{ [KN]} \text{ Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale :

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 541.93 \text{ [KN]} \text{ Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistances du poteau

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 134.00 \text{ [KN*m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0.00 \text{ [KN*m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = 124.50 \text{ [KN]} \text{ Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = 0.00 \text{ [KN]} \text{ Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 487 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 213.10 \text{ [KN]} \text{ Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = \frac{59.8}{7} \text{ [Cm}^2\text{]} \text{ Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1 : [6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = \frac{59.8}{7} \text{ [Cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1 : [6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 575 \text{ [mm]} \text{ Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 3.01 \frac{\text{[KN*m]}}{\text{]} \text{ Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 0.75 \frac{\text{[KN*m]}}{\text{]} \text{ Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 0.75 \frac{\text{[KN*m]}}{\text{]} \text{ Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

Chapitre IX : Etude Des Assemblages

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sl,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 744.17 \quad [\text{KN}] \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0.29 < 1.00$	Vérifié	(0.29)
----------------------------------	---------------	---------	--------

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale :

$$t_{wc} = 10 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 265 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 59.87 \quad [\text{Cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1 : [6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0.89 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 53.42 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1.00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 15.18 \quad [\text{Cm}^2] \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1 : [6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 921.49 \quad [\text{KN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement :

$$d_{wc} = 426 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1.03 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0.78 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 7.19 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1 : [6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1.00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1 : [6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 799.62 \quad [\text{KN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale :

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 799.62 \quad [\text{KN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	13	-	65	-	90	82	105	82	105	131	83	83	83
2	13	-	65	-	90	82	134	82	134	180	90	90	90
3	13	-	65	-	90	82	134	82	134	180	90	90	90
4	13	-	65	-	105	82	134	82	134	210	105	105	105
5	13	-	65	-	95	82	134	82	134	190	95	95	95
6	13	-	65	-	70	82	105	82	105	111	73	73	73

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	25	-	55	-	90	157	200	157	200	169	161	161	161
2	25	-	55	-	90	157	169	157	169	180	90	90	90
3	25	-	55	-	90	157	169	157	169	180	90	90	90
4	25	-	55	-	105	157	169	157	169	210	105	105	105
5	25	-	55	-	95	157	169	157	169	190	95	95	95
6	25	-	55	-	70	157	169	157	169	149	119	119	119

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

m – Distance du boulon de l'âme

$l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la traction

$F_{t,Rd} = 90.43$ [KN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 211.36$ [KN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4], [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5], [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	180.86	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 180.86$	180.86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 194.82$	194.82	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 180.86$	180.86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 318.01$	318.01	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 422.71$	422.71	Boulons au cisaillement/poinçonnement

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	180.86	Résistance d'une rangée de boulon

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(2)} = 180.86$	180.86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 194.82$	194.82	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 180.86$	180.86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 318.01$	318.01	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 422.71$	422.71	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 361.73 - 180.86$	180.86	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 393.03 - 180.86$	212.17	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 361.73 - 180.86$	180.86	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 507.04 - 180.86$	326.17	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	170.24	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 180.86$	180.86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 194.82$	194.82	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 180.86$	180.86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 318.01$	318.01	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 422.71$	422.71	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 361.73 - 180.86$	180.86	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 407.28 - 180.86$	226.42	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 542.59 - 361.73$	180.86	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 561.35 - 361.73$	199.63	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 351.10 - 180.86$	170.24	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 363.78 - 180.86$	182.92	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 542.59 - 361.73$	180.86	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 688.93 - 361.73$	327.20	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	180 . 86	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 180.86$	180 . 86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 194.82$	194 . 82	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 180.86$	180 . 86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 318.01$	318 . 01	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 422.71$	422 . 71	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 361.73 - 170.24$	191 . 49	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 437.11 - 170.24$	266 . 87	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 542.59 - 351.10$	191 . 49	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 597.67 - 351.10$	246 . 57	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 723.46 - 531.96$	191 . 49	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 717.58 - 531.96$	185 . 61	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 361.73 - 170.24$	191 . 49	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 394.10 - 170.24$	223 . 86	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 539.16 - 351.10$	188 . 06	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 575.99 - 351.10$	224 . 88	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 723.46 - 531.96$	191 . 49	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 901.13 - 531.96$	369 . 17	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	112 . 33	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 180.86$	180 . 86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 194.82$	194 . 82	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 180.86$	180 . 86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 318.01$	318 . 01	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 422.71$	422 . 71	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 361.73 - 180.86$	180 . 86	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 446.86 - 180.86$	266 . 00	Ame du poteau - traction - groupe

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 542.59 - 351.10$	191.49	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 605.65 - 351.10$	254.55	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 723.46 - 531.96$	191.49	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 732.84 - 531.96$	200.88	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 904.32 - 712.83$	191.49	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 825.16 - 712.83$	112.33	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 361.73 - 180.86$	180.86	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 404.20 - 180.86$	223.34	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 542.59 - 351.10$	191.49	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 586.09 - 351.10$	234.99	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 718.88 - 531.96$	186.92	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 767.98 - 531.96$	236.02	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 904.32 - 712.83$	191.49	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1093.13 - 712.83$	380.30	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min}(F_{t6,Rd,comp})$	64.79	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 180.86$	180.86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 194.82$	194.82	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 180.86$	180.86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 318.01$	318.01	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 422.71$	422.71	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 361.73 - 112.33$	249.40	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 382.78 - 112.33$	270.45	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 542.59 - 293.19$	249.40	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 578.08 - 293.19$	284.89	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 723.46 - 463.43$	260.03	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 711.08 - 463.43$	247.65	Ame du poteau - traction - groupe

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 904.32 - 644.29$	260.03	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 815.16 - 644.29$	170.87	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1085.18 - 825.16$	260.03	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 889.95 - 825.16$	64.79	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 361.73 - 112.33$	249.40	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 433.43 - 112.33$	321.10	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 542.59 - 293.19$	249.40	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 645.63 - 293.19$	352.44	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 723.46 - 463.43$	260.03	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 827.52 - 463.43$	364.09	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 904.32 - 644.29$	260.03	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1009.41 - 644.29$	365.12	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1085.18 - 825.16$	260.03	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1334.56 - 825.16$	509.40	Ame de la poutre - traction - groupe

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	532	180.86	180.86	194.82	180.86	318.01	180.86	422.71
2	442	180.86	180.86	194.82	180.86	318.01	180.86	422.71
3	352	170.24	180.86	194.82	180.86	318.01	180.86	422.71
4	262	180.86	180.86	194.82	180.86	318.01	180.86	422.71
5	142	112.33	180.86	194.82	180.86	318.01	180.86	422.71
6	72	64.79	180.86	194.82	180.86	318.01	180.86	422.71

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION N_{j,Rd}

$$N_{j,Rd} = \sum F_{tj,Rd}$$

$$N_{j,Rd} = 889.95 \quad [\text{KN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la traction} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.15 < 1.00 \quad \text{Vérfifié} \quad (0.15)$$

Résistance de l'assemblage à la flexion

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	180 . 86	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 180.86$	180 . 86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 194.82$	194 . 82	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 180.86$	180 . 86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 318.01$	318 . 01	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 422.71$	422 . 71	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 744.17$	744 . 17	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 799.62$	799 . 62	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 920.04$	920 . 04	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 541.93$	541 . 93	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	180 . 86	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 180.86$	180 . 86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 194.82$	194 . 82	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 180.86$	180 . 86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 318.01$	318 . 01	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 422.71$	422 . 71	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 744.17 - 180.86$	563 . 31	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 799.62 - 180.86$	618 . 75	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 920.04 - 180.86$	739 . 17	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 541.93 - 180.86$	361 . 07	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 361.73 - 180.86$	180 . 86	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 393.03 - 180.86$	212 . 17	Ame du poteau - traction - groupe

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 361.73 - 180.86$	180.86	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 507.04 - 180.86$	326.17	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 150.25 \quad [\text{KN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	180.86	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 180.86$	180.86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 194.82$	194.82	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 180.86$	180.86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 318.01$	318.01	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 422.71$	422.71	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 744.17 - 331.11$	413.06	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 799.62 - 331.11$	468.51	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 920.04 - 331.11$	588.93	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 541.93 - 331.11$	210.82	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 361.73 - 150.25$	211.48	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 407.28 - 150.25$	257.04	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 542.59 - 331.11$	211.48	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 561.35 - 331.11$	230.24	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 351.10 - 150.25$	200.85	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 363.78 - 150.25$	213.53	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 542.59 - 331.11$	211.48	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 688.93 - 331.11$	357.82	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 119.63 \quad [\text{KN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 119.63 \quad [\text{KN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)] \text{ FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	91.19	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 180.86$	180.86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 194.82$	194.82	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 180.86$	180.86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 318.01$	318.01	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 422.71$	422.71	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 744.17 - 450.74$	293.43	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 799.62 - 450.74$	348.88	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 920.04 - 450.74$	469.30	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 541.93 - 450.74$	91.19	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 361.73 - 119.63$	242.10	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 437.11 - 119.63$	317.48	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 542.59 - 269.88$	272.72	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 597.67 - 269.88$	327.80	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 723.46 - 450.74$	272.72	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 717.58 - 450.74$	266.84	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 361.73 - 119.63$	242.10	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 394.10 - 119.63$	274.47	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 539.16 - 269.88$	269.29	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 575.99 - 269.88$	306.11	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 723.46 - 450.74$	272.72	Platine d'about - traction - groupe

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 901.13 - 450.74$	450.39	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 89.01 \quad [\text{KN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 89.01 \quad [\text{KN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)] \text{ FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	2.18	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 180.86$	180.86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 194.82$	194.82	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 180.86$	180.86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 318.01$	318.01	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 422.71$	422.71	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ti,Rd} = 744.17 - 539.75$	204.42	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 799.62 - 539.75$	259.87	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 920.04 - 539.75$	380.29	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 541.93 - 539.75$	2.18	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 361.73 - 89.01$	272.72	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 446.86 - 89.01$	357.85	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 542.59 - 208.64$	333.95	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 605.65 - 208.64$	397.01	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 723.46 - 358.89$	364.57	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 732.84 - 358.89$	373.96	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 904.32 - 539.75$	364.57	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 825.16 - 539.75$	285.41	Ame du poteau - traction - groupe

Chapitre IX : Etude Des Assemblages

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 361.73 - 89.01$	272.72	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 404.20 - 89.01$	315.19	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 542.59 - 208.64$	333.95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 586.09 - 208.64$	377.45	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 718.88 - 358.89$	360.00	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 767.98 - 358.89$	409.09	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 904.32 - 539.75$	364.57	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1093.13 - 539.75$	553.38	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	0.00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 180.86$	180.86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 194.82$	194.82	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 180.86$	180.86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 318.01$	318.01	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 422.71$	422.71	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\beta} - \sum 1^5 F_{ti,Rd} = 744.17 - 541.93$	202.24	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 799.62 - 541.93$	257.68	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 920.04 - 541.93$	378.10	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 541.93 - 541.93$	0.00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 361.73 - 2.18$	359.55	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 382.78 - 2.18$	380.59	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 542.59 - 91.19$	451.40	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 578.08 - 91.19$	486.89	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 723.46 - 210.82$	512.63	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 711.08 - 210.82$	500.26	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 904.32 - 361.07$	543.25	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 815.16 - 361.07$	454.09	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1085.18 - 541.93$	543.25	Aile du poteau - traction - groupe

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 889.95 - 541.93$	348.02	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 361.73 - 2.18$	359.55	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 433.43 - 2.18$	431.24	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 542.59 - 91.19$	451.40	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 645.63 - 91.19$	554.44	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 723.46 - 210.82$	512.63	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 827.52 - 210.82$	616.70	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 904.32 - 361.07$	543.25	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1009.41 - 361.07$	648.34	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1085.18 - 541.93$	543.25	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1334.56 - 541.93$	792.63	Ame de la poutre - traction - groupe

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	532	180.86	180.86	194.82	180.86	318.01	180.86	422.71
2	442	150.25	180.86	194.82	180.86	318.01	180.86	422.71
3	352	119.63	180.86	194.82	180.86	318.01	180.86	422.71
4	262	89.01	180.86	194.82	180.86	318.01	180.86	422.71
5	142	2.18	180.86	194.82	180.86	318.01	180.86	422.71
6	72	-	180.86	194.82	180.86	318.01	180.86	422.71

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 228.18 \text{ [KN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.59 < 1.00 \quad \text{Vérfié} \quad (0.59)$$

Vérification de l'interaction M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1 \quad [6.2.5.1.(3)]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0.73 < 1.00 \quad \text{Vérfié} \quad (0.73)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$\alpha_v =$	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]
$F_{v,Rd} =$	71.90 [KN]	Résistance d'un boulon au cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max} =$	90.43 [KN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int} =$	186.88 [KN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext} =$	186.88 [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	180.86	26.52	180.86	106.21	132.74	68.42
2	180.86	26.52	150.25	88.23	114.76	78.63
3	170.24	24.96	119.63	70.25	95.22	89.73
4	180.86	26.52	89.01	52.27	78.79	99.05
5	112.33	16.47	2.18	1.28	17.75	133.72
6	64.79	9.50	0.00	0.00	9.50	138.40

- $F_{tj,Rd,N}$ – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (\eta_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 \eta_h F_{t,Rd,max})), \eta_h F_{v,Rd}, \eta_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = \eta_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 607.95 \quad \text{[KN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0.09 < 1.00$$

Vérifié

$$(0.09)$$

Résistance des soudures

$A_w =$	124.88	[Cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	75.26	[Cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	49.62	[Cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	56312.93	[Cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} =$	55.37	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	49.58	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{II} =$	10.89	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0.80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	110.74 < 365.00	Vérifié	(0.30)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	100.95 < 365.00	Vérifié	(0.28)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	55.37 < 262.80	Vérifié	(0.21)

Rigidité de l'assemblage

L'effort axial dans la poutre dépasse 5% de résistance $N_{pl,Rd}$. Conformément au point 6.3.1.(4), la rigidité de l'assemblage ne peut pas être calculée.

Composant le plus faible :

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

<b style="color: green;">Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio 0.73
--	------------

IX .2. Assemblage traverse-traverse (Assemblage du faitage) :

Introduction

L'assemblage du faitage est souvent conçu de la même manière que l'assemblage au niveau du jarret (voir la figure IX.2). Si la portée du portique ne dépasse pas certaines limites pour le transport (environ 16 m), l'assemblage du faitage peut être réalisé en usine, hors chantier, permettant ainsi des économies.

(Résultat par le logiciel robot).

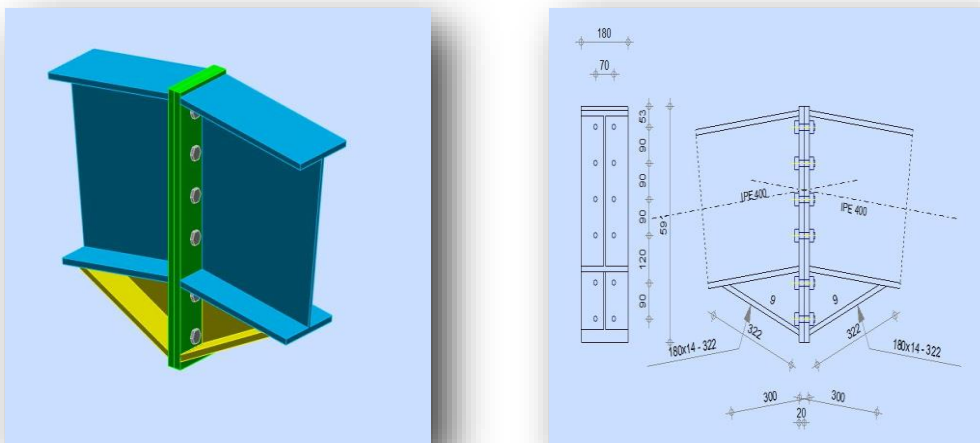
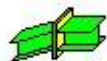


Figure. IX.2. Assemblage poutre-poutre (travers).

IX .2.1. Note de calcul : (avec logiciel robot)



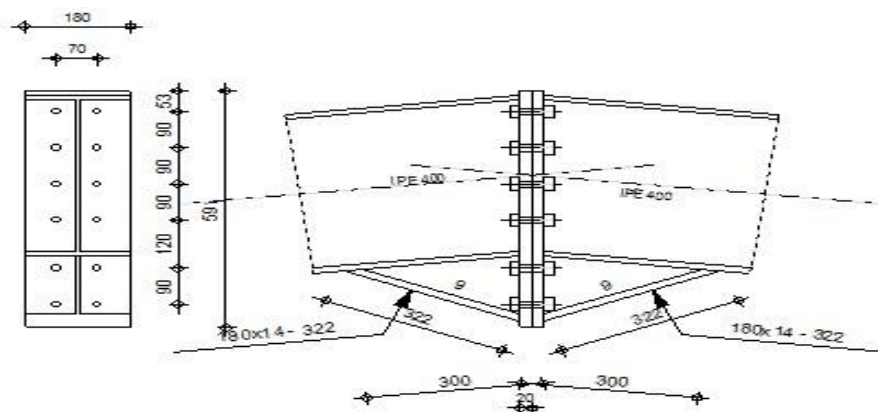
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

NF EN 1993-1-8 :2005/NA :2007/AC :2009



Ratio
0.63



Général

Assemblage N° : 2

Nom de l'assemblage : Poutre - poutre

Géométrie

Gauche

Poutre

Profilé : IPE 400

- $\alpha = -173.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
- $h_{bl} = 400$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
- $b_{fbl} = 180$ [mm] Largeur de la section de la poutre
- $t_{wbl} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
- $t_{fbl} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
- $r_{bl} = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
- $A_{bl} = 84.46$ [Cm²] Aire de la section de la poutre
- $I_{xbl} = 23128.40$ [Cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau : ACIER

$f_{yb} = 235.00$ [MPa] Résistance

Droite

Poutre

Profilé : IPE 400

$\alpha = -7.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{br} = 400$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbr} = 180$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbr} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbr} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{br} = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{br} = 84.46$ [Cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbr} = 23128.40$ [Cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau : ACIER

$f_{yb} = 235.00$ [MPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
Classe = 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 113.04$ [KN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 53$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 70$ [mm]
Entraxe $p_i = 90 ; 90 ; 90 ; 120 ; 90$ [mm]

Platine

$h_{pr} = 591$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_{pr} = 180$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{pr} = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
Matériau : ACIER
 $f_{ypr} = 235.00$ [MPa] Résistance

Jarret inférieur

$w_{rd} =$	180	[mm]	Largeur de la platine
$t_{frd} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_{rd} =$	160	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_{rd} =$	300	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha_d =$	22.5	[Deg]	Angle d'inclinaison

Matériau : ACIER

$f_{ybu} =$ 235.00 [MPa] Résistance

Soudures d'angle

$a_w =$	5	[mm]	Soudure âme
$a_r =$	8	[mm]	Soudure semelle
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1.25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1.10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Etat limite : ultime

Cas : Calculs manuels

$M_{b1,Ed} =$	133.95	[KN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	54.03	[KN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	130.48	[KN]	Effort axial dans la poutre droite

Résultats

Résistances de la poutre

TRACTION

$A_b = 84.46$ [Cm²] Aire de la section EN1993-1-1 : [6.2.3]

$$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{tb,Rd} = 1984.81$ [KN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1 : [6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 57.09$ [Cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1 : [6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 774.60$ [KN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1 : [6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0.07 < 1.00 Vérfié (0.07)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1307.15$ [Cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1 : [6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 307.18$ [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

$W_{pl} = 2031.39$ [Cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1 : [6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 477.38$ [KN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1 : [6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 477.38$ [KN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1 : [6.2.5]

$h_f = 549$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 870.13$ [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 INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale :

$\beta = 7.0$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 22.5$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$\beta =$	7.0 [Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$b_{eff,c,wb} =$	224 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vb} =$	42.69 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1 : [6.2.6.(3)]
$\omega =$	0.89	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	80.40 [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)]
$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			
$F_{c,wb,Rd1} =$	753.56 [KN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Flambement :

$d_{wb} =$	331 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0.99	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0.81	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			
$F_{c,wb,Rd2} =$	609.18 [KN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale :

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1} , F_{c,wb,Rd2})$			
$F_{c,wb,Rd,low} =$	609.18 [KN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	25	-	55	-	90	157	200	157	200	169	161	161	161
2	25	-	55	-	90	157	169	157	169	180	90	90	90
3	25	-	55	-	90	157	169	157	169	180	90	90	90
4	25	-	55	-	105	157	169	157	169	210	105	105	105
5	25	-	55	-	105	157	169	157	169	210	105	105	105
6	25	-	55	-	90	157	169	157	169	169	129	129	129

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 à la traction

$F_{t,Rd} = 113 \cdot 04$ [KN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 264 \cdot 20$ [KN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4], [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5], [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	226.08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 226.08$	226.08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 318.01$	318.01	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528.39$	528.39	Boulons au cisaillement/poinçonnement

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	226.08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226.08$	226.08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 318.01$	318.01	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528.39$	528.39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 452.16 - 226.08$	226.08	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 507.04 - 226.08$	280.96	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	137.70	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226.08$	226.08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 318.01$	318.01	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528.39$	528.39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 401.34 - 226.08$	175.26	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 363.78 - 226.08$	137.70	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 661.14 - 452.16$	208.98	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 688.93 - 452.16$	236.77	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	212 . 21	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 226.08$	226 . 08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 318.01$	318 . 01	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528.39$	528 . 39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 413.85 - 137.70$	276 . 15	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 394.10 - 137.70$	256 . 39	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 614.52 - 363.78$	250 . 74	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 575.99 - 363.78$	212 . 21	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 874.32 - 589.86$	284 . 46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 901.13 - 589.86$	311 . 27	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	212 . 21	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 226.08$	226 . 08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 318.01$	318 . 01	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528.39$	528 . 39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 426.36 - 212.21$	214 . 16	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 424.41 - 212.21$	212 . 21	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 627.03 - 349.91$	277 . 13	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 606.30 - 349.91$	256 . 39	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 827.71 - 575.99$	251 . 72	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 788.19 - 575.99$	212 . 21	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1087.50 - 802.07$	285 . 44	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1113.34 - 802.07$	311 . 27	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	226.08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 226.08$	226.08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 318.01$	318.01	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528.39$	528.39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 446.77 - 212.21$	234.56	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 473.85 - 212.21$	261.64	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 659.95 - 424.41$	235.54	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 686.05 - 424.41$	261.64	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 860.62 - 562.11$	298.51	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 867.94 - 562.11$	305.83	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1061.29 - 788.19$	273.10	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1049.83 - 788.19$	261.64	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1321.09 - 1014.27$	306.82	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1374.98 - 1014.27$	360.71	Ame de la poutre - traction - groupe

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	513	226.08	-	-	226.08	318.01	226.08	528.39
2	423	226.08	-	-	226.08	318.01	226.08	528.39
3	333	137.70	-	-	226.08	318.01	226.08	528.39
4	243	212.21	-	-	226.08	318.01	226.08	528.39
5	123	212.21	-	-	226.08	318.01	226.08	528.39
6	33	226.08	-	-	226.08	318.01	226.08	528.39

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION N_{j,Rd}

$$N_{j,Rd} = \sum F_{tj,Rd}$$

$$N_{j,Rd} = 1240.35 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la traction} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.11 < 1.00 \quad \text{Vérfié} \quad (0.11)$$

Résistance de l'assemblage à la flexion

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	226.08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 226.08$	226.08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 318.01$	318.01	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528.39$	528.39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 870.13$	870.13	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 609.18$	609.18	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	226.08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226.08$	226.08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 318.01$	318.01	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528.39$	528.39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 870.13 - 226.08$	644.05	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 609.18 - 226.08$	383.10	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 452.16 - 226.08$	226.08	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 507.04 - 226.08$	280.96	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} \cdot h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 186.40 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	177.38	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226.08$	226.08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 318.01$	318.01	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528.39$	528.39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 870.13 - 412.48$	457.65	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 609.18 - 412.48$	196.70	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 401.34 - 186.40$	214.95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 363.78 - 186.40$	177.38	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 661.14 - 412.48$	248.66	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 688.93 - 412.48$	276.45	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 146.71 \quad [\text{KN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 146.71 \quad [\text{KN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)] \text{ FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	49.99	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 226.08$	226.08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 318.01$	318.01	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528.39$	528.39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 870.13 - 559.19$	310.94	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 609.18 - 559.19$	49.99	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 413.85 - 146.71$	267.14	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 394.10 - 146.71$	247.38	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 614.52 - 333.11$	281.42	Platine d'about - traction - groupe

Chapitre IX : Etude Des Assemblages

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 575.99 - 333.11$	242.88	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 874.32 - 559.19$	315.13	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 901.13 - 559.19$	341.94	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	0.00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 226.08$	226.08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 318.01$	318.01	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528.39$	528.39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 870.13 - 609.18$	260.95	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 609.18 - 609.18$	0.00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 426.36 - 49.99$	376.37	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 424.41 - 49.99$	374.42	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 627.03 - 196.70$	430.33	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 606.30 - 196.70$	409.60	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 827.71 - 383.10$	444.61	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 788.19 - 383.10$	405.09	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1087.50 - 609.18$	478.32	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1113.34 - 609.18$	504.16	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	513	226.08	-	-	226.08	318.01	226.08	528.39
2	423	186.40	-	-	226.08	318.01	226.08	528.39
3	333	146.71	-	-	226.08	318.01	226.08	528.39

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}
4	243	49.99	-	-	226.08	318.01	226.08	528.39
5	123	-	-	-	226.08	318.01	226.08	528.39
6	33	-	-	-	226.08	318.01	226.08	528.39

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 255.66 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.52 < 1.00 \quad \text{Vérfié} \quad (0.52)$$

Vérification de l'interaction M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1 \quad [6.2.5.1.(3)]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0.63 < 1.00 \quad \text{Vérfié} \quad (0.63)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0.60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0.93 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 89.27 \text{ [KN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 113.04 \text{ [KN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 233.60 \text{ [KN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 227.98 \text{ [KN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	226.08	23.78	226.08	118.45	142.23	98.31
2	226.08	23.78	186.40	97.66	121.44	110.04
3	137.70	14.49	146.71	76.87	91.35	127.01
4	212.21	22.32	49.99	26.19	48.52	151.18
5	212.21	22.32	0.00	0.00	22.32	165.95

Chapitre IX : Etude Des Assemblages

Nr	$F_{t,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
6	226.08	23.78	0.00	0.00	23.78	165.13

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{j,Rd} = 817.61 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0.07 < 1.00$$

Vérfifié

$$(0.07)$$

Résistance des soudures

$$A_w = 123.10 \quad [\text{Cm}^2] \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 75.26 \quad [\text{Cm}^2] \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 47.83 \quad [\text{Cm}^2] \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 52641.19 \quad [\text{Cm}^4] \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 58.00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 51.76 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 11.30 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0.80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 116.00 < 365.00 \quad \text{Vérfifié} \quad (0.32)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 105.35 < 365.00 \quad \text{Vérfifié} \quad (0.29)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 58.00 < 262.80 \quad \text{Vérfifié} \quad (0.22)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp\max}^2 + 3^*(\tau_{\perp\max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$$

$$116.00 < 365.00$$

Vérfifié

(0.32)

Rigidité de l'assemblage

L'effort axial dans la poutre dépasse 5% de résistance $N_{pl,Rd}$. Conformément au point 6.3.1.(4), la rigidité de l'assemblage ne peut pas être calculée.

Composant le plus faible :

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0.63
--	-------	------

IX.3. Assemblage des pieds de poteaux :

Introduction :

Le pied du poteau de portique est souvent conçu de la façon la plus simple possible, avec de plus grandes tolérances, pour faciliter l'interface entre les ouvriers du béton et ceux de la charpente métallique. Dans la plupart des cas, il est conçu comme une articulation pour faire en sorte que les dimensions de la fondation soient les plus faibles possible. Il est important de s'assurer de la résistance aux efforts horizontaux. Il est possible d'utiliser des pieds de poteau encastrés, mais seulement s'il existe des informations fiables sur les caractéristiques du sol. Bien que normalement le pied soit de type articulé, il est préférable de prévoir quatre boulons d'ancrage (**figure IX.3**) pour des raisons de sécurité, car ils empêchent les poteaux de se renverser en phase provisoire de montage.

(Résultat par le logiciel robot).

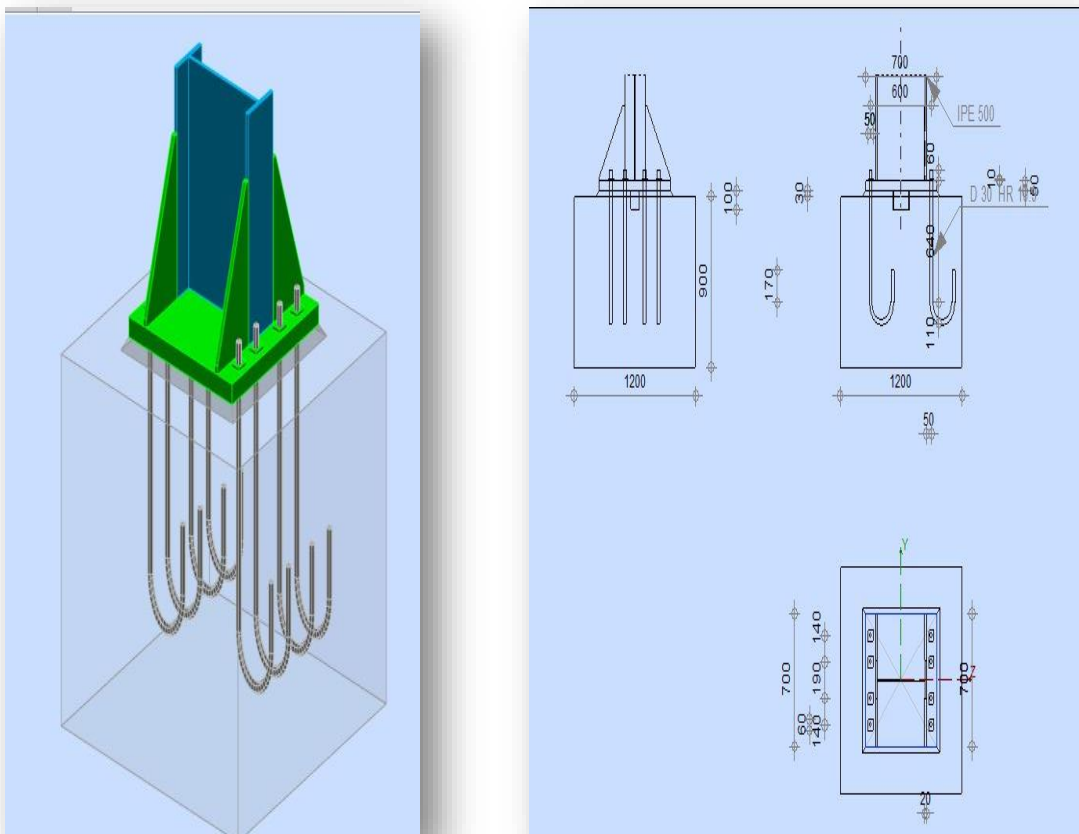




Figure. IX. 3. Assemblage pied de poteau.

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	



Général

Assemblage N° : 3

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Géométrie

Poteau

Profilé : IPE 500
 $L_c = 5.00$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 500$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 200$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 16$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 21$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 115.52$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 48198.50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : ACIER

$f_{yc} = 235.00$ [MPa] Résistance

$f_{uc} = 365.00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

Platine de prescellement

$l_{pd} = 700$ [mm] Longueur

$b_{pd} = 700$ [mm] Largeur

$t_{pd} = 50$ [mm] Epaisseur

Matériau : ACIER E24

$f_{ypd} = 215.00$ [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 = HR 10.9 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 900.00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 1200.00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 30$ [mm] Diamètre du boulon

$A_s = 5.61$ [Cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 7.07$ [Cm²] Aire de la section du boulon

$n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 4$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 600$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 190 ; 140$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$ [mm]

$L_2 = 640$ [mm]

$L_3 = 220$ [mm]

$L_4 = 170$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 50$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 60$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

Bêche

Profilé: IPE 160

$l_w = 100$ [mm] Longueur

Matériau: ACIER

$f_{yw} = 235.00$ [MPa] Résistance

Raidisseur

$w_s = 700$ [mm] Largeur

$h_s = 400$ [mm] Hauteur

$t_s = 20$ [mm] Epaisseur

$d_1 = 20$ [mm] Grugeage

$d_2 = 20$ [mm] Grugeage

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1.50$ Coefficient de sécurité partiel

Semelle isolée

$L = 1200$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 1200$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 900$ [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

$a_p = 6$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 6$ [mm] Bêche

$a_s = 6$ [mm] Raidisseurs

Efforts

Cas : Calculs manuels

$N_{j,Ed} = -275.00$ [KN] Effort axial
 $V_{j,Ed,z} = 137.00$ [KN] Effort tranchant
 $M_{j,Ed,y} = 182.00$ [KN*m] Moment fléchissant

Résultats

Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 16.67$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1 : [3.1.6.(1)]
 $f_j = 19.05$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]
 $c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$
 $c = 97$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]
 $b_{eff} = 210$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]
 $l_{eff} = 394$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]
 $A_{c0} = 827.23$ [Cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1 : [6.7.(3)]
 $A_{c1} = 7445.06$ [Cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1 : [6.7.(3)]
 $F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$
 $F_{rd,u} = 4136.14$ [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)]
 $f_{jd} = \beta_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$
 $f_{jd} = 33.33$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]
 $A_{c,n} = 3527.66$ [Cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]
 $A_{c,y} = 1489.80$ [Cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]
 $F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$
 $F_{c,Rd,n} = 11758.87$ [KN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]
 $F_{c,Rd,y} = 4966.01$ [KN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1.00$ Classe de la section EN 1993-1-1 : [5.5.2]
 $W_{pl,y} = 6994.12$ [Cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1 : [6.2.5.(2)]
 $M_{c,Rd,y} = 1643.62$ [KN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1 : [6.2.5]
 $h_{f,y} = 484$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$
 $F_{c,fc,Rd,y} = 3395.91$ [KN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$$N_{j,Rd} = 11758.87 \quad [\text{KN}] \quad \text{Résistance de la semelle à l'effort axial} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$$F_{C,Rd,y} = 3395.91 \quad [\text{KN}] \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

Zone tendue

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$$A_b = 5.61 \quad [\text{Cm}^2] \quad \text{Aire de section efficace du boulon} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$f_{ub} = 1200.00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\text{Beta} = 0.85 \quad \text{Coefficient de réduction de la résistance du boulon} \quad [3.6.1.(3)]$$

$$F_{t,Rd,s1} = \text{beta} \cdot 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd,s1} = 412.00 \quad [\text{KN}] \quad \text{Résistance du boulon à la rupture} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\gamma_{Ms} = 1.20 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.2]}$$

$$f_{yb} = 900.00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Limite de plasticité du matériau du boulon} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$$

$$F_{t,Rd,s2} = 420.75 \quad [\text{KN}] \quad \text{Résistance du boulon à la rupture} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$$F_{t,Rd,s} = 412.00 \quad [\text{KN}] \quad \text{Résistance du boulon à la rupture}$$

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$$f_{ck} = 25.00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Résistance caractéristique du béton à la compression} \quad \text{EN 1992-1 : [3.1.2]}$$

$$f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_C$$

$$f_{ctd} = 1.20 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Résistance de calcul à la traction} \quad \text{EN 1992-1 : [8.4.2.(2)]}$$

$$\eta_1 = 1.00 \quad \text{Coef. Dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence} \quad \text{EN 1992-1 : [8.4.2.(2)]}$$

$$\eta_2 = 1.00 \quad \text{Coef. Dépendant du diamètre du boulon d'ancrage} \quad \text{EN 1992-1 : [8.4.2.(2)]}$$

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

$$f_{bd} = 2.69 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Adhérence de calcul admissible} \quad \text{EN 1992-1 : [8.4.2.(2)]}$$

$$h_{ef} = 640 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad \text{EN 1992-1 : [8.4.2.(2)]}$$

$$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$$

$$F_{t,Rd,p} = 162.45 \quad [\text{KN}] \quad \text{Résistance de calc. Pour le soulèvement} \quad \text{EN 1992-1 : [8.4.2.(2)]}$$

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$$h_{ef} = 243 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 142.34$ [KN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$s_{cr,N} = 730$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.4]

$c_{cr,N} = 365$ [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.4]

$A_{c,N0} = 15960.00$ [Cm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.4]

$A_{c,N} = 14400.00$ [Cm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.4]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$\psi_{A,N} = 0.90$ Coef. Dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.4]

$c = 300$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.4]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$\psi_{s,N} = 0.95$ Coef. Dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [9.2.4]

$\psi_{rec,N} = 1.00$ Coef. Dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [9.2.4]

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$$

$\psi_{re,N} = 1.00$ Coef. Dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation CEB [9.2.4]

$\psi_{ucr,N} = 1.00$ Coef. Dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.4]

$\gamma_{Mc} = 2.16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{rec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$F_{t,Rd,c} = 56.2$ [KN Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de
= 8] béton EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 640$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.5]

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 607.16$ [KN] Résistance de calc. Pour le soulèvement CEB [9.2.5]

$s_{cr,N} = 1280$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.5]

$c_{cr,N} = 640$ [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.5]

$A_{c,N0} = 32900.00$ [cm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.5]

$A_{c,N} = 14400.00$ [cm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.5]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$\psi_{A,N} = 0.44$ Coef. Dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.5]

$c = 300$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.5]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$\psi_{s,N} = 0.84$ Coef. Dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [9.2.5]

$\psi_{rec,N} = 1.00$ Coef. Dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [9.2.5]

$\psi_{s,N} = 0.84$ Coef. Dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [9.2.5]

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$$

$\psi_{re,N} = 1.00$ Coef. Dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation CEB [9.2.5]

$\psi_{ucr,N} = 1.00$ Coef. Dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.5]

$$\psi_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$$

$\psi_{h,N} = 0.79$ Coef. Dépendant de la hauteur de la fondation CEB [9.2.5]

$\gamma_{M,sp} = 2.16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$$

$F_{t,Rd,sp} = 81.78$ [KN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fengage du béton CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$F_{t,Rd} = 56.28$ [KN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{i,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 213$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 213$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 43$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 28.58$ [KN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 28.58$ [KN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 2645.39$ [KN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 733.94$ [KN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 225.13$ [KN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]

$$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$F_{t,pl,Rd,y} = 225.13$ [KN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$F_{T,Rd,y} = 225.13$ [KN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0.02 < 1.00	Vérfifié	(0.02)
---------------------------------------	-------------	-----------------	--------

$e_y = 662$ [mm] Excentricité de l'effort axial [6.2.8.3]

$z_{c,y} = 242$ [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)]

$e_y =$	662 [mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$M_{j,Rd,y} =$	192.35 [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)	0.95 < 1.00	Vérfifié	(0.95)

Cisaillement

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} =$	0.52	Coef. D'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} =$	0.52	Coef. Pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} =$	2.50	Coef. D'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$			
$F_{1,vb,Rd,z} =$	570.31 [KN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b =$	0.25	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)]
$f_{ub} =$	1200.00 [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)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$			
$F_{2,vb,Rd} =$	168.29 [KN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]
$\alpha_M =$	2.00	Coef. Dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} =$	3.13 [KN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} =$	70 [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} =$	1.20	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$			
$F_{v,Rd,sm} =$	74.42 [KN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} =$	121.57 [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]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,cp} =$	112.56 [KN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

Chapitre IX : Etude Des Assemblages

$V_{Rk,c,z}^0$	540.5 [KN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB
=	1]		[9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z}$	= 0.81	Coef. Dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z}$	= 1.00	Coef. Dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z}$	= 0.94	Coef. D'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z}$	= 1.00	Coef. D'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z}$	= 1.00	Coef. Dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z}$	= 1.00	Coef. Dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
γ_{Mc}	= 2.16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,z} = 191.47$ [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)]

$N_{c,Ed} = 275.00$ [KN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$$

$F_{f,Rd} = 82.50$ [KN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * l_w * b_{wz} * f_{ck} / \gamma_c$$

$F_{v,Rd,wg,z} = 191.33$ [KN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,z} = 869.18$ [KN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ 0.16 < 1.00 Vérfié (0.16)

Contrôle des raidisseurs

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 21.90$ [KN*m] Moment fléchissant du raidisseur

$Q_1 = 175.22$ [KN] Effort tranchant du raidisseur

$z_s = 96$ [mm] Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)

$I_s = 38825.37$ [Cm⁴] Moment d'inertie du raidisseur

$\sigma_d = 2.57$ [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1 : [6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 19.99$ [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1 : [6.2.1.(5)]

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 =$	21.90 [KN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$\tau =$	21.90 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1 : [6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	38.02 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1 : [6.2.1.(5)]

$$\text{Max} (\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0 \quad (6.1) \quad 0.18 < 1.00 \quad \text{Vérfié} \quad (0.18)$$

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} =$	36.99 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	36.99 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	0.00 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	24.39 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0.85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0.14 < 1.00 \quad \text{Vérfié} \quad (0.14)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0.22 < 1.00 \quad \text{Vérfié} \quad (0.22)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0.23 < 1.00 \quad \text{Vérfié} \quad (0.23)$$

Soudures verticales des raidisseurs

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	48.40 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	48.40 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	36.51 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	115.62 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0.85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\text{Max} (\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0.34 < 1.00 \quad \text{Vérfié} \quad (0.34)$$

Soudures horizontales des raidisseurs

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	41.30 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	41.30 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	70.85 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	147.93 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0.85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\text{Max} (\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0.43 < 1.00 \quad \text{Vérfié} \quad (0.43)$$

Rigidité de l'assemblage

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	210	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	394	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$				
$k_{13,y} =$	34	[mm]	Coef. De rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	213	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	43	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	140	[mm]	Coef. De rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	345	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	3	[mm]	Coef. De rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0.26		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	82475.08	[KN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	607301.10	[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)]

Composant le plus faible :

FONDATION A L'ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0.95
--	-------	------

IX.4. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons possédé la vérification des différents d'assemblage de Structure, est-ce là d'après les résultats obtenus par le logiciel de calcul robot.

Chapitre X
Etude Fondation

Introduction :

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol. Elles transmettent les charges de la superstructure au sol, c'est pourquoi elles constituent une partie très importante puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble de la structure. Le dimensionnement des fondations est fait selon le règlement BAEL91.

X.1.choix du type de fondation :

Choix de type de fondation se fait suivent 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.

Avec un taux de travail admissible du d'assise, il y a de projeter à priori, des fondations superficielles de type

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier évidé.
- Radier général.

❖ Charge à prendre en considération :

ELU :

$$M_{\max} = 182\text{KN.m}$$

$$N_{\max} = 275\text{KN}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}}=2\text{bar}=0.2\text{MPa.}$$

❖ On prendre du type de fondation :

Semelle isolée :

On dimensionne la semelle sous l'effort « N » et la valeur de la contrainte admissible du sol.

$$\frac{N_u}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec :

N_{\max} : effort normal max

S : surface de la semelle en contact avec le sol.

$\sum \sigma_{\text{sol}}$: contrainte admissible du sol.

A : petite dimension de la semelle.

B : grande dimension de la semelle.

$$\frac{N_{max}}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{N_{max}}{\sigma_{sol}} \leq S$$

Suivant la relation relative à l'homothétie des dimensions du la platine de la semelle on a :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A \times b = B \times a \Rightarrow A = \frac{B \times a}{b}$$

$$S = A \times B$$

Suivant l'inégalité de la justification de l'état ultime de résistance vis-à-vis du sol.

$$\frac{N_u}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{N_u}{\sigma_{sol}} \leq B^2 \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_u}{\sigma_{sol}}}$$

Le dimensionnement de la section de la semelle se fera selon logiciel de ROBOT

$a=0.5\text{m}$; $b=0.2\text{m}$; $\Rightarrow A=B \Rightarrow$ semelle rectangle.

- $N_{u,max} = 275 \text{ KN}$
- $M_{u,max} = 182 \text{ KN.m}$

Calcul du longueur (B) de la semelle :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_u}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{275 \times 10^3}{0.2}} = 1172.6 \text{ mm} = 1.2 \text{ m}$$

On adopte $\Rightarrow \mathbf{B=1.2 \text{ m}}$

Par homothéties :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A \times b = B \times a \Rightarrow A = \frac{B \times a}{b} = \frac{1.2 \times 0.5}{0.2} = 3$$

On adopte $\Rightarrow \mathbf{A=3 \text{ m}}$

Calcul de la hauteur (h) de la semelle :

$$\frac{B-b}{4} = 25 \text{ cm} \leq (d_a \text{ et } d_b) \leq \frac{A-a}{4} = 62 \text{ cm}$$

$$\frac{A-a}{4} \Rightarrow \frac{3-0.5}{4} = 0.62\text{m}$$

$$\frac{B-b}{4} \Rightarrow \frac{1.2-0.2}{4} = 0.25\text{m}$$

On prendre $h=40 \text{ cm}$

X.1.1. Calcul de ferrailage (méthode de bielles) :

$$d_b = h - c = 40 - 3 = 37 \text{ cm}$$

$$d_a = h - c - \phi_b = 37 - 1 = 36 \text{ cm}$$

$$A_b = \frac{N_{max}(B-b)}{8 \times d_b \times \sigma_s}$$

$$A_b = \frac{275(1.2-0.2)}{8 \times 0.37 \times 348 \times 10^3} = 2.6 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = \mathbf{3 \text{ cm}^2} \text{ donc on adopte } \mathbf{A=6 \text{ T12} = 6.78 \text{ cm}^2}$$

$$A_a = \frac{N_{max}(A-a)}{8 \times d_a \times \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{275(3-0.5)}{8 \times 0.36 \times 348 \times 10^3} = 6.8 \times 10^{-4} m^2 = 6.8 cm^2$$

Donc on adopte $A_a = 6 \text{ T12} = 6.78 cm^2$

$e \geq 6\phi + 6 = 13.2 cm$ donc on prend $e = 15 cm$

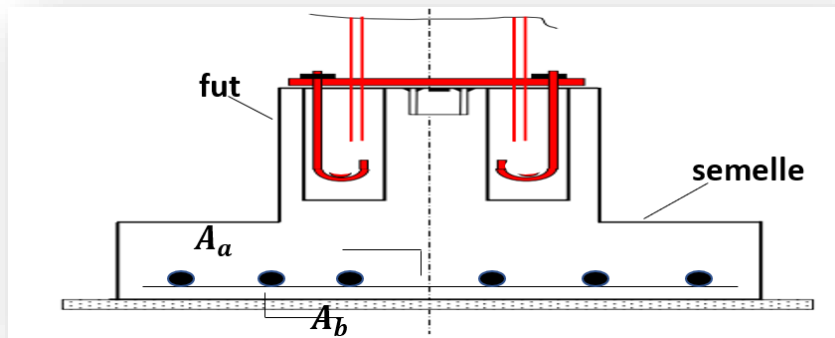


Figure X.1.ferrailage des semelles isolées

X.2.Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entres elles, elles sont soumises à un effort de traction. Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du béton. Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

X.2.1. Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, pour un sol de type S3les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :25cm×30cm.

X.2.1.1. Calcul du ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à

$$F = N_{max} / \alpha \geq 20 KN \dots \dots \dots \text{(p94 de RPA 99 / version 2003)}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient Fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3 et zone sismique IIa ($\alpha = 12$).

Ferrailage :

ELU :

$$N_{max} = 275 KN$$

$$F = N_{max} / \alpha \geq 20 \text{ KN}$$

$$F = N_{max} / \alpha = 22.92 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

X.2.1.2. Ferrailages des longrines :

$$N_{max} = 275 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = 1.34 \times 10^{-4} \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale $A_{min} = 0.6\% B$

$$A_{min} = 0.6\% (25 \times 30) = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_{st} = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilités :

$$A_{st} \geq 0.23 \times (f_t / f_e) \times b \times d$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times (2.1 / 400) \times 25 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 0.90 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

L'espace des cadres :

$$S_t \leq \text{Min} (20 \text{ cm}, 15\phi) \Rightarrow S_t \leq \text{min} (20 \text{ cm}, 15 \times 1.2)$$

$$S_t \leq \text{Min} (20 \text{ cm}, 18 \text{ cm})$$

$$\text{On adopte : } S_t = 15 \text{ cm}$$

Les armatures transversales :

$$\text{On choisit forfaitairement : } \phi t = 8 \text{ mm ; donc on adopte } A = 3 \text{ T8} = 1.51 \text{ cm}^2$$

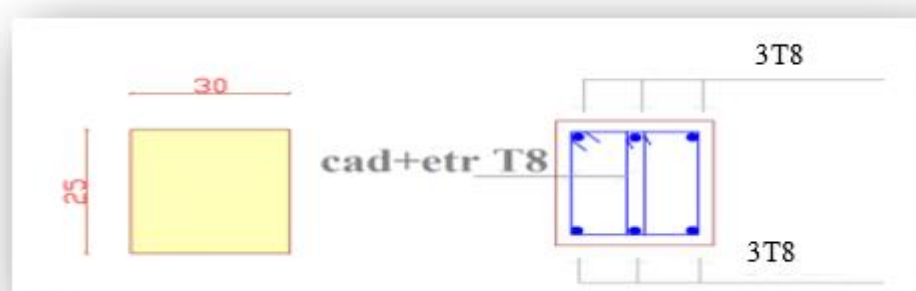


Figure X.2.ferrailage des longrines.

Chapitre XI
Protection Des Structures

Introduction :

L'acier est un matériau incombustible qui perd une partie de sa résistance mécanique quand sa température augmente au-delà de 550 °C. Sa protection passe par des produits rapportés tels que des plaques, des enduits ou des peintures, mais également par des solutions mixtes acier béton.

❖ **Organigramme :**

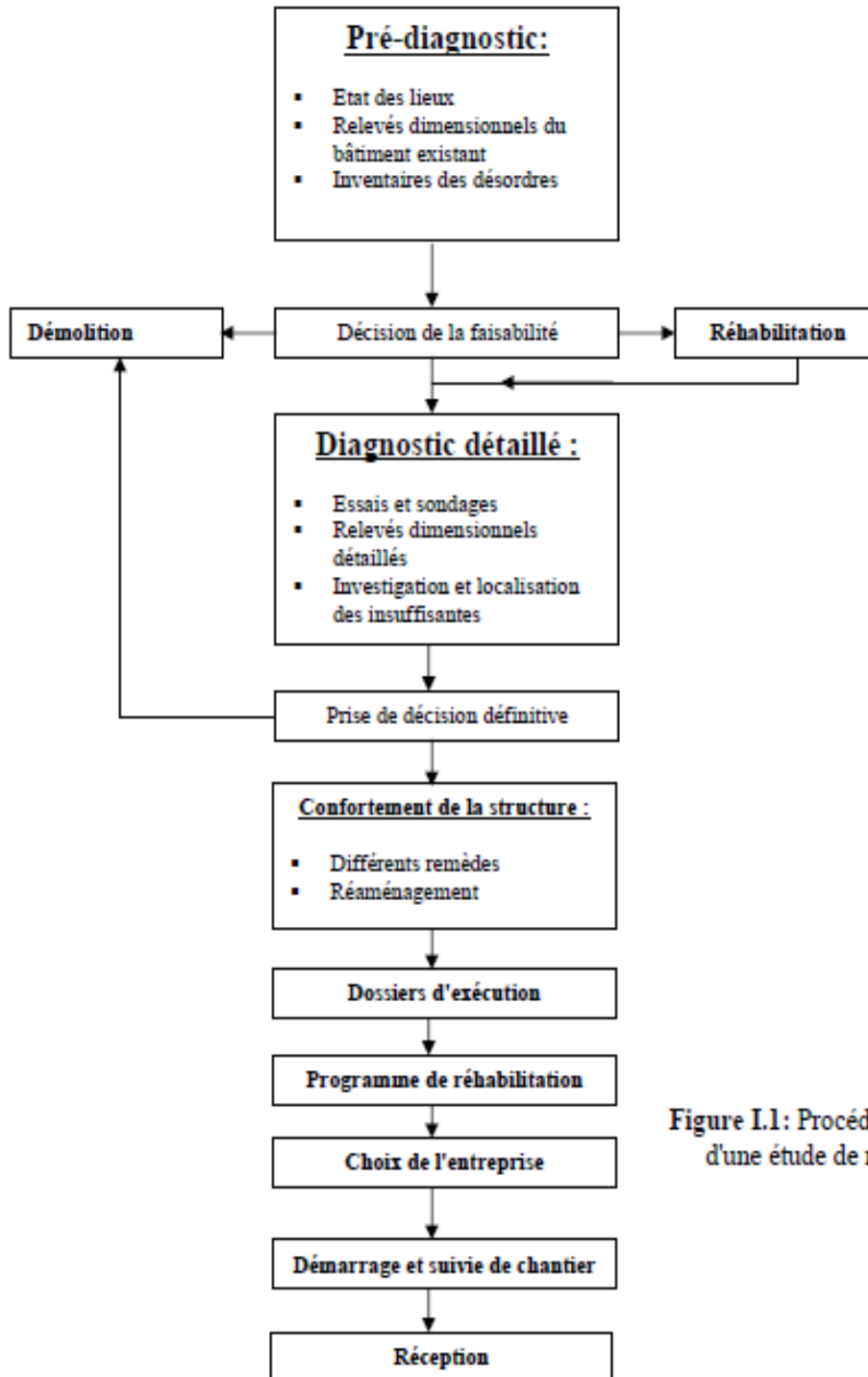


Figure I.1: Procédure d'élaboration d'une étude de réhabilitation.

XI.1. La corrosion :

La **corrosion** désigne l'altération d'un matériau par réaction chimique avec un oxydant (le dioxygène et le cation H^+ en majorité). Il faut en exclure les effets purement mécaniques (cela ne concerne pas, par exemple, la rupture sous l'effet de chocs), mais la corrosion peut se combiner avec les effets mécaniques et donner de la corrosion sous contrainte et de la fatigue-corrosion ; de même, elle intervient dans certaines formes d'usures des surfaces dont les causes sont à la fois physicochimiques et mécaniques.

Les exemples les plus connus sont l'oxydation des métaux à l'air ou dans l'eau : rouille du fer et de l'acier, formation de vert-de-gris sur le cuivre et ses alliages (bronze, laiton). Cependant, la corrosion touche plus largement toutes sortes de matériaux (métaux, céramiques, polymères) dans des environnements variables (milieu aqueux, atmosphère, hautes températures).



Figure XI.2. Corrosion différenciée sur deux métaux plus et moins oxydables.

XI 1.1. Protection contre la corrosion :

Il faut créer sur la surface de la pièce à protéger, une couche protectrice inaltérable et imperméable afin d'isoler le métal du milieu ambiant.

Pour cela il faut préparer cette surface :

- Dégraissage
- Décapage
- Polissage (éventuellement)
- **Les revêtements courants :**
 - a. Huiles et graisses :** (minérales ou neutres, ex : vaseline)
- Stockage et protection (pièces en mouvement)
 - b. Peintures et vernis**

1. Impressions_(couche primaire) réalisent la base d'accrochage de la peinture (minium de plomb, pyrolacée...)

2. Les peintures et vernis (couche de finition) réalisent la couche protectrice :

- A l'huile de lin, mélangée à de l'essence de térébenthine et à des colorants, son durcissement est obtenu par polymérisation de l'huile de lin au contact de l'oxygène de l'air.
- Glycérophtaliques, ont les mêmes composants que ci-dessus avec addition de résine glyptol augmentant la tension et la dureté de la peau.
- Cellulosiques, sont un mélange de résines cellulosiques et d'un diluant durcissant(acétone), le durcissement est obtenu par évaporation du diluant, ces peintures sont très résistantes et faciles à déposer au pistolet
- Les résines (à base de matières plastiques, époxy, épikote), durcissement est obtenu à l'aide d'un produit complémentaire (durcisseur), dureté et résistance exceptionnelles, leur grande souplesse permet de les déposer avant mise en forme de la pièce (ex : casserole TEFAL)
- Les émaux, les pièces sont saupoudrées d'émail (silice pure) et chauffées au four à 800°, il y a vitrification de la couche protectrice très dure mais très fragile.

XI.2. Le feu :

Le principe de développement du feu repose sur la présence de 3 éléments qui sont :

1. Le combustible
2. Le carburant
3. La source de chaleur

L'acier est un matériau incombustible, mais reste un bon conducteur de chaleur, cependant on a aujourd'hui plusieurs moyens efficaces de protéger notre structure contre le feu.



Figure.XI.3. Dégâts cause par le feu sur un hangar.

- **La peinture intumescente :**

Ce produit se présente sous l'aspect d'un film de peinture de 0,5 mm à 4 mm d'épaisseur. Chauffé entre 100° et 200 °C, il gonfle et se transforme en mousse à l'aspect meringué dont l'épaisseur peut atteindre 30 à 40 mm Il provoque alors une isolation thermique des structures. Il est utilisé pour des degrés SF de 30 min, plus rarement pour une SF de 60 min ou 120 min. Produit relativement onéreux, il permet cependant de ne pas altérer la perception visuelle des structures.

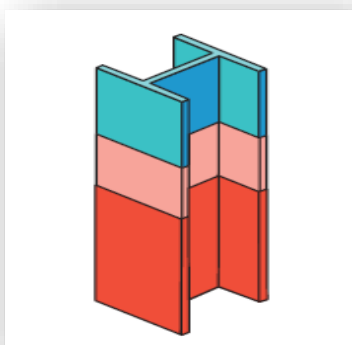


Figure. XI 4. Protection par peinture intumescente.

- **Les produits projetés (flocage) :**

Les produits dits de flocage sont projetés directement sur l'élément. Ils sont généralement composés soit de produits de faible densité (< 250 kg/m³) constitués de fibres minérales agglomérées par un liant, soit de produits pâteux à forte densité (>450 kg/m³) tels que vermiculite, ciment, plâtre, laitier, tous exempts d'amiante. Les enduits pâteux sont le plus souvent préférables aux enduits fibreux. Ils sont appliqués en plusieurs couches. Certains d'entre eux peuvent aussi s'appliquer sur une structure non protégée contre la corrosion. Ces produits peuvent procurer des SF allant jusqu'à 240 min. Secs et compactés par roulage, ils peuvent être peints. Ces matériaux présentent l'inconvénient d'être fragiles (cas des enduits fibreux) et d'un aspect peu esthétique.

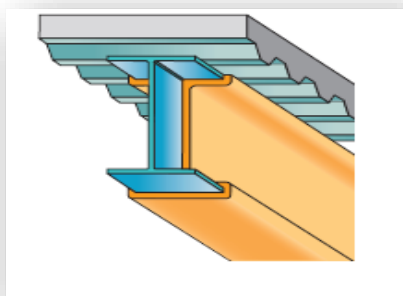


Figure. XI.5. Protection par produits projetés.

▪ **Les produits en plaque :**

- Les produits en plaque forment un caisson isolant autour du profil métallique. Ils sont généralement fabriqués à base de fibres minérales (plaques de faible densité $< 180 \text{ kg/m}^3$) ou de plâtre, vermiculite, ou composants silico-calcaires (plaques de forte densité $> 450 \text{ kg/m}^3$).

- Les plaques sont fixées mécaniquement sur une ossature secondaire propre par vissage ou par collage. Dans les deux cas de figure, une mise en œuvre soignée des joints est nécessaire. Cette technique est particulièrement utilisée pour des profils de section constante. Il est possible d'obtenir jusqu'à 240 min de stabilité au feu.

- Le plâtre est le matériau le plus utilisé parce qu'il est économique, léger, maniable et partiellement composé avec de l'eau de cristallisation qui lui assure son bon comportement au feu. En assurant la protection au feu, il a aussi le mérite de constituer un parement de paroi verticale comme horizontale prêt à la finition. L'utilisation de plaques de plâtre spéciales feu permet de doubler la durée de protection.

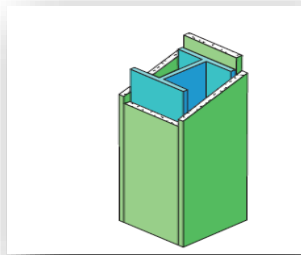


Figure. XI. 6. Protection par produits en plaque.

XI .3. Méthode et techniques de réparation et renforcement :

- _ Réparation par soudage boulonnage et rivetage
- _ Le renforcement par TFC
- _ Renforcement par collage de plats PRFC
- _ Ajout de matière
- _ Les peintures (galvanisation)



Figure. XI.7. Quelques photos des techniques de réparation et renforcement.

XI.4. Conclusion :

Puisque la structure correspond à un hangar, les systèmes de protection les plus appropriés contre la corrosion et le feu sont la protection par peinture (pour la facilité de son exécution) et par plaque (pour des raisons esthétiques).

CONCLUSION GENERALE

Ce modeste travail nous a donné une occasion pour appliquer et approfondir toutes nos connaissances acquises durant le cursus de notre formation de master en génie civil.

La conception d'une structure métallique repose le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tel que les surcharges d'exploitation, la neige, le vent et le séisme.

- L'effet de vent sur une construction métallique est assez prépondérant. Une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. Le calcul était mené conformément au règlement Neige et Vent (RNV99) pour déterminer les actions exercées sur les parois de l'ouvrage. Ensuite on s'est intéressé au pré dimensionnement et calcul des éléments (poutre poteaux...etc.) en se basant sur la rigidité de ces derniers.
- L'agression sismique constitue un vrai test qui met le bâtiment à l'épreuve, pour cela tout ouvrage doit être réalisé conformément aux normes et règles parasismiques.
- L'utilisation du logiciel **ROBOT** rend les calculs plus faciles, et permet de tirer les différents efforts appliqués sur la structure et de vérifier les éléments aux différents phénomènes d'instabilité conformément aux règlements en vigueur et d'avoir une meilleure approche de la réalité ainsi qu'un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques.
- Les systèmes de contreventements sont essentiels dans la stabilité de l'ouvrage.

Cette expérience nous a permis aussi de faire mieux comprendre le domaine de la construction en charpente métallique qui nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine, et développée les idées grâce à la lecture des différentes références bibliographiques.

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, il nous acquies des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans ma future vie professionnelle.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

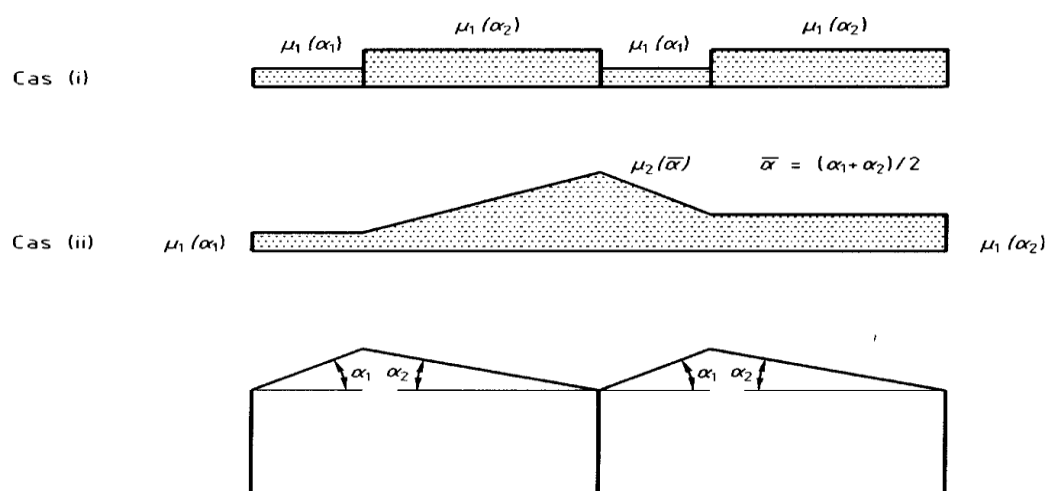
Documents techniques

- [1] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION
- [2] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV 2013 ».
- [3] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997.
- [4] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Centre National Algerian de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, 2003.
- [5] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-B.C.2-41 ; REGLES DE CALCUL ET DE CONCEPTION DES STRUCTURES EN BETON ARMÉ « C.B.A.93 »
- [6] : CALCUL DES STRUCTURES METALLIQUE SELON L'EUROCODE 3. Jean Morel.
- Cours de 1ère année master : structures métalliques (Mr Fellah).
- Cours de 1ère année master : construction mixte acier-béton (Mr Tine).
- Cours de 1ère année master : Etude de plancher mixte et fondation (Mem outhmani).
- Lahlou Dahmani : calcul des structures métalliques selon l'EC3/ Edition Eyrolles Paris 2005.
- Cours de 3eme année licence.
- Site web internet.
- Projet de fin d'étude (Université de BEDJAIA).

Annexe
Annexe 1 :(Chapitre II étude climatique)

• Charge climatique :

A.1 Neige :



(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30}\right)$	0.0
coefficient μ_2	$0.8 + 0.8 \cdot \left(\frac{\alpha}{30}\right)$	1.6	-

Tableau 3 : Coefficients de forme - Toitures à versants multiples

A.2- Vent :

Zone	$q_{réf}$			
	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

Hauteur z (m)	Catégories de terrains				
	0	I	II	III	IV
≤ 1	0,906	0,783	0,701	0,605	0,539
2	1,014	0,901	0,701	0,605	0,539
3	1,078	0,970	0,778	0,605	0,539
5	1,157	1,056	0,875	0,605	0,539
10	1,265	1,174	1,007	0,754	0,539
15	1,329	1,243	1,084	0,841	0,634
20	1,374	1,292	1,138	0,903	0,701
25	1,408	1,330	1,181	0,951	0,753
30	1,437	1,361	1,215	0,990	0,796
35	1,461	1,387	1,245	1,023	0,832
40	1,482	1,410	1,270	1,052	0,863
50	1,517	1,448	1,312	1,100	0,915
60	1,545	1,479	1,347	1,139	0,958
70	1,569	1,505	1,376	1,172	0,994
80	1,590	1,528	1,402	1,201	1,025
100	1,625	1,566	1,444	1,249	1,078
125	1,659	1,604	1,487	1,297	1,130
150	1,688	1,635	1,521	1,336	1,172
175	1,712	1,661	1,550	1,369	1,209
200	1,733	1,684	1,576	1,398	1,240

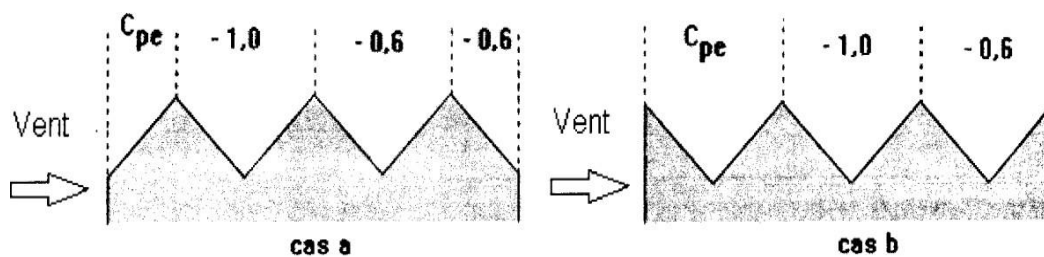
Tableau 2.5 : Valeurs du coefficient de rugosité $C_r(z)$ 

Figure 5.7 : Légende pour les toitures à versants multiples

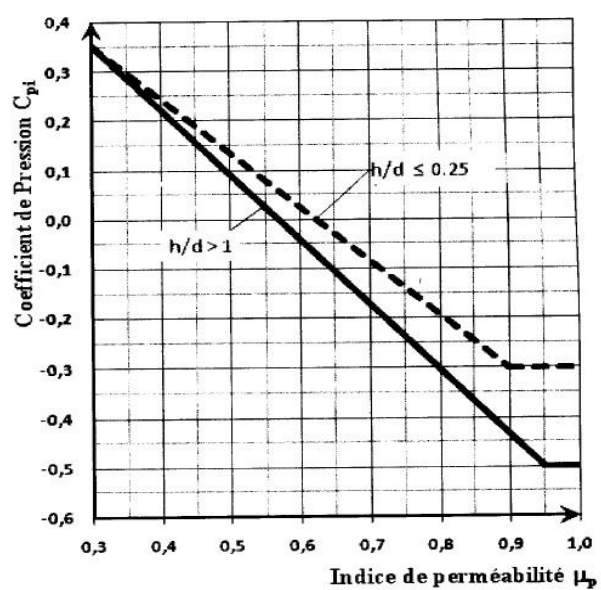


Figure 5.14 : Coefficients de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante

Annexe 2
Chapitre III : Vérification des éléments secondaire

- Déversement en flexion simple (cour licence)

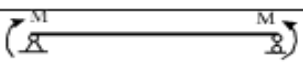
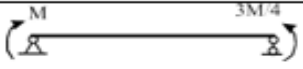
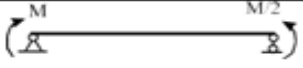
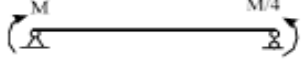
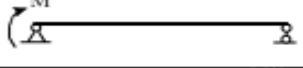
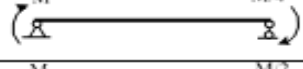
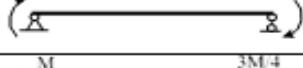
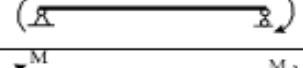
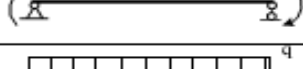
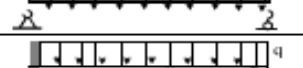
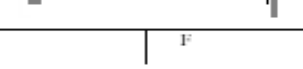
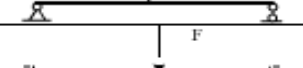

Chargement et condition d'appuis	K = 1			K = 0,5			K = 2,0		
	C ₁	C ₂	C ₃	C ₁	C ₂	C ₃	C ₁	C ₂	C ₃
	1,000		1,000	1,000	--	1,144			
	1.141	--	0.998	1.305	--	2.283			
	1.323	--	0.992	1.514	--	2.271			
	1.563	--	0.977	1.788	--	2.235			
	1.879	--	0.939	2.150	--	2.150			
	2.281	--	0.855	2.609	--	1.957			
	2.704	--	0.676	3.093	--	1.546			
	2.927	--	0.366	3.348	--	0.837			
	2.752	--	0.000	3.149	--	0.000			
	1.132	0.459	0.525	0.972	0.304	0.980			
	1.285	1.562	0.753	0.712	0.652	1.070			
	1.365	0.553	1.730	1.070	0.432	3.050			
	1.565	1.267	2.640	0.938	0.715	4.800			

Tableau 1 : Coefficients C₁, C₂ et C₃ pour différentes valeurs de k

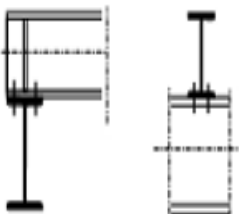
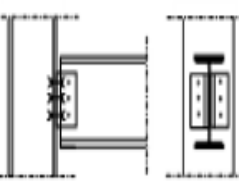
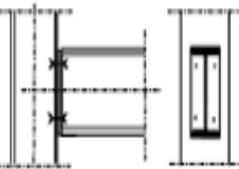
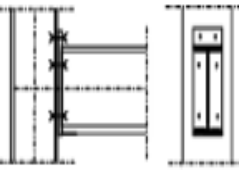
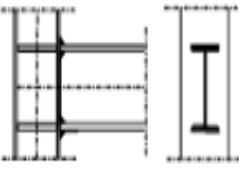
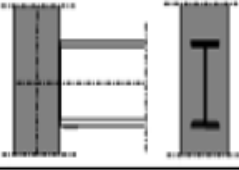
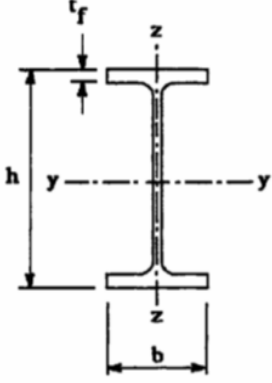
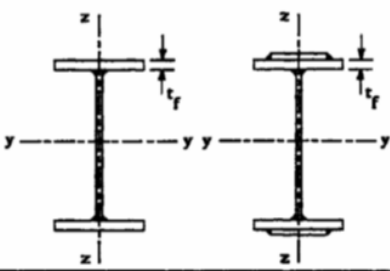

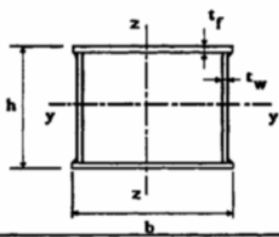

Schémas des appuis	Valeurs de k et k_{tw}	Remarques
	$k = 1.0$ $k_{tw} = 1.0$	Raidisseurs d'appuis latéraux au niveau de la membrure comprimée nécessaires afin d'empêcher la rotation de la poutre aux appuis
	$k = 1.0$ $k_{tw} = 1.0$	Liaison articulée dans laquelle les cornières doivent être suffisantes pour empêcher la rotation de la poutre aux appuis
	$k = 1.0$ $k_{tw} = 1.0$	Liaison semi-rigide avec gauchissement partiellement empêché par la plaque de tête. On néglige la résistance à la torsion de la colonne
	$k = 1.0$ $k_{tw} = 1.0$	Liaison semi-rigide avec gauchissement partiellement empêché par la plaque de tête. On néglige la résistance à la torsion de la colonne
	$k = 1.0$ $k_{tw} = 0.5$	Encastrement parfait de la poutre à la torsion gauchissement empêché par les raidisseurs. On néglige la résistance à la torsion de la colonne
	$k = 0.5$ $k_{tw} = 0.5$	Encastrement parfait de la poutre à la flexion et à la torsion, gauchissement empêché par l'appui que l'on considère comme étant rigide à la torsion
<p>Remarque : Selon l'ancien règlement (CM66) le facteur k concerne la flexion de la poutre (encasté ou articulé au niveau des appuis) et le facteur k_{tw} concerne la torsion de la membrure comprimée (encasté $k_{tw}=0,5$ – articulé $k_{tw}=1$).</p>		

Tableau 2 : valeur de K_e et K_w

- Flambement (cour licence)

Tableau 2 : Coefficients de réduction

$\bar{\lambda}$	Coefficient de réduction γ			
	Courbe a	Courbe b	Courbe c	Courbe 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

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb}^*	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya}^*	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Annexe 3
Chapitre VI : étude sismique

Tableau 4.1. : coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	ZONE			
	I	Ila	Ilb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
3	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
4a	Voiles porteurs	5
4b	Noyau	4
5	Mixte portiques/voiles avec interaction	2
6	Portiques contreventés par des voiles Console verticale à masses réparties Pendule inverse	2
B	Acier	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
C	Maçonnerie	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

Tableau 4.4: valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	N'observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau 4.7 : valeurs de T_1 et T_2

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

Annexe 4
Chapitre VI : étude de fondation

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 cm² de N armatures de diamètre Φ (mm)