

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)  
Faculté du Génie de la Construction  
Département de Génie Civil



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En vue de l'obtention du diplôme de master de l'université Mouloud  
Mammeri de Tizi-Ouzou*

Filière : Génie Civil

Spécialité : Construction métallique

Thème

### Étude numérique d'un segment de la toiture du nouveau stade Hocine-Aït-Ahmed de Boukhalfa à Tizi-Ouzou

Présenté Par *Ghiles Meziani*

Devant le jury composé de :

<b>Mr. Benyahi K.</b>	Maitre de conférences à l'UMMTO	Président.
<b>Mme. Iguetoulene F.</b>	Maitre-assistante à l'UMMTO	Examinatrice.
<b>Mr. Bouafia Y.</b>	Professeur à l'UMMTO	Encadrant.

Promotion : 2024 – 2025

# Remerciements

Je tiens d'abord à exprimer ma profonde gratitude à **ma famille** pour son amour, sa patience et sa confiance de chaque instant. À **mes parents**, qui m'ont transmis la valeur du travail et de la persévérance, et à **mes frères et sœurs**, pour leur soutien discret mais constant.

Ma reconnaissance va également à **mes amis**, dont les encouragements et la bonne humeur ont rendu ce parcours plus léger.

J'adresse mes remerciements à **l'ensemble de mes enseignants** du Département de Génie Civil pour leur rigueur et leur bienveillance qui ont accompagné ma formation, ainsi qu'aux **membres du jury** pour le temps consacré à l'évaluation de ce travail et pour leurs observations qui l'enrichissent.

Je suis particulièrement redevable à mon promoteur, **M. Bouafia Youcef**, pour sa disponibilité, la clarté de ses conseils et la confiance qu'il m'a accordée tout au long de ce mémoire.

# Résumé

Ce mémoire présente l'étude numérique d'un segment de la toiture du stade Hocine-Aït-Ahmed (Boukhalfa, Tizi-Ouzou). L'objectif est de définir les actions climatiques, modéliser la structure et vérifier les assemblages afin d'attester la conformité aux Eurocodes. La démarche suivie se déroule en cinq étapes :

- (i) intégration des plans corrigés à l'aide d'AutoCAD et modélisation globale sous *Robot Structural Analysis* ;
- (ii) évaluation des actions selon RNV 2013 DTR-C-2-47 (vent, neige) et constitution des combinaisons ELU/ELS ;
- (iii) analyses et contrôles réglementaires ;
- (iv) conception et vérification des assemblages par une stratégie hybride (Robot pour les cas usuels, IDEA StatiCa pour les nœuds complexes) ;
- (v) compilation des notes de calcul détaillées en annexes.

**Mots-clés** : Eurocode 3, RNV 2013 DTR-C-2-47, assemblages métalliques, AutoCAD, Robot Structural Analysis, IDEA StatiCa, toiture de stade.

## Définitions des mots techniques

- **Eurocode 3** : règles de calcul des structures en acier.
- **RVN 2013 DTR-C-2-47**(document technique réglementaire) : actions vent/neige en Algérie.
- **Assemblages métalliques** : liaisons acier (boulons/soudures).
- **AutoCAD** : Conception Assistée par Ordinateur 2D/3D pour plans.
- **Robot Structural Analysis** : logiciel de calcul éléments finis, incluant l'analyse non linéaire.
- **IDEA StatiCa** : vérification des nœuds/assemblages.

# Abstract

This thesis presents the numerical study of a roof segment of the Hocine–Aït–Ahmed stadium in Boukhalfa (Tizi–Ouzou). The objective is to determine climatic actions, build a global structural model and verify steel connections to demonstrate compliance with Eurocodes. The workflow consists of five steps :

- (i) integration of corrected drawings using *AutoCAD* and global modelling in *Robot Structural Analysis* ;
- (ii) assessment of wind and snow actions according to RNV 2013 DTR–C–2–47 and creation of ULS/SLS load combinations ;
- (iii) regulatory analyses and checks ;
- (iv) design and verification of connections using a hybrid strategy(*Robot* for standard details and *IDEA StatiCa* for complex joints) ;
- (v) compilation of detailed calculation notes in the appendices.

**Keywords** : Eurocode 3, RNV 2013 DTR–C–2–47, steel connections, stadium roof, AutoCAD, Robot Structural Analysis, IDEA StatiCa.

## Technical Terms and Definitions

- **Eurocode 3** : design rules for steel structures.
- **RNV 2013 DTR-C-2-47**(Technical regulatory document) : Algerian code for wind and snow actions.
- **Steel connections** : joints between steel members (bolted/welded).
- **AutoCAD** : 2D/3D CAD software for drawings.
- **Robot Structural Analysis** : finite element software with non-linear analysis capabilities.
- **IDEA StatiCa** : software for design/check of joints and connections.

# Table des matières

<b>1</b>	<b>INTRODUCTION</b>	<b>1</b>
1.1	Motivation . . . . .	1
1.2	Contexte et justification du projet . . . . .	1
1.3	Objectifs de l'étude . . . . .	2
1.4	Démarche méthodologique . . . . .	2
1.5	Organisation du mémoire . . . . .	3
<b>2</b>	<b>PRÉSENTATION DU PROJET</b>	<b>4</b>
2.1	Présentation générale . . . . .	4
2.2	Localisation du stade : . . . . .	5
2.3	Configuration architecturale . . . . .	6
2.3.1	Description technique du stade . . . . .	6
2.4	Présentation de la toiture : . . . . .	7
2.5	Caractéristiques des matériaux : . . . . .	12
2.5.1	Généralités : . . . . .	12
2.5.2	Acier utilisé : . . . . .	13
2.5.3	Les câbles : . . . . .	14
2.5.3.1	Introduction : . . . . .	14
2.5.3.2	Mise en place : . . . . .	15
2.5.3.3	Bases de calculs analytiques : . . . . .	16
2.5.3.4	Câble utilisé dans le projet : Haubans Macalloy 520 M85 . . . . .	17
2.6	Présentation du logiciel AutoCAD . . . . .	19
2.6.1	Correction des plans initiaux à l'aide d'AutoCAD : . . . . .	19
<b>3</b>	<b>Détermination des actions normatives conformément à l'Eurocode 1</b>	<b>20</b>
3.1	Introduction : . . . . .	20
3.1.1	Caractéristiques géométriques de la toiture . . . . .	21
3.2	Actions du vent : . . . . .	22
3.2.1	Introduction . . . . .	22
3.2.2	Calcul de la pression dynamique de pointe : . . . . .	23
3.2.2.1	Coefficient d'exposition $C_e(z)$ . . . . .	24
3.2.3	Détermination de la pression aérodynamique . . . . .	26
3.2.3.1	Coefficients de pression pour les toitures isolées . . . . .	27
3.2.4	Effets du frottement : . . . . .	30
3.2.4.1	Détermination de l'aire de frottement $A_{fr}$ . . . . .	31
3.2.4.2	Calcul de la force de frottement . . . . .	31
3.3	Action de la neige : . . . . .	32
3.3.1	Introduction : . . . . .	32
3.3.2	Calcul des charges de neige . . . . .	32
3.3.2.1	Charge de neige sur le toiture . . . . .	32
3.3.2.2	Détermination de la charge de neige au sol . . . . .	32
3.3.2.3	Coefficient de forme de la toiture : . . . . .	33
3.3.2.4	Calcul de la charge de neige sur la toiture . . . . .	34
3.4	Conclusion de l'étude climatique . . . . .	34

<b>4</b>	<b>Modélisation numérique et résultats</b>	<b>35</b>
4.1	Introduction . . . . .	35
4.2	Présentation du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis . . . . .	35
4.3	Procédure d'utilisation de Autodesk Robot Structural Analysis . . . . .	36
4.3.1	choisir le type de structure . . . . .	36
4.3.1.1	Choix effectué dans ce projet . . . . .	36
4.3.2	Importation du plan 3D depuis AutoCAD : . . . . .	37
4.3.3	Définition des préférences du projet et choix des normes : . . . . .	41
4.3.4	Définition des matériaux et sections . . . . .	43
4.4	Application des charges . . . . .	50
4.5	Définition des combinaisons . . . . .	54
4.6	Paramétrage préalable au calcul . . . . .	55
4.7	Calcul et analyse . . . . .	60
4.8	Visualisation des diagrammes des efforts internes et des déplacements : . .	62
4.8.1	Effort normal $F_x$ — Combinaison $1.35G + 1.5V$ . . . . .	63
4.8.2	Effort tranchant $F_y$ pour la combinaison $1.35G + 1.5V$ : . . . . .	64
4.8.3	Effort normal $F_z$ pour la combinaison $1.35G + 1.5V$ : . . . . .	65
4.8.4	Moment fléchissant $M_y$ — combinaison $1.35G + 1.5V$ . . . . .	66
4.8.5	Moment fléchissant $M_z$ — combinaison $1.35G + 1.5V$ : . . . . .	67
4.8.6	Moments de torsion $M_x$ sous la combinaison $1.35G + 1.5V$ : . . . . .	68
4.8.7	Effort normal $F_x$ sous combinaison de soulèvement ( $G - 1.5V$ ) : . .	69
4.8.8	Effort tranchant $F_y$ sous combinaison de soulèvement ( $G - 1.5V$ ) : .	70
4.8.9	Effort tranchant $F_z$ sous combinaison de soulèvement ( $G - 1.5V$ ) : .	71
4.8.10	Moment $M_y$ sous combinaison de soulèvement ( $G - 1.5V$ ) : . . . . .	72
4.8.11	Moments $M_z$ sous la combinaison de soulèvement ( $G - 1.5V$ ) : . . . .	73
4.8.12	Moments $M_x$ sous la combinaison de soulèvement ( $G - 1.5V$ ) : . . . .	74
4.8.13	Vérification des déplacements ( $G + V$ ). . . . .	75
4.8.14	Vérification des déplacements sous combinaison $G - V$ . . . . .	76
4.9	Vérification et résultats . . . . .	77
4.10	Conclusion du chapitre . . . . .	78
<b>5</b>	<b>Les assemblages</b>	<b>79</b>
5.1	Introduction . . . . .	79
5.2	Assemblages soudés . . . . .	80
5.2.1	Description générale . . . . .	80
5.2.2	Rôle et avantages . . . . .	80
5.3	Assemblages boulonnés . . . . .	82
5.3.1	Description générale . . . . .	82
5.3.2	Types de boulons . . . . .	82
5.3.3	Critères de dimensionnement . . . . .	82
5.3.4	Exemple de calcul simplifié . . . . .	83
5.3.5	Avantages et inconvénients . . . . .	83
5.4	Assemblages particuliers . . . . .	84
5.4.1	Connexion arc-treillis . . . . .	84
5.4.2	Caractéristiques principales . . . . .	84
5.4.3	Critères de conception . . . . .	84
5.4.4	Exemple typique . . . . .	85
5.5	Méthodologie de calcul des assemblages . . . . .	86

5.5.1	Types d'assemblages étudiés . . . . .	86
5.5.2	Justification du choix des outils . . . . .	86
5.5.3	Introduction concise à <i>IDEA StatiCa</i> . . . . .	86
5.6	Procédure de modélisation et de calcul des assemblages sous Robot . . . . .	87
5.7	Procédure de modélisation et de calcul des assemblages sous IDEA StatiCa . . . . .	92
5.8	Comparaison des méthodes . . . . .	96
5.9	Conclusion du chapitre . . . . .	96
 <b>Conclusion générale</b>		 <b>97</b>
 <b>Annexes</b>		 <b>99</b>
<b>A Notes de calcul des éléments</b>		<b>99</b>
<b>B Illustrations des familles de barres</b>		<b>117</b>
<b>C Plans initiaux</b>		<b>124</b>
<b>D Notes de calcul des assemblages sous Robot</b>		<b>125</b>
<b>E Notes de calcul des assemblages sous Idea Statica</b>		<b>177</b>
 <b>Bibliographie</b>		 <b>215</b>

# Liste des tableaux

2.1	Comparaison des principales nuances d'acier selon la norme EN 10025-2 . . .	13
3.1	Valeurs de la pression dynamique de référence . . . . .	23
3.2	Valeurs du coefficient d'exposition $C_e(z)$ pour $C_t(z) = 1$ . . . . .	24
3.3	Définition des catégories de terrain selon le RNVA 2013 . . . . .	25
3.4	Coefficients correcteurs pour les toitures multiples isolées . . . . .	26
3.5	Valeurs des coefficients de pression $C_{p,net}$ pour les toitures isolées à deux versants . . . . .	28
3.6	Valeurs des coefficients $C_F$ et $C_{p,net}$ . . . . .	29
3.7	Pression aérodynamique globale $W(z_j)$ pour $\alpha = 22,2^\circ$ . . . . .	29
3.8	Pression aérodynamique $W(z_j)$ – Zone t . . . . .	29
3.9	Pression aérodynamique $W(z_j)$ – Zone r . . . . .	30
3.10	Pression aérodynamique $W(z_j)$ – Zone u . . . . .	30
3.11	Pression aérodynamique $W(z_j)$ – Zone s . . . . .	30
3.12	Valeurs des coefficients de frottement selon l'état de surface (DTR C 2-4.7	30
4.1	Fonctionnalités principales par type de structure . . . . .	36
4.2	Paramètres de vérification appliqués par type d'élément. . . . .	58
5.1	Comparaison simplifiée Robot vs IDEA StatiCa. . . . .	96

# Liste des figures

2.1	Vue aérienne du stade Hocine Aït Ahmed. . . . .	4
2.2	image satellite du stade Hocine Aït Ahmed. . . . .	5
2.3	Largeurs des portiques (Vue derrière) . . . . .	7
2.4	Vue 3D de la toiture illustrant la disposition des poutres principales . . . . .	8
2.5	Longueurs de la toiture (Vue latérale) . . . . .	8
2.6	Vue 3D illustrant la forme arquée de la toiture . . . . .	9
2.7	Vue latérale des mâts et des câbles de suspension . . . . .	9
2.8	Vue aérienne de la toiture montrant les mâts haubanés . . . . .	10
2.9	Vue latérale illustrant le rôle de la structure arrière comme système de stabilisation . . . . .	10
2.10	Vue 3D illustrant les poteaux verticaux supportant la toiture . . . . .	11
2.11	Contrepoids en béton . . . . .	11
2.12	élément toiture . . . . .	12
2.13	Structures d'un câble, source Bergen Cable . . . . .	14
2.14	Quelques culots filetés pour l'attache des câbles . . . . .	16
2.15	Quelques systèmes de liaison entre un câble et les structures . . . . .	16
2.16	Liaison entre des câbles perpendiculaires et parallèles en T . . . . .	16
2.17	Liaison entre un câble courbe et un câble rectiligne . . . . .	16
2.18	Schématisation de la résistance d'un câble à la compression grâce à la prétension. . . . .	17
2.19	Exemples de systèmes Macalloy utilisés pour les structures en traction . . . . .	18
3.1	Direction du vent considérée ( $V_1$ ) . . . . .	22
3.2	Centre de force pour les toitures isolées a 2 versants . . . . .	26
3.3	Désignation des travées pour toitures multiples isolées . . . . .	27
3.4	Représentation de la pente de la toiture isolée . . . . .	27
3.5	Répartition des zones de pression $C_{p,net}$ sur la toiture isolée . . . . .	29
3.6	Représentation de la surface soumise au frottement $A_{fr}$ . . . . .	31
3.7	Coefficients de forme — Toitures cylindriques . . . . .	33
3.8	Dimensions géométriques de la toiture voûtée. . . . .	34
4.1	Logo Autodesk Robot Structural Analysis . . . . .	35
4.2	Sélection du type de structure dans Robot. . . . .	37
4.3	importation automatique d'un fichier AutoCAD vers Robot. . . . .	38
4.4	importation manuelle d'un fichier AutoCAD vers Robot. . . . .	38
4.5	Plan 3D de la toiture métallique réalisé sous AutoCAD. . . . .	39
4.6	Boîte de dialogue des paramètres d'import. . . . .	40
4.7	Accès aux préférences de la tâche. . . . .	41
4.8	Préférences de la tâche — sélection des normes de conception pour le projet. . . . .	42
4.9	Préférences de la tâche — définition des normes pour les charges. . . . .	43
4.10	Fenêtre de gestion des profilés. . . . .	44
4.11	Définition d'une section personnalisée PRS ARC. . . . .	45
4.12	Accès au menu de gestion des matériaux. . . . .	46
4.13	Définition manuelle du câble Macalloy 520. . . . .	46

4.14	definir section. . . . .	47
4.15	Import d'un dessin AutoCAD pour créer une section personnalisée. . . . .	47
4.16	Section personnalisée (RTUB) dessinée dans AutoCAD. . . . .	47
4.17	Profil personnalisé généré dans Robot. . . . .	48
4.18	Attribution d'un matériau à une section personnalisée. . . . .	48
4.19	Calcul automatique des propriétés pour la section RTUB. . . . .	49
4.20	Définition des bardages fictifs pour l'application des charges surfaciques. . . . .	51
4.21	Définition et gestion des cas de charges dans Robot. . . . .	52
4.22	Attribution d'une charge surfacique sur les bardages définis. . . . .	53
4.23	Vue 3D illustrant les zones de répartition des charges. . . . .	53
4.24	Fenêtre de définition des combinaisons de charges. . . . .	54
4.25	Définition des appuis et des degrés de liberté bloqués. . . . .	55
4.26	Paramétrage des relâchements aux extrémités de barres. . . . .	56
4.27	définition des barres de treillis. . . . .	56
4.28	Barres de treillis. . . . .	57
4.29	Processus de création et de vérification des familles de barres. . . . .	57
4.30	Exemple de définition et paramétrage d'une famille de barres ( <i>Mât</i> ). . . . .	59
4.31	Fenêtre de lancement du calcul global dans Robot. . . . .	61
4.32	Messages affichés après l'analyse. . . . .	61
4.33	Interface de sélection des diagrammes des efforts internes et déformées. . . . .	62
4.34	Efforts axiaux $F_x$ pour la combinaison $1.35G + 1.5V$ . . . . .	63
4.35	Répartition des efforts tranchants $F_y$ pour la combinaison $1.35G + 1.5V$ . . . . .	64
4.36	Répartition des efforts normaux $F_z$ pour la combinaison $1.35G + 1.5V$ . . . . .	65
4.37	Diagramme des moments $M_y$ sous la combinaison $1.35G + 1.5V$ . . . . .	66
4.38	Diagramme des moments $M_z$ sous la combinaison $1.35G + 1.5V$ . . . . .	67
4.39	Diagramme des moments de torsion $M_x$ sous la combinaison $1.35G + 1.5V$ . . . . .	68
4.40	Répartition de l'effort normal $F_x$ sous la combinaison de soulèvement $G - 1.5V$ . . . . .	69
4.41	Répartition de l'effort tranchant $F_y$ sous combinaison de soulèvement $G - 1.5V$ . . . . .	70
4.42	Répartition de l'effort tranchant $F_z$ sous combinaison de soulèvement $G - 1.5V$ . . . . .	71
4.43	Diagramme des moments $M_y$ sous la combinaison de soulèvement $G - 1.5V$ . . . . .	72
4.44	Diagramme des moments $M_z$ sous la combinaison de soulèvement $G - 1.5V$ . . . . .	73
4.45	Diagramme des moments $M_x$ sous la combinaison de soulèvement $G - 1.5V$ . . . . .	74
4.46	Déformée de la toiture sous combinaison de service $G + V$ . . . . .	75
4.47	Déformée de la toiture sous combinaison de service $G - V$ . . . . .	76
4.48	Exemple de vérification d'une famille d'éléments dans Robot . . . . .	77
5.1	Assemblage mixte (boulonné et soudé) reliant différentes sections tubulaires . . . . .	79
5.2	Types courants de joints soudés. . . . .	81
5.3	Préassemblage d'une partie de l'arc avec le treillis. . . . .	85
5.4	Accès au module d'assemblages dans Robot. . . . .	87
5.5	Fenêtre de paramétrage pour un assemblage de type pied de poteau encastré. . . . .	87
5.6	Définition de la platine de base du pied de mat. . . . .	88
5.7	Paramétrage des raidisseurs du pied de mât. . . . .	88
5.8	Définition du système d'ancrage. . . . .	89
5.9	Paramètres des soudures du pied de mât. . . . .	89
5.10	Paramètres de la fondation et du béton de support. . . . .	90
5.11	Icône de lancement du calcul de l'assemblage. . . . .	90
5.12	Résumé des vérifications des assemblages. . . . .	91

5.13	Sélection d'un nœud et des barres associées dans Robot avant export vers IDEA StatiCa. . . . .	92
5.14	Accès à IDEA StatiCa via les modules complémentaires de Robot. . . . .	93
5.15	Procédure de modification et d'ajout de sections dans IDEA StatiCa. . . . .	94
5.16	IDEA StatiCa (lancement du calcul). . . . .	95

# Chapitre 1

## INTRODUCTION

### 1.1 Motivation

Le domaine du génie civil connaît une évolution continue, marquée par la conception de structures toujours plus ambitieuses, innovantes et adaptées aux exigences actuelles. Parmi ces ouvrages, l'architecture des stades occupe une place particulière, tant sur le plan symbolique que technique, en alliant performance structurelle, esthétique et fonctionnalité.

Dans ce contexte, le nouveau stade de Boukhalfa, situé dans la wilaya de Tizi-Ouzou, constitue un projet emblématique. Sa toiture métallique, de forme courbe, représente un défi d'ingénierie majeur en raison de sa grande portée et des sollicitations climatiques et dynamiques auxquelles elle est soumise, telles que le vent, la neige et les séismes. La combinaison de légèreté, de stabilité et de résistance requiert une approche rigoureuse et méthodique.

L'étude structurelle de cette toiture repose dans un premier temps sur l'élaboration de plans détaillés via le logiciel **AutoCAD**, permettant de définir la géométrie, les dimensions et l'implantation des différents éléments. Cette étape est suivie d'une modélisation tridimensionnelle et d'une analyse structurelle avec **Robot Structural Analysis**, en conformité avec les normes européennes (Eurocodes), afin d'évaluer les efforts internes, les déformations et les contraintes. Enfin, les assemblages complexes sont vérifiés à l'aide du logiciel **IDEA StatiCa**, garantissant leur performance et leur conformité réglementaire.

Ce mémoire s'inscrit donc dans une démarche complète de modélisation, d'analyse et de validation d'une toiture métallique à grande portée, dans le but de garantir la fiabilité, la sécurité et l'efficacité structurelle de la solution retenue.

### 1.2 Contexte et justification du projet

L'étude de cette toiture s'inscrit dans le cadre d'une formation en génie civil, option construction métallique, où la maîtrise des logiciels de calcul et l'application des normes internationales constituent des compétences essentielles. Le choix de cette structure particulière permet de mettre en application les connaissances acquises tout en apportant une contribution technique à un projet réel d'envergure nationale.

## 1.3 Objectifs de l'étude

Ce travail vise principalement à :

- Étudier le comportement structurel d'une partie de la toiture du stade de Boukhalfa,
- Élaborer des plans actualisés et précis à l'aide du logiciel AutoCAD, afin d'assurer une meilleure fiabilité et cohérence des données géométriques,
- Déterminer les charges selon les Eurocodes (neige, vent),
- Réaliser une modélisation numérique avec **Robot Structural Analysis** à partir des plans corrigés sous AutoCAD,
- Vérifier la résistance des éléments selon les états limites (ELU, ELS),
- Proposer des assemblages adaptés aux contraintes identifiées et les vérifier à l'aide du logiciel **IDEA StatiCa**, afin de garantir leur conformité aux normes,

## 1.4 Démarche méthodologique

L'étude s'appuie sur une démarche structurée en plusieurs étapes :

1. **Analyse des plans initiaux et correction sous AutoCAD** : Identification des erreurs géométriques et structurelles présentes sur les plans originaux et réalisation de nouveaux plans corrects à l'aide d'AutoCAD.
2. **Analyse du projet architectural et structural** : Compréhension approfondie de l'agencement global de la toiture métallique.
3. **Caractérisation des matériaux et des actions normatives** : Détermination des propriétés mécaniques des matériaux et des charges climatiques conformément aux Eurocodes.
4. **Modélisation numérique et application des charges** : Intégration des plans corrigés d'AutoCAD dans Robot Structural Analysis et application des différentes charges réglementaires.
5. **Analyse des résultats et vérifications réglementaires** : Validation de la conformité des résultats obtenus selon les exigences normatives (ELU, ELS).
6. **Proposition et vérification des assemblages** : Conception d'assemblages adaptés aux contraintes identifiées et vérification détaillée à l'aide du logiciel **IDEA StatiCa**, garantissant leur conformité aux normes.

## 1.5 Organisation du mémoire

Le mémoire est structuré en quatre parties principales :

1. **Présentation générale du projet** : Cette partie décrit le projet étudié, les matériaux utilisés, ainsi que la démarche de correction des plans réalisée avec **AutoCAD**.
2. **Étude des actions climatiques** : Cette partie analyse les charges de vent, neige appliquées à la structure, conformément aux Eurocodes.
3. **Modélisation numérique et résultats** : Cette partie détaille la modélisation tridimensionnelle sous **Robot Structural Analysis**, à partir des plans corrigés sous AutoCAD, et présente les résultats des calculs structurels.
4. **Assemblages et détails constructifs** : Cette partie traite des assemblages métalliques spécifiques à la toiture, incluant leur conception et leur vérification à l'aide du logiciel **IDEA StatiCa**.

# Chapitre 2

## PRÉSENTATION DU PROJET

### 2.1 Présentation générale

Le nouveau complexe sportif « Stade Hocine Aït Ahmed », situé à Boukhalfa, à environ 5 km à l'ouest de Tizi-Ouzou, constitue un projet majeur initié par la Direction de la Jeunesse et des Sports (DJS) [1]. Le projet a été conçu pour répondre aux attentes croissantes en infrastructures sportives modernes et polyvalentes dans la région de Kabylie. Les travaux, commencés le 15 mai 2010, ont connu plusieurs retards en raison de changements d'entreprises et d'interruptions de chantier, mais le stade a finalement été inauguré le 10 juillet 2024 [2].

Le groupement chargé de la réalisation regroupe les sociétés suivantes : ETRHB Haddad (Algérie) [3], FCC Construcción (Espagne) [4], MAPA İnşaat (Turquie) [5] et Cosider (Algérie) [6], avec la conception architecturale réalisée par Omar Malki du bureau DUNE Architecture [7].



FIGURE 2.1 – Vue aérienne du stade Hocine Aït Ahmed.

## 2.2 Localisation du stade :

Le stade étudié est situé dans la commune de Boukhalfa, wilaya de Tizi-Ouzou, en région Kabylie, au nord-est de l'Algérie. Il s'agit du stade Hocine Aït Ahmed, une infrastructure sportive moderne construite pour répondre aux standards internationaux.

Ce complexe sportif se trouve à environ 5 kilomètres au sud du centre-ville de Tizi-Ouzou, à proximité de la RN12, un axe routier stratégique reliant Alger à Béjaïa. Le site bénéficie ainsi d'une accessibilité optimale aussi bien pour les supporters que pour les véhicules techniques, grâce à sa connexion directe aux réseaux routiers régionaux.

La région se caractérise par un relief vallonné, un climat de type méditerranéen, avec des hivers humides et des étés secs. Ces particularités géographiques et climatiques ont un impact direct sur la conception structurelle de la toiture, notamment en ce qui concerne les actions du vent et de la neige.

La topographie du site ainsi que les contraintes environnementales (orientation, ensoleillement, vents dominants) ont également été prises en compte dans la conception architecturale du stade et dans la définition de ses éléments porteurs.



FIGURE 2.2 – image satellite du stade Hocine Aït Ahmed.

## 2.3 Configuration architecturale

La structure du stade est organisée en blocs, chacun constitué d'un ensemble de portiques disposés radialement et circonférenciellement, complétés par des voiles orientés dans le sens tangentiel. Cette configuration garantit une meilleure stabilité globale ainsi qu'une répartition homogène des charges.

Le stade est ainsi composé de 12 bâtiments à structure en portique (voir Annexe C), incluant des éléments de contreventement métallique (diagonales en V) pour assurer le comportement global. Ces bâtiments sont séparés par des joints de dilatation de 20 cm [8] afin d'absorber les mouvements différentiels liés aux effets thermiques et aux sollicitations dynamiques.

La couverture est constituée de panneaux en polycarbonate, un matériau léger et transparent permettant le passage de la lumière naturelle tout en limitant la transmission de la chaleur.

Concernant les fondations, leur nature dépend de la localisation des blocs et de la présence éventuelle de forces de soulèvement. Ainsi, les fondations adoptées sont superficielles, alternant entre semelles filantes et semelles isolées, selon la portance du sol et les sollicitations verticales à reprendre. Ce choix est motivé par la nature rocheuse du sol sur le site du projet [8].

La superstructure principale est réalisée en béton armé et supporte la toiture métallique, qui repose sur un système mixte alliant légèreté et rigidité. Ce choix permet de répondre à la fois aux exigences architecturales et aux sollicitations dynamiques.

### 2.3.1 Description technique du stade

- **Surface du site** : 44 hectares
- **Emprise du stade de football** : 39 700 m<sup>2</sup>
- **Dimensions de l'aire de jeu** : 105 × 68 m
- **Capacité totale de stade** : 50 766 places [9], [8]
- **Hauteur du stade** : 39 m
- **Nombre d'escaliers publics** : 21
- **Nombre de vomitoires** : 40
- **Surface de la couverture** : 34 000 m<sup>2</sup>
- **Nombre de mâts métalliques** : 42

## 2.4 Présentation de la toiture :

L'étude porte exclusivement sur le bloc 10 (Voir l'Annexe C : Plans) de la toiture du stade. Ce bloc a été conçu pour répondre à des exigences de légèreté et de résistance face aux sollicitations climatiques telles que le vent, la neige et les charges d'entretien.

Le bloc est constitué de trois portiques, alignés dans un même plan, pour une largeur totale de 52,9 mètres.

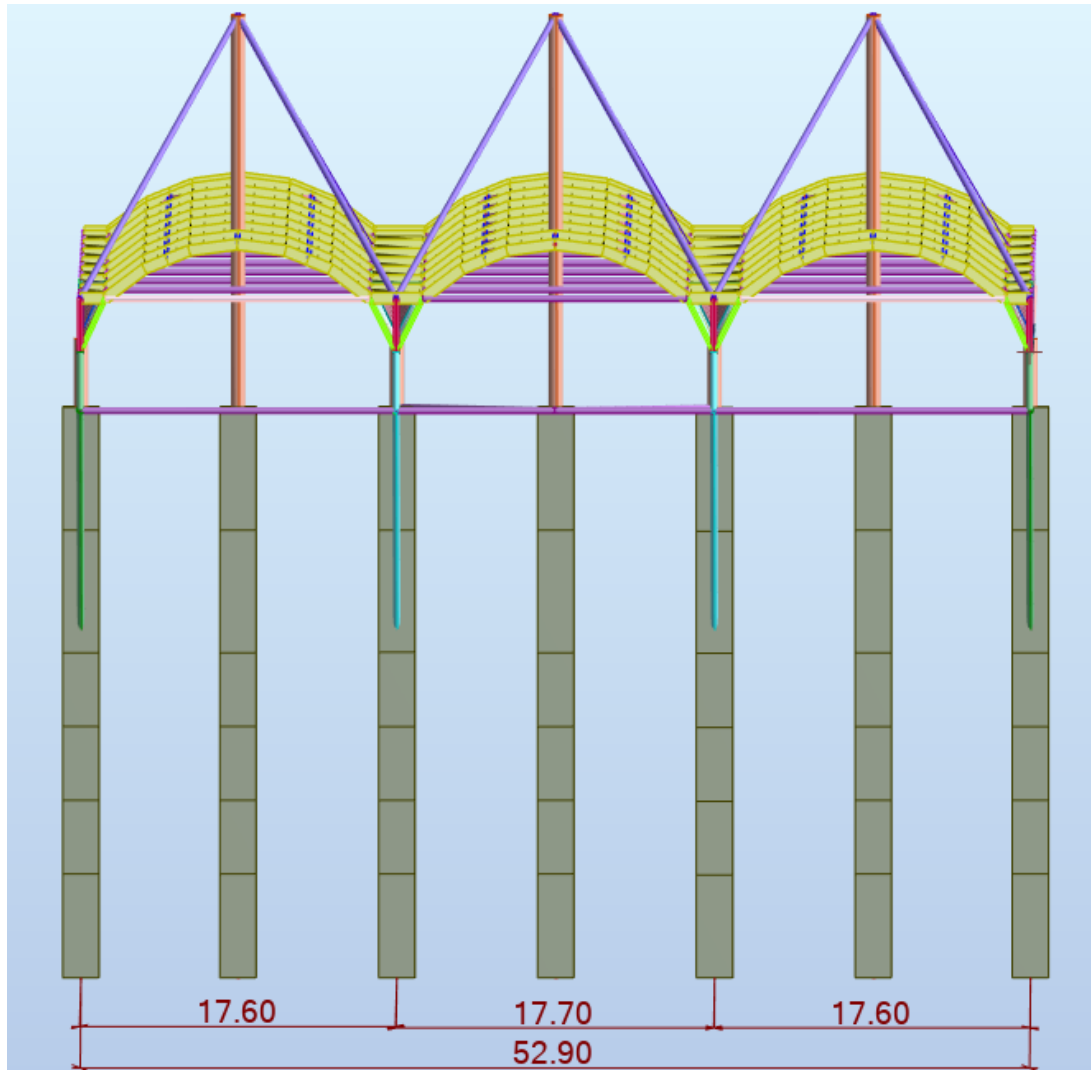


FIGURE 2.3 – Largeures des portiques (Vue derrière)

La toiture repose sur quatre poutres principales triangulées, réalisées en tubes métalliques :

- deux poutres centrales, qui supportent les charges principales ;
- deux poutres d'extrémité, qui assurent la stabilité transversale de l'ensemble.

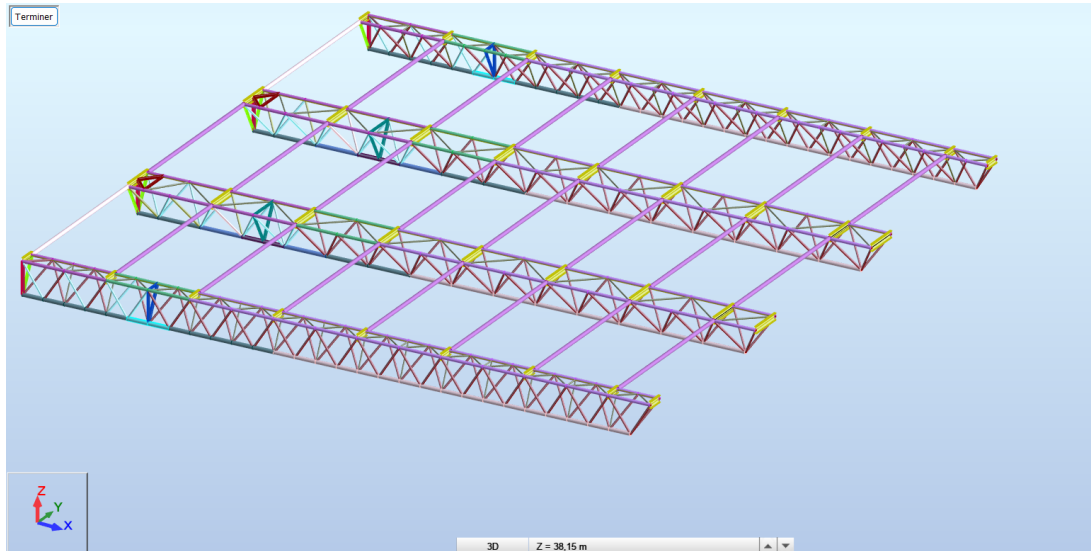


FIGURE 2.4 – Vue 3D de la toiture illustrant la disposition des poutres principales

Ces poutres couvrent une portée de 60 mètres dont 48m en porte à faux et sont soutenues par quatre poteaux principaux. Chaque poteau est composé :

- d'une partie inférieure en béton armé de 31,8 mètres de hauteur ;
- et d'une extension tubulaire métallique de 3,8 mètres, atteignant les points d'appui des poutres.

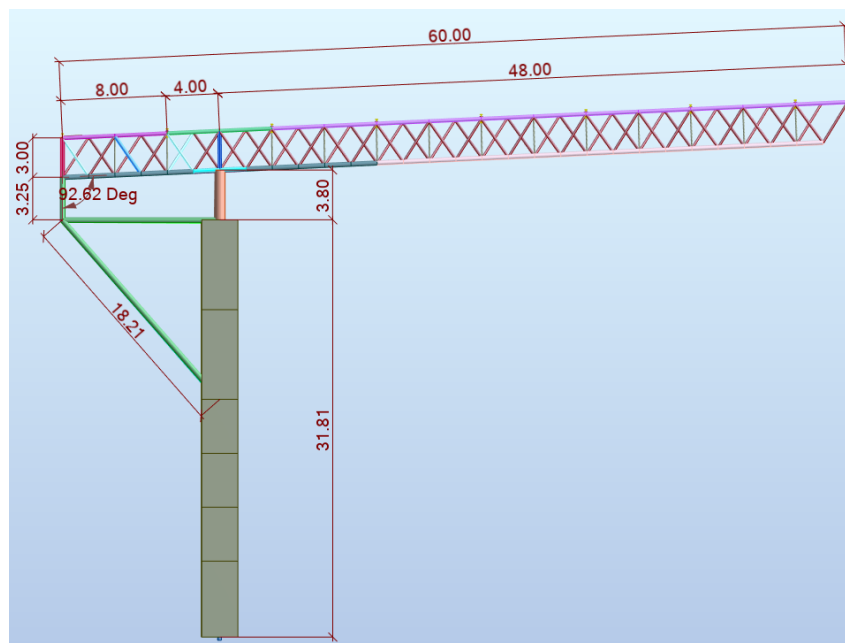


FIGURE 2.5 – Longueurs de la toiture (Vue latérale)

La toiture adopte une forme arquée avec une flèche constante de 3 mètres, mesurée entre les extrémités basses et le sommet de la courbure. Elle présente également une inclinaison de  $2,62^\circ$  vers le haut, ce qui contribue à améliorer l'écoulement des eaux et la performance structurelle. Cette géométrie permet d'assurer une bonne rigidité ainsi qu'une répartition uniforme des charges sur l'ensemble de la portée.

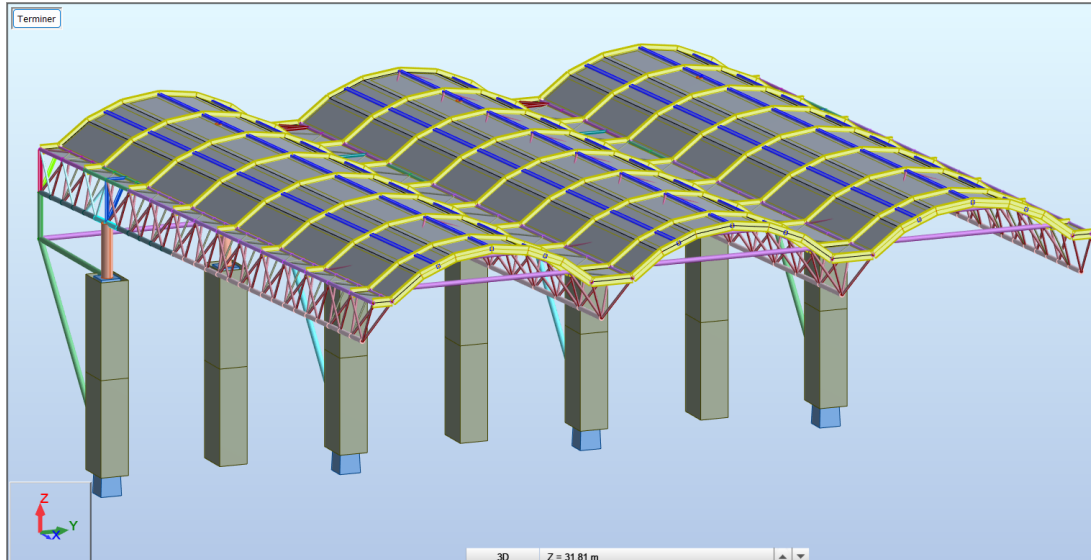


FIGURE 2.6 – Vue 3D illustrant la forme arquée de la toiture

Trois mâts métalliques verticaux de 21,5 mètres de hauteur légèrement inclinés vers l'axe -X de  $5,2^\circ$  sont installés au centre de chaque portique. Chaque mât repose sur un poteau individuel et sert de support à des câbles. Ces câbles, travaillant en traction, assurent la stabilisation de la toiture et transmettent les efforts vers les fondations.

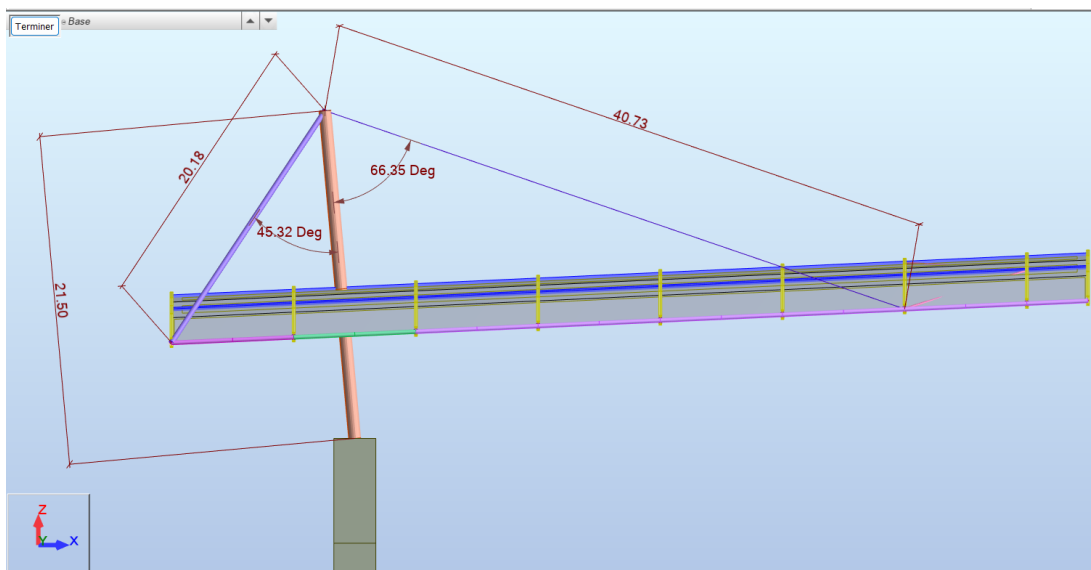


FIGURE 2.7 – Vue latérale des mâts et des câbles de suspension

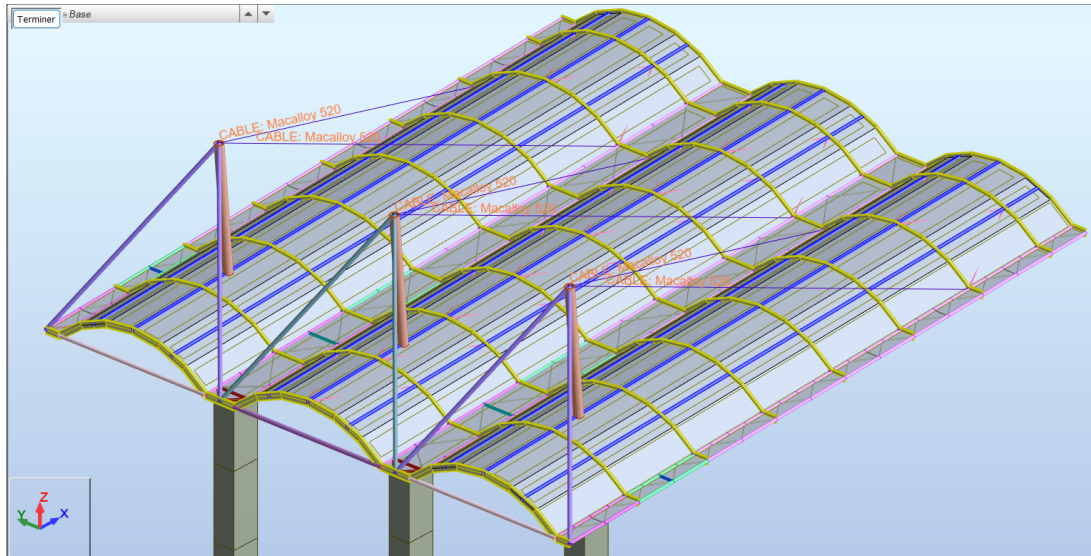


FIGURE 2.8 – Vue aérienne de la toiture montrant les mâts haubanés

Pour assurer l'équilibre global de la toiture, en particulier face aux efforts induits par les câbles de suspension à l'avant, une structure rigide est disposée à l'arrière des mâts.

Cette structure est composée de **tubes métalliques** formant une **ossature** qui agit comme un **système de reprise d'efforts**.

Elle permet de compenser les actions de traction exercées vers l'avant par les câbles de suspension, en générant une réaction dirigée vers l'arrière.

D'un point de vue statique, cette disposition agit comme un **système à bras opposé** (principe de moment), où :

- le **mât** constitue le point de rotation,
- la **traction des câbles à l'avant** crée un moment déséquilibrant,
- la **structure arrière** génère un moment stabilisateur inverse, limitant ainsi les déplacements et assurant la stabilité de l'ensemble.

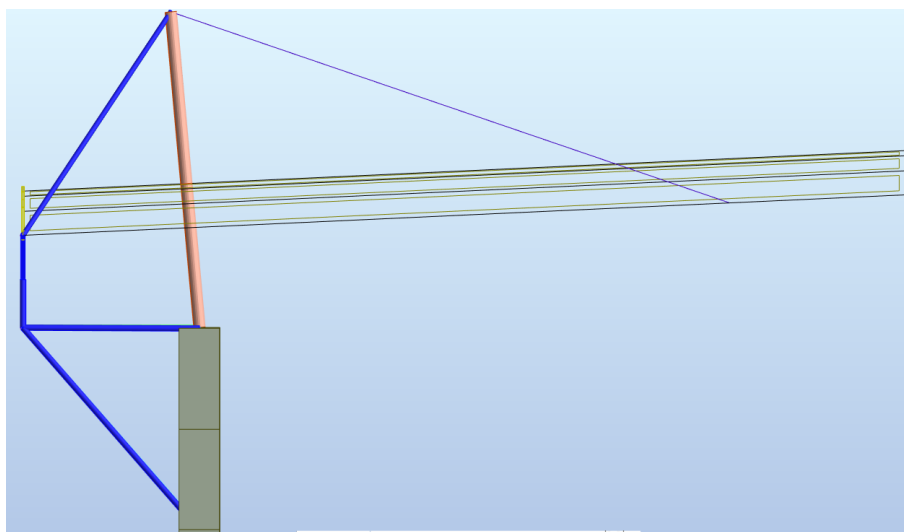


FIGURE 2.9 – Vue latérale illustrant le rôle de la structure arrière comme système de stabilisation

Ainsi, au total, 7 poteaux composent la structure du bloc 10 :

- quatre assurent le soutien direct des poutres principales ;
- trois sont affectés aux mâts.

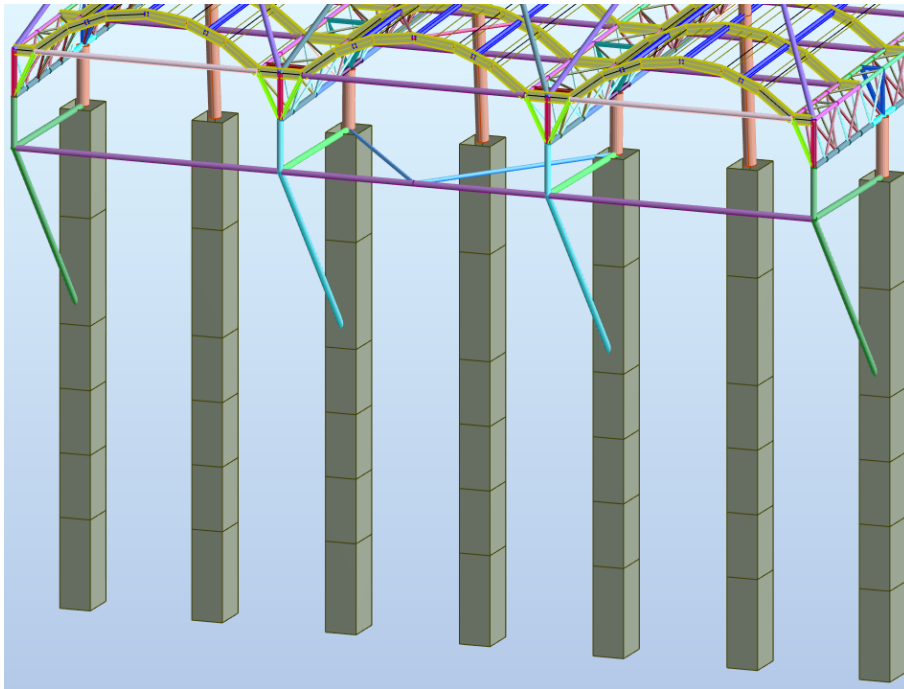


FIGURE 2.10 – Vue 3D illustrant les poteaux verticaux supportant la toiture

Pour contrer le soulèvement induit par le vent, des contrepoids en béton emboîtés sont placés aux extrémités des poutres :

- $1 \text{ kN/m}^2$  pour les poutres d'extrémité ;
- $2 \text{ kN/m}^2$  pour les poutres centrales.

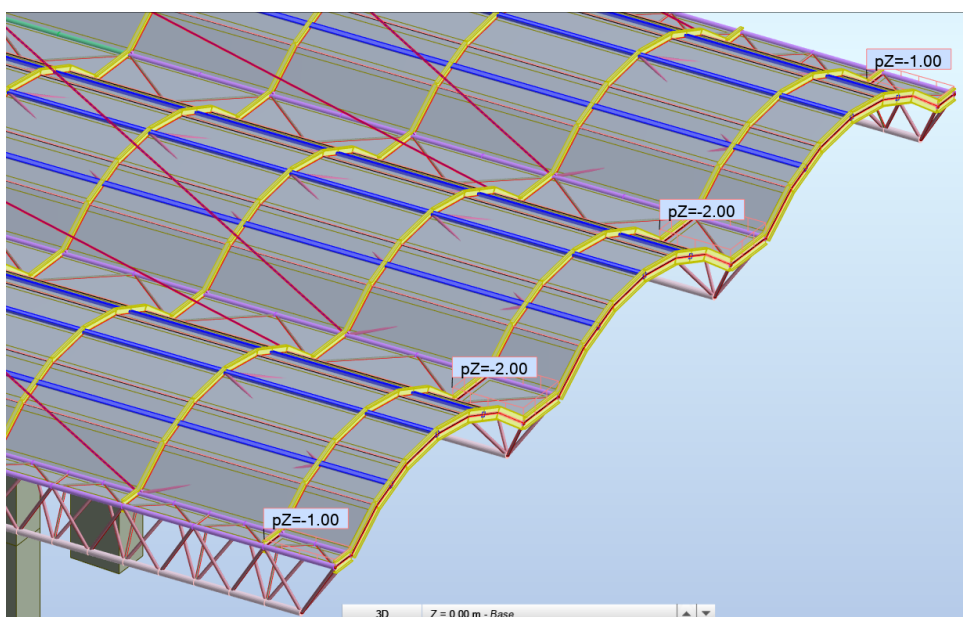


FIGURE 2.11 – Contrepoids en béton

Enfin, la toiture est suspendue à l'aide d'un système de câbles en traction, reliés aux mâts, ce qui permet de réduire considérablement les appuis au sol et d'alléger la structure. L'ensemble combine ainsi une **optimisation de la conception géométrique**, une **stabilité accrue**, une **réduction des masses porteuses**, ainsi qu'une **durabilité renforcée** grâce à une meilleure dissipation des charges et des efforts.

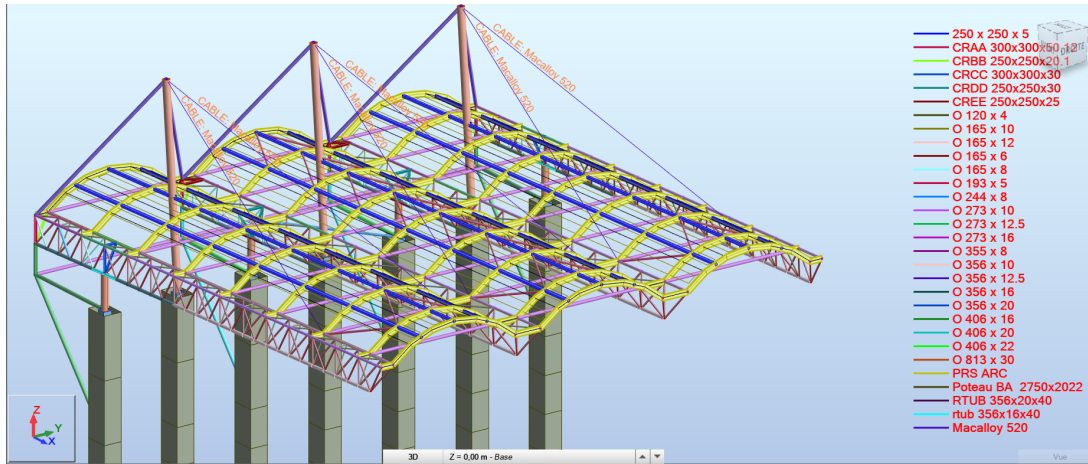


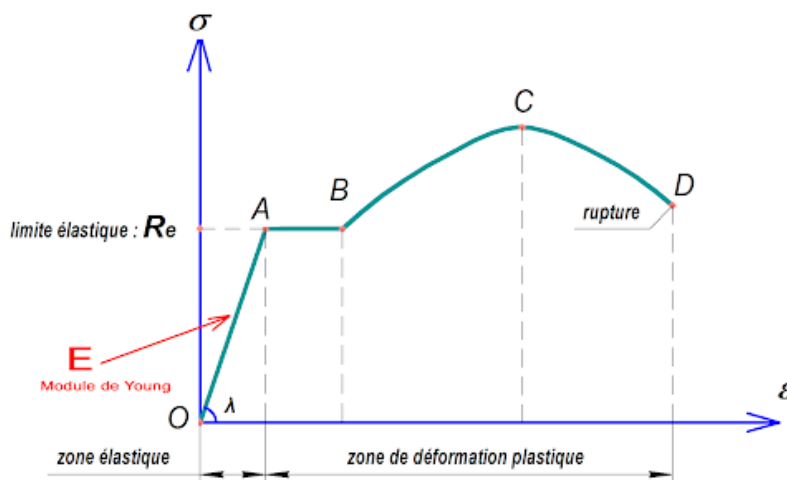
FIGURE 2.12 – élément toiture

## 2.5 Caractéristiques des matériaux :

### 2.5.1 Généralités :

Le choix des matériaux de construction est un paramètre fondamental dans les règles de conception et de calcul des structures en acier. Il influence directement le comportement mécanique global ainsi que la durabilité de l'ouvrage. Les matériaux utilisés dans la toiture du stade sont principalement :

- l'acier, pour les éléments porteurs (poutres, portiques, câbles, treillis),



courbe contrainte deformation

### 2.5.2 Acier utilisé :

L'acier choisi est un acier de construction de type S355, couramment utilisé pour les structures métalliques. Il présente une bonne aptitude au soudage, un comportement ductile, et une résistance mécanique adaptée aux efforts sollicitant la toiture.

Les principales caractéristiques mécaniques de l'acier S355 sont données par l'Eurocode 3 et la norme EN 10025-2 [10,11] :

- **Module d'élasticité longitudinal** :  $E = 210\,000$  MPa,
- **Module de cisaillement** :  $G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = 81\,000$  MPa, avec  $\nu = 0,3$ ,
- **Limite d'élasticité** :  $f_y = 355$  MPa,
- **Résistance à la traction** :  $f_u \approx 510$  à  $630$  MPa,
- **Masse volumique** :  $\rho = 7850$  kg/m<sup>3</sup>,
- **Allongement à la rupture** : supérieur à 22 % (selon EN 10025-2),
- **Coefficient de dilatation thermique** :  $\alpha = 1,2 \times 10^{-5}$  K<sup>-1</sup>.

TABLE 2.1 – Comparaison des principales nuances d'acier selon la norme EN 10025-2

Nuance	Limite d'élasticité (Re)	Résistance à la traction (Rm)	Utilisation courante
S235	235 MPa	360–510 MPa	Petites structures métalliques, ossatures secondaires, charpentes légères
S275	275 MPa	410–560 MPa	Structures courantes : poteaux, poutres, escaliers métalliques
S355	355 MPa	510–630 MPa	Ouvrages à grande portée, charpentes principales, stades, ponts
S420	420 MPa	500–680 MPa	Structures fortement sollicitées, ouvrages spéciaux
S460	460 MPa	540–720 MPa	Grands ponts, pylônes, bâtiments en hauteur, ouvrages soumis à des efforts élevés

**Remarque :** Le choix de la nuance **S355** pour la toiture du stade est justifié par les exigences mécaniques du projet. Cette nuance offre un bon compromis entre résistance, ductilité et aptitude au soudage [12–14]. Sa limite d'élasticité élevée permet de concevoir des éléments porteurs de grande portée tout en réduisant les sections nécessaires, ce qui allège la structure globale. L'acier S355 est également bien adapté aux structures triangulées et aux assemblages métalliques complexes, comme ceux rencontrés dans les poutres treillis et les mâts de stabilisation.

### 2.5.3 Les câbles :

#### 2.5.3.1 Introduction :

un câble se définit comme un assemblage de torons enroulés autour d'une âme centrale, chaque toron étant lui-même constitué de fils métalliques. Les câbles ont connu une évolution majeure grâce aux progrès métallurgiques et aux techniques de fabrication modernes. Aujourd'hui, les câbles en acier haute performance s'imposent comme des éléments essentiels dans la conception de structures légères à grande portée, notamment dans les toitures de stades. Outre leur rôle structurel, les câbles sont également utilisés dans divers systèmes de transport et équipements de levage (téléphériques, ascenseurs, etc.), en tant qu'organes de suspension ou de transmission des efforts mécaniques [15].

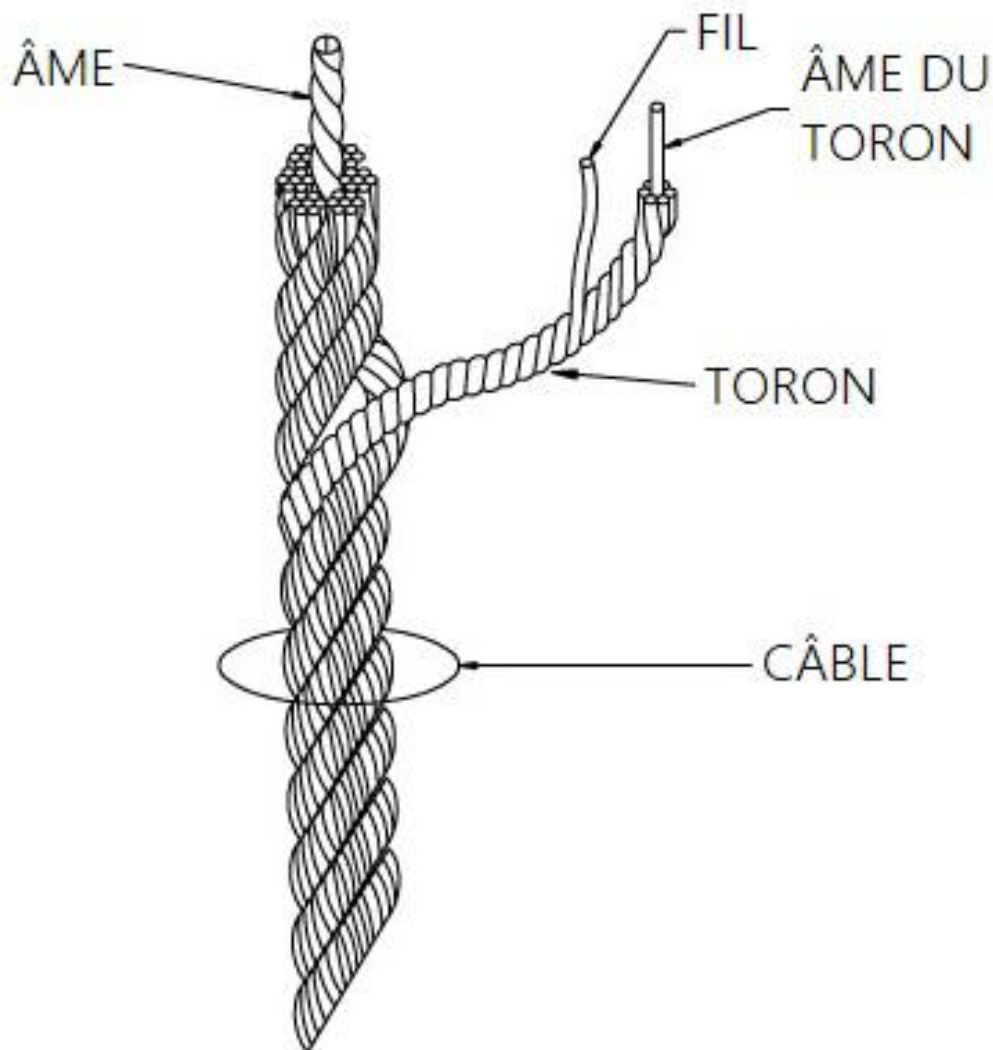


FIGURE 2.13 – Structures d'un câble, source Bergen Cable

Sur le plan géométrique, un câble peut être assimilé à un élément de forme cylindrique, dont le diamètre est très faible comparé à sa longueur. Cette géométrie particulière lui confère une grande flexibilité, à tel point que, dans les modèles classiques, le câble est considéré comme parfaitement flexible. Il ne peut alors transmettre aucune contrainte de flexion, de torsion, de compression ni d'effort tranchant. Le seul effort qu'il peut supporter est une traction pure, orientée selon la tangente à son axe.

Un autre aspect fondamental réside dans le fait qu'un câble n'a pas de forme propre en l'absence de sollicitation : sans charge, il reste entièrement libre et incapable de reprendre quasiment aucun effort. Il est donc nécessaire d'imposer une contrainte initiale pour qu'il puisse assurer un rôle structural. Dans certains cas particuliers, comme les ponts suspendus, le poids propre des éléments portés (tablier) suffit à maintenir le câble en tension. Toutefois, dans la majorité des situations, une prétension doit être appliquée au câble afin de garantir sa stabilité et sa fonctionnalité. Cette charge initiale constitue un paramètre déterminant dans la conception et le dimensionnement par l'ingénieur.

Outre ce comportement mécanique particulier, les câbles présentent plusieurs avantages qui justifient leur utilisation en génie civil :

- leur résistance mécanique élevée,
- la possibilité de couvrir de grandes portées avec des structures légères,
- une flexibilité architecturale permettant de moduler la répartition et directions des charges,
- et un aspect esthétique ouvert apprécié dans l'architecture moderne.

Ces propriétés font des câbles des éléments privilégiés dans de nombreuses applications modernes, allant des ponts suspendus aux toitures haubanées de stades, où ils permettent de réaliser des structures élancées, efficaces et visuellement marquantes [15].

### 2.5.3.2 Mise en place :

La **tension maximale** dans un câble apparaît généralement **au niveau des appuis**. Par conséquent, les pièces de liaison et d'ancrage doivent être **dimensionnées de manière rigoureuse** afin de résister aux efforts transmis.

En pratique, l'extrémité d'un câble est souvent **bloquée dans un culot fileté**, ce qui permet de maintenir le câble en position de manière fiable, comme illustré en **figure 2.14**.

Les dispositifs de liaison utilisés varient selon les besoins structurels. Quelques types courants sont présentés en **figure 2.15**. Pour des configurations simples, telles que les pylônes haubanés, de **simples tendeurs mécaniques** peuvent suffire à assurer l'ancrage.

En outre, différentes pièces de jonction permettent de **relier plusieurs câbles entre eux**, comme montré en **figures 2.16 et 2.17**.

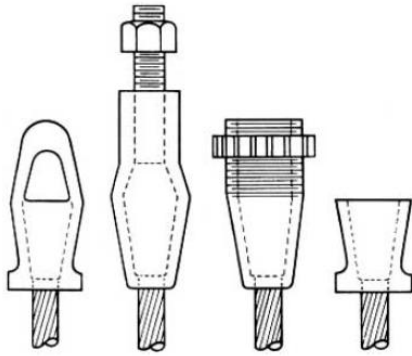


FIGURE 2.14 – Quelques culots filetés pour l’attache des câbles

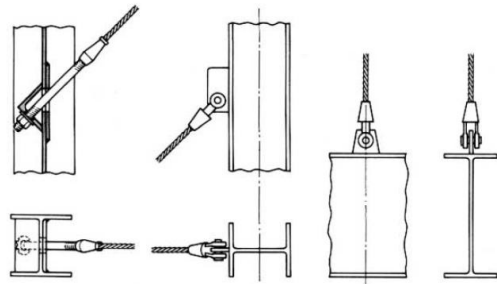


FIGURE 2.15 – Quelques systèmes de liaison entre un câble et les structures

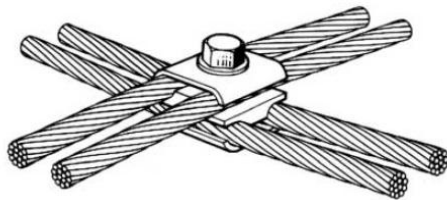


FIGURE 2.16 – Liaison entre des câbles perpendiculaires et parallèles en T

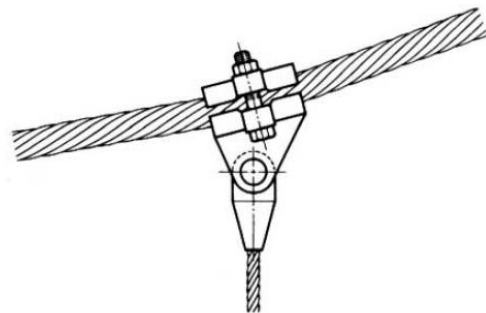


FIGURE 2.17 – Liaison entre un câble courbe et un câble rectiligne

La précontrainte se fait grâce à des vérins hydrauliques. Le contrôle de cette précontrainte est capital afin d’assurer le bon fonctionnement de cet ouvrage, et plusieurs types de capteurs peuvent aider à cet effet [15].

### 2.5.3.3 Bases de calculs analytiques :

Aujourd’hui, la conception des structures à câbles repose largement sur l’utilisation de logiciels de calcul numérique. Ces outils offrent une efficacité et une précision bien supérieures, tout en permettant de s’affranchir des hypothèses simplificatrices classiques. Toutefois, il demeure essentiel pour l’apprenant d’acquérir une bonne maîtrise des méthodes analytiques de calcul, afin de mieux comprendre le comportement mécanique de ce type de structures.

Les câbles posent par ailleurs certaines difficultés particulières aux modèles de calcul. En effet, leur géométrie sous chargement diffère considérablement de leur géométrie initiale à vide. Cette caractéristique empêche l’application du principe de superposition et rend la géométrie non chargée inutilisable pour l’établissement des équations d’équilibre.

– Reprise de la compression :

Il a été mentionné dans la première partie qu'un câble ne travaille normalement qu'en traction. Toutefois, lorsqu'il est soumis à une prétension suffisante, il peut également résister à des efforts de compression, à condition que ces derniers restent inférieurs à la valeur de la prétension initiale. Le câble demeure ainsi sollicité en traction, ce qui lui permet de conserver sa rigidité. Ce comportement est illustré à la figure 2.18.

D'un point de vue structurel, cette propriété est essentielle, car elle rend possible et fiable l'utilisation des câbles dans les ouvrages. En effet, il est impératif que les câbles restent constamment tendus tout au long de la durée de vie de la structure. Des cycles répétés de détente et de tension peuvent engendrer une fatigue prématurée et importante des câbles. Le bon dimensionnement et le réglage précis de la prétension s'avèrent donc cruciaux pour garantir la durabilité de l'ouvrage [15] .

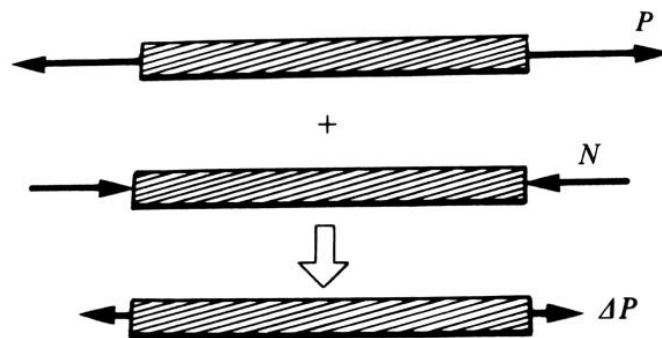


FIGURE 2.18 – Schématisation de la résistance d'un câble à la compression grâce à la prétension.

2.5.3.4 Câble utilisé dans le projet : Haubans Macalloy 520 M85

Le système **Macalloy 520 M85** est une solution de haubanage en acier au carbone à haute résistance, fréquemment utilisée dans les structures métalliques modernes. Il s'agit de barres conçues pour travailler exclusivement en traction dans des applications structurelles exigeantes. Ce type de hauban est particulièrement apprécié pour sa robustesse, sa mise en tension précise et sa durabilité, ce qui le rend adapté aux toitures de grande portée ou aux ouvrages soumis à des efforts importants [16].

**Caractéristiques mécaniques :**

- Matériau : acier au carbone haute performance,
- Diamètre nominal : 82 mm,
- Limite d'élasticité ( $R_e$ ) : 520 MPa,
- Résistance à la traction ( $R_m$ ) : environ 660 MPa,
- Allongement minimal à la rupture : 19 %,
- Charge de rupture : environ 3 213 kN,
- Poids linéique : environ 42,5 kg/m,
- Finition : galvanisation à chaud ou peinture adaptée à l'environnement,
- Longueur maximale : jusqu'à 11,8 m (raccordable par manchons).

**Utilisations structurelles :**

- Haubanage de toitures longues portées (stades, halls industriels),
- Contreventement d'ossatures métalliques,
- Tirants structurels ou décoratifs visibles.

**Avantages :**

- Réglage précis de la mise en tension par filetage et écrou,
- Haute fiabilité mécanique conforme aux normes de fabrication,
- Modularité d'assemblage (raccordement de longueurs par manchons),
- Bonne durabilité (traitement galvanisé ou inox),
- Adaptation aux conditions intérieures ou extérieures.

**Choix du système dans ce projet :** Ce système a été retenu afin de répondre aux exigences de reprise des efforts de traction générés par le poids de la toiture et les effets de vent. Sa capacité élevée, sa longueur disponible et sa mise en tension contrôlée offrent une solution fiable, durable et compatible avec les contraintes structurelles de l'ouvrage.

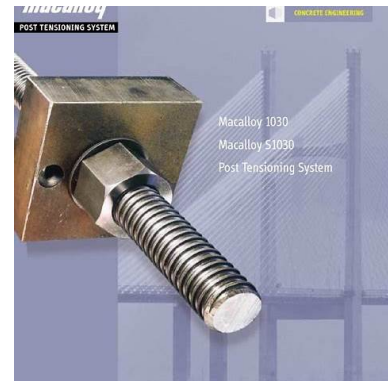
**Source :** *Macalloy Tension Structures Data Sheet, Version 4.7 (2024).*



(a) Câbles en acier inoxydable Macalloy



(b) Terminaisons mécaniques de barres de traction Macalloy : chapes à axe traversant



(c) Composants de haubans Macalloy

FIGURE 2.19 – Exemples de systèmes Macalloy utilisés pour les structures en traction

## 2.6 Présentation du logiciel AutoCAD

AutoCAD est un logiciel de conception assistée par ordinateur (CAO) développé par la société Autodesk [17]. Il permet la création, la modification et l'annotation de dessins techniques en deux et trois dimensions.

Utilisé dans de nombreux domaines tels que l'architecture, le génie civil, la mécanique ou encore l'ingénierie structurelle, AutoCAD est un outil de référence pour l'élaboration de plans détaillés et normalisés. Il offre une grande précision dans le dessin, des fonctionnalités de cotation automatique, la gestion des calques, et une interface compatible avec de nombreux formats de fichiers utilisés dans les environnements professionnels.

Dans le cadre de ce projet, AutoCAD a été utilisé pour reproduire les plans techniques servant de base à la modélisation structurelle du toiture étudié.

### 2.6.1 Correction des plans initiaux à l'aide d'AutoCAD :

Avant d'entamer toute étude structurelle ou modélisation numérique, il est indispensable de disposer de plans fiables et représentatifs de la réalité du projet. Ainsi, une première étape a consisté en une analyse des plans initiaux fournis.

Cette analyse a mis en évidence plusieurs incohérences d'ordre géométrique (Annexe C). Parmi les principales anomalies relevées, on peut citer :

- des échelles erronées sur certains dessins ;
- des cotations manquantes, rendant difficile l'interprétation exacte de certaines parties du projet ;
- des mâts verticaux dans les plans, alors qu'ils sont inclinés dans la réalité du projet ;

Afin de remédier à ces problèmes, une phase de correction a été réalisée à l'aide du logiciel AutoCAD. Cette étape a consisté à :

- ajuster les échelles et vérifier la cohérence des unités ;
- compléter les cotations manquantes ;
- corriger l'orientation des mâts pour qu'elle reflète leur inclinaison effective ;

Le résultat de cette phase est un ensemble de plans techniques corrigés, fiables, cohérents et directement exploitables pour la suite de l'étude, notamment pour la modélisation structurelle et les calculs à venir. Ces documents servent ainsi de base graphique solide à l'ensemble du mémoire.

# Chapitre 3

## Détermination des actions normatives conformément à l’Eurocode 1

### 3.1 Introduction :

Dans le cadre du dimensionnement d’une structure, l’identification et l’évaluation des actions auxquelles elle est soumise constituent une étape essentielle. Ces actions, également appelées charges ou sollicitations, sont déterminées de manière normative, c’est-à-dire conformément aux prescriptions des normes techniques en vigueur.

En Europe, les actions à considérer dans le calcul des structures sont définies par la norme EN 1991 (Eurocode 1) [18]. Ce document établit les différentes catégories d’actions susceptibles d’affecter un ouvrage, notamment :

- les actions permanentes (poids propre, équipements fixes, etc.),
- les actions variables (neige, vent, charges d’exploitation, etc.),
- les actions exceptionnelles (séisme, choc, feu).

Ces actions sont modélisées sous forme de charges réparties ou ponctuelles et sont associées à des coefficients partiels de sécurité, ainsi qu’à des combinaisons spécifiques définies par l’EN 1990 (Eurocode 0) [19].

L’évaluation des actions dans ce projet respecte strictement les prescriptions de l’Eurocode 1, en tenant compte :

- de la situation géographique du site (altitude, vent de référence),
- de la nature d’exploitation de la toiture (maintenance uniquement),
- et des particularités architecturales (structure suspendue, flèche, forme arquée, etc.).

Les valeurs utilisées pour les charges climatiques (neige, vent) sont extraites des cartes de zonage officielles.

**Remarque :** Dans le cadre de la présente étude. Il convient toutefois de noter que pour une étude sismique complète et pertinente, il est nécessaire de considérer l’ensemble de la structure du stade, car la réponse sismique dépend de l’interaction globale entre la toiture, les appuis et la structure porteuse. L’étude actuelle ne prend donc pas en compte les effets sismiques globaux qui devraient faire l’objet d’une analyse complémentaire conformément aux prescriptions de la réglementation parasismique en vigueur (RPA 2024 [20] et Eurocode 8 [21]).

### 3.1.1 Caractéristiques géométriques de la toiture

La structure étudiée est une toiture métallique isolée composée de plusieurs portiques. Les dimensions géométriques suivantes correspondent à un seul portique représentatif de la toiture :

- **Largeur** : 14,70 m
- **Longueur** : 60,00 m
- **Hauteur maximale** : 43,80 m
- **flèche de l'arc** : 3 m

Ces dimensions serviront de base pour le calcul des actions du vent, ainsi que pour la modélisation numérique du comportement structurel sous sollicitation.

## 3.2 Actions du vent :

### 3.2.1 Introduction

Dans le cadre du dimensionnement des structures, la prise en compte des actions climatiques, notamment le vent, constitue une étape essentielle pour garantir la stabilité et la sécurité des ouvrages. Les toitures métalliques, de par leur grande surface exposée et leur légèreté relative, sont particulièrement sensibles aux effets dynamiques et statiques du vent.

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous réalisons une étude au vent de la toiture métallique du stade Hocine Aït Ahmed de Tizi-Ouzou. Cette structure, dont la hauteur est inférieure à 200 mètres, entre pleinement dans le champ d'application du Règlement Algérien Neige et Vent – RNV-A 2013 (DTR C 2-4.7) [22], qui s'applique aux bâtiments et ouvrages courants soumis aux actions du vent.

*Les toitures isolées en forme de voûte peuvent être assimilées à des toitures isolées à versants plans. On remplace dans ce cas chaque voûte par le versant formé par une corde reliant la clef de la voûte à sa naissance. Comme indiqué dans le RNV-A 2013 [22], Chapitre 5 (§5.3.2.2)*

Dans cette étude, nous considérerons la direction du vent la plus défavorable, c'est-à-dire celle susceptible de générer un **effet de soulèvement maximal** sur la toiture on se réfère aussi à l'EN 1991-1-4 [23]. Ce cas critique permet de dimensionner les éléments porteurs dans les conditions les plus sévères.

L'objectif principal est de déterminer les charges de vent appliquées sur la structure, d'évaluer leurs effets à travers une modélisation numérique, et de vérifier la résistance des éléments porteurs de la toiture sous ces sollicitations.

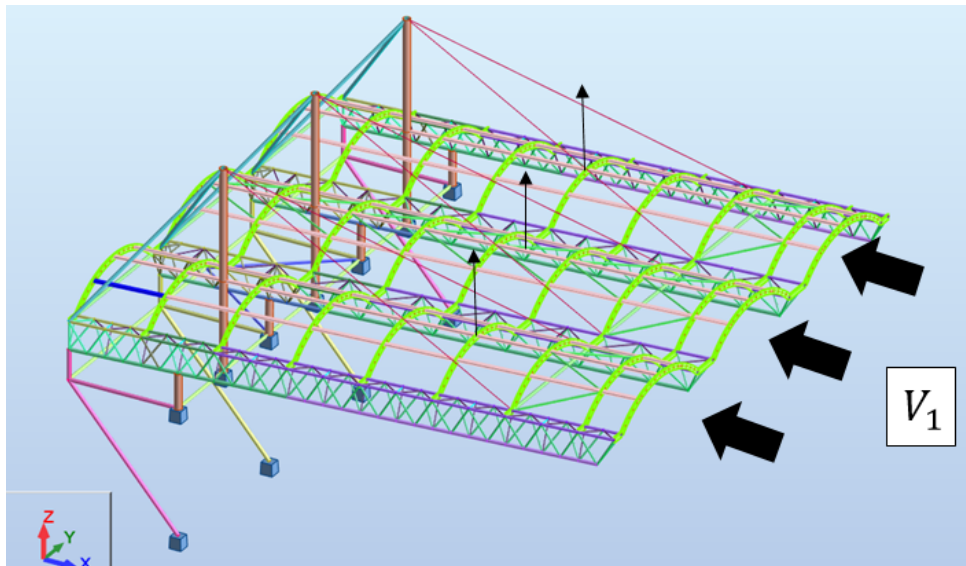


FIGURE 3.1 – Direction du vent considérée ( $V_1$ )

### 3.2.2 Calcul de la pression dynamique de pointe :

La pression dynamique de pointe  $q_p(z_e)$ , à une hauteur de référence  $z_e$ , est une grandeur utilisée pour estimer l'effet maximal du vent sur un bâtiment. Elle dépend de la pression dynamique de référence  $q_{\text{ref}}$  (déterminée par la zone géographique) et du coefficient d'exposition au vent  $C_e(z_e)$ .

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

Selon le RNV-A 2013 [22], Chapitre 2.3.1, les valeurs de  $q_{\text{ref}}$  sont données selon la zone de vent, comme indiqué dans le tableau suivant :

TABLE 3.1 – Valeurs de la pression dynamique de référence

Zone	$q_{\text{ref}}$ (N/m <sup>2</sup> )
I	375
II	435
III	500
IV	575

La valeur de  $q_{\text{ref}}$  est calculée avec la formule suivante :

$$q_{\text{ref}} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_{\text{ref}}^2$$

où  $\rho = 1,20 \text{ kg/m}^3$  est la masse volumique de l'air, et  $V_{\text{ref}}$  la vitesse de référence du vent.

La pression dynamique de référence  $q_{\text{ref}}$  représente la pression exercée par le vent de référence sur une surface exposée, dans des conditions standardisées. Elle constitue la base de tous les calculs liés aux actions du vent sur une structure.

**Pour notre cas on prend  $q_{\text{ref}}$  de la Zone I, selon le RNV-A 2013 [22], Annexe 1**

### 3.2.2.1 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 prend en considération la nature turbulente du vent.

Il est donné par la formule suivante :

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

où :

- $C_t(z)$  est le coefficient de topographie ;
- $C_r(z)$  est le coefficient de rugosité ;
- $I_v(z)$  est l'intensité de la turbulence à la hauteur  $z$  ;
- $z$  est la hauteur considérée (en mètres).

Le stade de Boukhalfa peut être classé en catégorie T1 pour la topographie, selon les critères du RNVA 2013.

donc :  $C_t(z) = 1$

TABLE 3.2 – Valeurs du coefficient d'exposition  $C_e(z)$  pour  $C_t(z) = 1$

Hauteur $z$ (m)	Catégories de terrain				
	0	I	II	III	IV
$\leq 1$	1,811	1,545	1,423	1,276	1,173
2	2,137	1,883	1,423	1,276	1,173
5	2,603	2,373	1,929	1,276	1,173
10	2,983	2,776	2,352	1,703	1,173
15	3,216	3,025	2,616	1,973	1,440
20	3,387	3,207	2,810	2,174	1,640
25	3,521	3,352	2,965	2,335	1,801
30	3,633	3,472	3,094	2,470	1,937
35	3,729	3,575	3,205	2,587	2,055
40	3,813	3,666	3,302	2,690	2,159
50	3,956	3,820	3,468	2,865	2,337
60	4,074	3,947	3,606	3,012	2,487
70	4,175	4,056	3,725	3,139	2,617
80	4,264	4,152	3,829	3,250	2,731
100	4,414	4,315	4,006	3,440	2,926
125	4,566	4,480	4,187	3,634	3,127
150	4,692	4,617	4,337	3,796	3,295
175	4,800	4,735	4,466	3,936	3,440
200	4,895	4,838	4,579	4,058	3,568

TABLE 3.3 – Définition des catégories de terrain selon le RNVA 2013

Catégories de terrain	Description	$K_T$	$z_0$ (m)	$z_{\min}$ (m)
0	Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer.	0.156	0.003	1
I	Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0.170	0.010	1
II	Zone à végétation basse, avec ou sans obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés d'au moins 20 fois leur hauteur.	0.190	0.050	2
III	Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou encore des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (zones suburbaines, forêts permanentes).	0.215	0.300	5
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

Le site du projet étant caractérisé par une végétation basse avec quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments), il correspond à la **catégorie de terrain II**.

Les paramètres associés sont :

$$K_T = 0,190, \quad z_0 = 0,05 \text{ m}, \quad z_{\min} = 2 \text{ m}, \quad \varepsilon = 0,52$$

Pour une hauteur de référence  $z = 43,8$  m, et en utilisant une interpolation linéaire à partir du Tableau 3.2 (entre 40 m et 50 m), on obtient :

$$C_e(43,8) \approx 3,365$$

Cette valeur sera utilisée dans le calcul de la pression dynamique de pointe.

D'où :

$$q_p(43,8) = 375 \times 3,365 = \boxed{1\,261,875 \text{ N/m}^2}$$

### 3.2.3 Détermination de la pression aérodynamique

Dans cette section, nous allons déterminer la **pression aérodynamique**  $W(z_j)$  exercée par le vent sur les éléments de la structure, en particulier la toiture.

La structure considérée étant une **toiture isolée**, c'est-à-dire un élément exposé au vent sur ses deux faces (supérieure et inférieure), le calcul se base sur le cas spécifique des éléments extérieurs selon le DTR C 2-4.7.

La pression aérodynamique est dans ce cas donnée par la formule suivante :

$$W(z_j) = q_p(z_e) \cdot C_{p,net} \quad [\text{N/m}^2]$$

où :

- $q_p(z_e)$  est la pression dynamique de pointe à la hauteur de référence  $z_e$  ;
- $C_{p,net}$  est le coefficient de pression local net (déterminé selon les zones d'action du vent sur la toiture).

Dans cette étude, on a considéré les toitures comme des **toitures isolées à deux versants** conformément au RNV-A 2013, avec un facteur d'obstruction de 1.

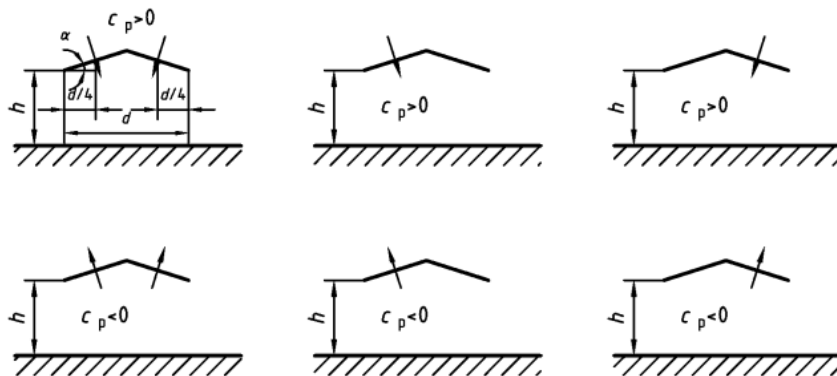


FIGURE 3.2 – Centre de force pour les toitures isolées a 2 versants

TABLE 3.4 – Coefficients correcteurs pour les toitures multiples isolées

Travée	Emplacement	Coefficients correcteurs	
		Sur le coefficient global maximal (vers le bas)	Sur le coefficient global minimal (vers le haut)
1	Travée d'extrémité	1,00	0,8
2	Deuxième travée	0,9	0,7
3	Troisième travée et suivantes	0,7	0,7

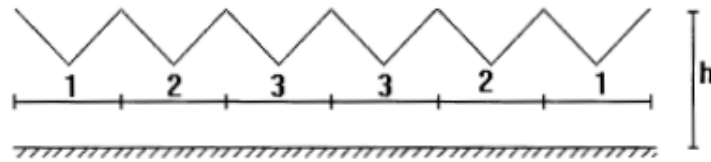


FIGURE 3.3 – Désignation des travées pour toitures multiples isolées

### 3.2.3.1 Coefficients de pression pour les toitures isolées

Selon le DTR C 2-4.7, deux types de coefficients de pression doivent être pris en compte pour les toitures isolées :

- **Le coefficient de force global** : Ce coefficient est associé à la résultante des forces exercées par le vent sur l'ensemble de la toiture. Il doit être utilisé pour le **calcul global** et le **dimensionnement structural principal** de la toiture (pannes, fermes, charpente, etc.). Il permet d'évaluer la charge moyenne transmise à la structure porteuse selon la formule :

$$F = q_p \cdot C_f \cdot S$$

où :

- $q_p$  est la pression dynamique de pointe,
- $C_f$  est le coefficient de force global,
- $S$  est la surface de la toiture.
- **Le coefficient de pression local  $C_{pnet}$**  : Ce coefficient tient compte de l'effet combiné du vent sur la face supérieure et inférieure de la toiture, et de la concentration locale des pressions dues à des phénomènes d'accélération ou de décollement du vent (coins, arêtes, extrémités). Il est utilisé pour la **vérification des éléments secondaires** tels que les plaques de couverture, les systèmes de fixation, ou les points d'ancrage. Il représente la pression locale maximale que ces éléments doivent supporter.

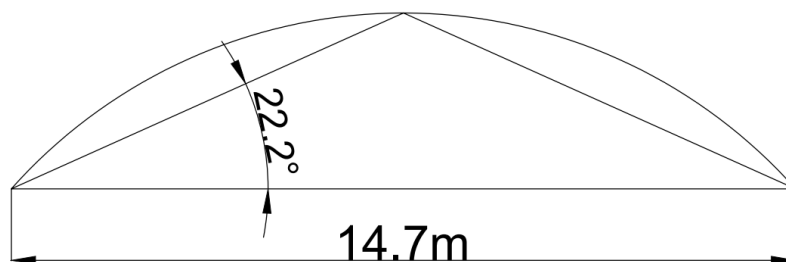
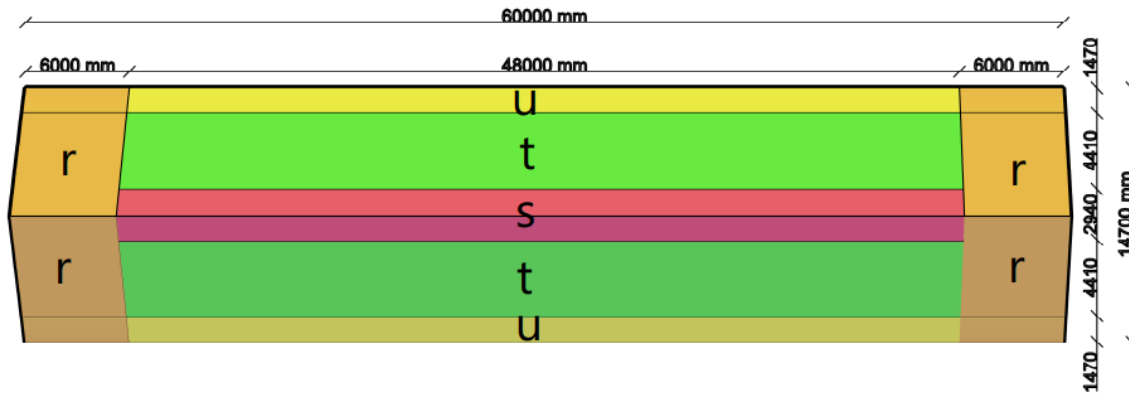


FIGURE 3.4 – Représentation de la pente de la toiture isolée

TABLE 3.5 – Valeurs des coefficients de pression  $C_{p,net}$  pour les toitures isolées à deux versants

Angle de la toiture $\alpha$ (degrés)	Obstruction $\varphi^{(*)}$		Coefficients de force globale $C_f$	Coefficients de pression locaux $C_{p,nette}$			
				zone t	zone r	zone u	zone s
-20	Surpression	$\varphi$ quelconque	+0.7	+0.8	+1.6	+0.6	+1.7
	dépression	$\varphi=0$	-0.7	-0.9	-1.3	-1.6	-0.6
		$\varphi=1$	-1.3	-1.5	-2.4	-2.4	-0.6
-15	Surpression	$\varphi$ quelconque	+0.5	+0.6	+1.5	+0.7	+1.4
	dépression	$\varphi=0$	-0.6	-0.8	-1.3	-1.6	-0.6
		$\varphi=1$	-1.4	-1.6	-2.7	-2.6	-0.6
-10	Surpression	$\varphi$ quelconque	+0.4	+0.6	+1.4	+0.8	+1.1
	dépression	$\varphi=0$	-0.6	-0.8	-1.3	-1.5	-0.6
		$\varphi=1$	-1.4	-1.6	-2.7	-2.6	-0.6
-5	Surpression	$\varphi$ quelconque	+0.3	+1.5	+1.5	+0.8	+0.8
	dépression	$\varphi=0$	-0.5	-0.7	-1.3	-1.6	-0.6
		$\varphi=1$	-1.3	-1.5	-2.4	-2.4	-0.6
+5	Surpression	$\varphi$ quelconque	+0.3	+0.6	+1.8	+1.3	+0.4
	dépression	$\varphi=0$	-0.6	-0.6	-1.4	-1.4	-1.1
		$\varphi=1$	-1.3	-1.3	-2.0	-1.8	-1.5
+10	Surpression	$\varphi$ quelconque	+0.4	+0.7	+1.8	+1.4	+0.4
	dépression	$\varphi=0$	-0.7	-0.7	-1.5	-1.4	-1.4
		$\varphi=1$	-1.3	-1.3	-2.0	-1.8	-1.8
+15	Surpression	$\varphi$ quelconque	+0.4	+0.9	+1.9	+1.4	+0.4
	dépression	$\varphi=0$	-0.8	-0.9	-1.7	-1.4	-1.8
		$\varphi=1$	-1.3	-1.3	-2.2	-1.6	-2.1
+20	Surpression	$\varphi$ quelconque	+0.6	+1.1	+1.9	+1.5	+0.4
	dépression	$\varphi=0$	-0.9	-1.2	-1.8	-1.4	-2.0
		$\varphi=1$	-1.3	-1.4	-2.2	-1.6	-2.1
+25	Surpression	$\varphi$ quelconque	+0.7	+1.2	+1.9	+1.6	+0.5
	dépression	$\varphi=0$	-1.0	-1.4	-1.9	-1.4	-2.0
		$\varphi=1$	-1.3	-1.4	-2.0	-1.5	-2.0
+30	Surpression	$\varphi$ quelconque	+0.9	+1.3	+1.9	+1.6	+0.7
	dépression	$\varphi=0$	-1.0	-1.4	-1.9	-1.4	-2.0
		$\varphi=1$	-1.3	-1.4	-1.8	-1.4	-2.0

*(\*) L'obstruction est le rapport de l'aire des obstructions sous la toiture divisée par l'aire de la section transversale sous la voûte. Les deux aires étant mesurées perpendiculairement à la direction du vent*


 FIGURE 3.5 – Répartition des zones de pression  $C_{p,net}$  sur la toiture isolée

La répartition des zones de pression  $C_{p,net}$  sur la toiture est illustrée à la figure 3.5. Celle-ci distingue clairement les zones **r**, **u**, **t** et **s**, utilisées dans le tableau 3.6 pour l'application des coefficients selon l'exposition au vent.

 TABLE 3.6 – Valeurs des coefficients  $C_F$  et  $C_{p,net}$ .

Angle $\alpha$ (°)	Obstruction $\varphi$	$C_F$	$C_{p,t}$	$C_{p,r}$	$C_{p,u}$	$C_{p,s}$
<b>Surpression</b> ( $\varphi$ quelconque)						
20	Surpression $\varphi$ quelconque	0.60	0.60	1.60	1.40	1.10
22.2	Surpression $\varphi$ quelconque	0.644	0.644	1.732	1.576	1.508
25	Surpression $\varphi$ quelconque	0.70	0.70	1.90	1.80	1.80
<b>Dépression</b> ( $\varphi = 1$ )						
20	Dépression $\varphi = 1$	-1.30	-1.00	-1.50	-2.40	-1.40
22.2	Dépression $\varphi = 1$	-1.256	-1.00	-1.416	-2.168	-1.312
25	Dépression $\varphi = 1$	-1.20	-1.00	-1.35	-2.10	-1.20

 TABLE 3.7 – Pression aérodynamique globale  $W(z_j)$  pour  $\alpha = 22,2^\circ$ 

Condition	Coefficient $C_F$	Formule de calcul $W(z_j)$	Résultat [ $N/m^2$ ]
Surpression $\varphi$ quelconque	0.644	$W = 1261,875 \cdot 0.644$	812.65
Dépression $\varphi = 1$	-1.256	$W = 1261,875 \cdot (-1.256)$	-1585

 TABLE 3.8 – Pression aérodynamique  $W(z_j)$  – Zone t

Zone	Condition	Formule	Résultat [ $N/m^2$ ]
t	Surpression ( $C_{p,net} = 0,644$ )	$1261,875 \cdot 0,644$	812.65
	Dépression ( $C_{p,net} = -1,000$ )	$1261,875 \cdot (-1,000)$	-1262

TABLE 3.9 – Pression aérodynamique  $W(z_j)$  – Zone r

Zone	Condition	Formule	Résultat [N/m <sup>2</sup> ]
r	Surpression ( $C_{p,net} = 1,732$ )	$1261,875 \cdot 1,732$	2185.6
	Dépression ( $C_{p,net} = -1,416$ )	$1261,875 \cdot (-1,416)$	-1786.82

 TABLE 3.10 – Pression aérodynamique  $W(z_j)$  – Zone u

Zone	Condition	Formule	Résultat [N/m <sup>2</sup> ]
u	Surpression ( $C_{p,net} = 1,576$ )	$1261,875 \cdot 1,576$	1988.72
	Dépression ( $C_{p,net} = -2,168$ )	$1261,875 \cdot (-2,168)$	-2735.75

 TABLE 3.11 – Pression aérodynamique  $W(z_j)$  – Zone s

Zone	Condition	Formule	Résultat [N/m <sup>2</sup> ]
s	Surpression ( $C_{p,net} = 1,508$ )	$1261,875 \cdot 1,508$	1903
	Dépression ( $C_{p,net} = -1,312$ )	$1261,875 \cdot (-1,312)$	-1655.6

### 3.2.4 Effets du frottement :

Selon le DTR C 2-4.7, les effets de frottement du vent sur les surfaces parallèles à la direction du vent peuvent être négligés lorsque l'aire totale de ces surfaces est inférieure ou égale à quatre fois l'aire totale des surfaces extérieures perpendiculaires au vent.

Dans notre cas, la toiture métallique est globalement parallèle à la direction du vent dominant, et il n'existe pas de parois verticales (murs) perpendiculaires au vent. Par conséquent, l'aire des surfaces parallèles au vent est très largement supérieure à celle des surfaces perpendiculaires.

**Conclusion :** la condition  $A_{parallèle} \leq 4 \times A_{perpendiculaire}$  n'est pas satisfaite. **Les forces de frottement du vent doivent donc être prises en compte** dans le calcul global des actions sur la structure.

TABLE 3.12 – Valeurs des coefficients de frottement selon l'état de surface (DTR C 2-4.7)

État de surface	Coefficient de frottement $C_f$
Lisse (acier, béton lisse, ondulations parallèles au vent, paroi enduite, etc.)	0,01
Rugueux (béton rugueux, paroi non enduite, etc.)	0,02
Très rugueux (ondulations perpendiculaires au vent, nervures, plis, etc.)	0,04

Pour déterminer la force de frottement, la subdivision des parois parallèles au vent (dont la somme des aires est appelée aussi *aire de frottement*) doit tenir compte des états de surfaces différents.

Il convient d'appliquer les forces de frottement sur la partie des surfaces extérieures parallèles au vent situées à une distance des bords au vent ou des angles au vent égale à la plus petite valeur de  $2b$  ou  $4d$ .

**Dans notre cas**, la plus petite valeur est  $2b = 29,4$  m, qui sera donc utilisée pour délimiter la zone d'application de la force de frottement.

### 3.2.4.1 Détermination de l'aire de frottement $A_{fr}$

L'aire de frottement  $A_{fr}$  est calculée comme le produit de la longueur de l'arc de la toiture (mesurée sur AutoCAD) par la longueur de la zone affectée par le frottement.

- Longueur de l'arc (largeur de la toiture) :  $L = 16\,282$  mm
- Longueur de la zone affectée :  $l = 30\,600$  mm

$$A_{fr} = L \times l = 16\,282 \times 30\,600 = 498\,229\,200 \text{ mm}^2 = \boxed{498,23 \text{ m}^2}$$

La zone affectée par les forces de frottement est donc de **498,23 m<sup>2</sup>**.

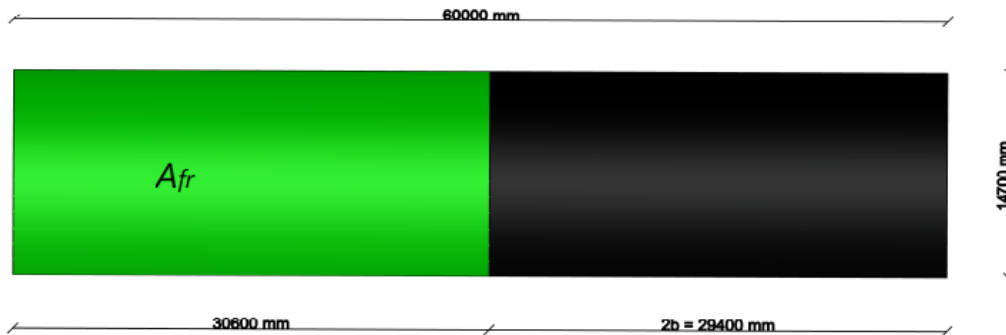


FIGURE 3.6 – Représentation de la surface soumise au frottement  $A_{fr}$

### 3.2.4.2 Calcul de la force de frottement

La force de frottement est donnée par la relation suivante :

$$F_{fr} = C_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{fr}$$

Avec :

- $C_{fr} = 0,04$  : coefficient de frottement (plus défavorable) comme indiqué dans le RNV 2013 DTR-C-2-47 [24],
- $q_p(z_e) = 1261,875 \text{ N/m}^2$  : pression dynamique à la hauteur de référence,
- $A_{fr} = 498,23 \text{ m}^2$  : aire de frottement considérée.

Le calcul donne :

$$F_{fr} = 0,04 \times 1261,875 \times 498,23 = \boxed{25148,16 \text{ N}}$$

## 3.3 Action de la neige :

### 3.3.1 Introduction :

L'action de la neige constitue une sollicitation climatique importante à prendre en compte dans le dimensionnement des structures, notamment les toitures. La neige peut générer des charges importantes, susceptibles de provoquer des efforts significatifs sur les éléments porteurs, en particulier pour les grandes portées ou les structures légères.

Conformément au RNVA 2013, les charges de neige doivent être déterminées en fonction :

- de la zone climatique,
- de l'altitude du site,
- de la forme de la toiture,
- des effets locaux (accumulations, glissements, etc.).

Dans cette étude, une attention particulière est portée à l'effet de la neige sur la couverture métallique du stade Hocine Aït Ahmed. Les hypothèses de charge seront établies conformément à la réglementation en vigueur, en tenant compte du contexte climatique local et des spécificités géométriques de la toiture.

### 3.3.2 Calcul des charges de neige

#### 3.3.2.1 Charge de neige sur le toiture

La charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de toitures ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient à l'aide de la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \quad [\text{kN/m}^2] \quad (3.1)$$

avec :

- $S_k$  : charge de neige sur le sol (en  $\text{kN/m}^2$ ), déterminée en fonction de l'altitude du site et de la zone de neige (voir Annexe 1 du **RNV-A 2013**).
- $\mu$  : coefficient de forme de la toiture (donné selon la géométrie de la toiture).

Dans le cadre de ce projet, le stade Hocine Aït Ahmed est situé dans **la Zone A** à une altitude d'environ **120 mètres**. Cette altitude, relativement faible, est prise en compte pour la détermination de  $S_k$  selon la zone climatique correspondante dans la réglementation **RNV-A 2013**.

#### 3.3.2.2 Détermination de la charge de neige au sol

Conformément au **RNV-A 2013**, pour les sites situés en **Zone A**, la charge de neige au sol  $S_k$  (en  $\text{kN/m}^2$ ) est donnée par la formule suivante :

$$S_k = \frac{0.07 \cdot H + 15}{100}$$

où :

- $H$  est l'altitude du site considérée, en mètres.

Dans notre cas, le stade Hocine Aït Ahmed est situé à une altitude de :

$$H = 120 \text{ m}$$

En remplaçant dans la formule :

$$S_k = \frac{0.07 \cdot 120 + 15}{100} = \frac{8.4 + 15}{100} = \frac{23.4}{100} = \boxed{0.234 \text{ kN/m}^2}$$

Ainsi, la charge de neige au sol est de **0.234** kN/m<sup>2</sup>.

### 3.3.2.3 Coefficient de forme de la toiture :

Dans le cas des toitures cylindriques ne comportant pas d'obstacles de neige, il convient de considérer les cas de charges illustrés par la figure ci-dessous. La disposition de charge à retenir est celle produisant les effets les plus défavorables.

Les toitures cylindriques incluent toutes celles dont la courbure, uniforme ou non, n'est pas alternée.

Les coefficients de forme  $\mu$  se calculent comme suit :

- Pour  $\beta \leq 60^\circ$  :
  - $\mu_1 = 0.8$
  - $\mu_3 = 0.2 + 10 \frac{h}{b}$  avec  $\mu_3 \leq 2.0$
- Pour  $\beta > 60^\circ$  :
  - $\mu_1 = \mu_3 = 0.0$

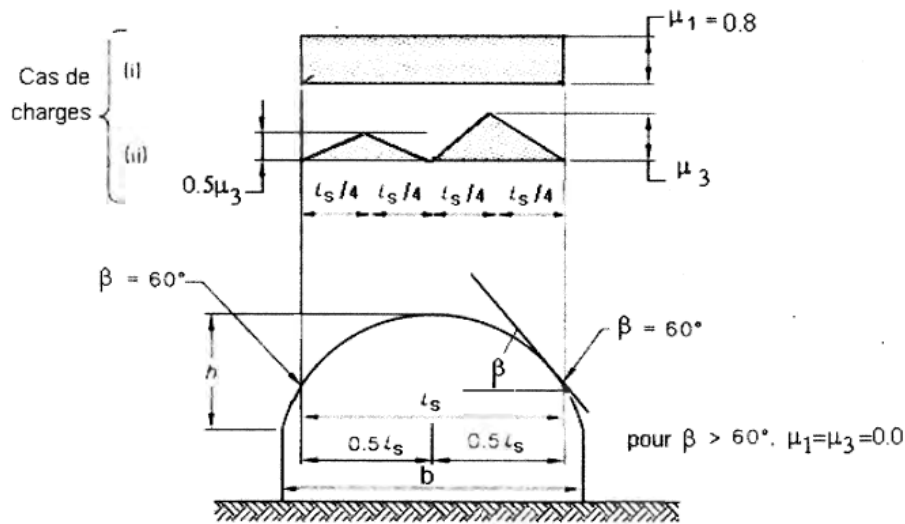


FIGURE 3.7 – Coefficients de forme — Toitures cylindriques

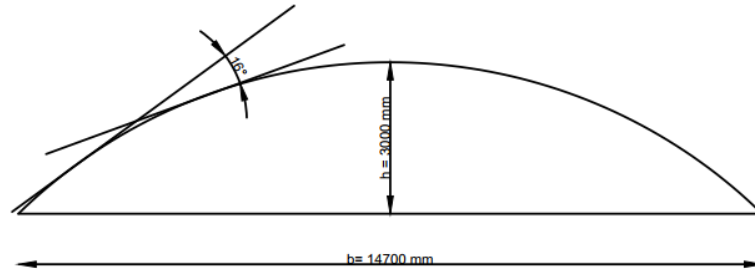


FIGURE 3.8 – Dimensions géométriques de la toiture voûtée.

- L'angle de pente est  $\beta = 16^\circ$ , donc inférieur à  $60^\circ$ . On applique alors les formules suivantes pour une toiture cylindrique sans obstacle :

- $\mu_1 = 0.8$

- $\mu_3 = 0.2 + 10 \cdot \frac{h}{b}$

$$\mu_3 = 0.2 + 10 \cdot \frac{3.00}{14.70} = 0.2 + 2.04 = 2.24$$

- Comme  $\mu_3 > 2.0$ , on applique la limite :

$$\mu_3 = 2.0$$

### 3.3.2.4 Calcul de la charge de neige sur la toiture

- **Cas de charge uniforme :**

$$\mu_1 = 0.8 \quad \Rightarrow \quad S = \mu_1 \cdot S_k = 0.8 \cdot 0.234 = 0.1872 \text{ kN/m}^2$$

- **Cas de charge triangulaire :**

$$\mu_3 = 2.0 \quad \Rightarrow \quad S = \mu_3 \cdot S_k = 2.0 \cdot 0.234 = 0.468 \text{ kN/m}^2$$

- **Cas de demi-charge triangulaire :**

$$0,5\mu_3 = 1.0 \quad \Rightarrow \quad S = 0.5 \cdot \mu_3 \cdot S_k = 1.0 \cdot 0.234 = 0.234 \text{ kN/m}^2$$

## 3.4 Conclusion de l'étude climatique

L'étude climatique a été réalisée afin de déterminer les actions du vent et de la neige sur la toiture métallique du stade Hocine Aït Ahmed. Ces actions sont essentielles pour dimensionner correctement les éléments porteurs de la structure et garantir la sécurité de l'ouvrage face aux conditions climatiques locales.

Pour cela, nous avons suivi les prescriptions du RNV-A 2013. L'étude du vent a permis de calculer les pressions aérodynamiques selon la forme de la toiture, son inclinaison et sa position. L'effet du frottement a également été pris en compte, car la toiture présente une grande surface parallèle à la direction du vent.

L'étude de la neige, basée sur la zone A et une altitude de 120 mètres, a permis de déterminer la charge de neige au sol. Ensuite, différents cas de charges sur la toiture ont été calculés selon les coefficients de forme adaptés à sa géométrie voûtée.

Ces études climatiques constituent une étape indispensable pour assurer un dimensionnement fiable et conforme aux normes en vigueur.

# Chapitre 4

## Modélisation numérique et résultats

### 4.1 Introduction

Ce chapitre présente la modélisation numérique du projet à l'aide du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis**. L'objectif de cette phase est de simuler le comportement structurel de l'ouvrage étudié afin de vérifier sa stabilité, dimensionner les éléments porteurs et analyser les efforts internes.

La modélisation permet également de valider les hypothèses retenues lors des étapes précédentes, notamment en ce qui concerne les chargements et les conditions aux limites. Le modèle numérique constitue ainsi un outil essentiel pour garantir la fiabilité et la sécurité de la structure.

### 4.2 Présentation du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis

**Autodesk Robot Structural Analysis** est un logiciel de calcul par éléments finis destiné à l'analyse et au dimensionnement des structures de bâtiments et d'ouvrages de génie civil [25]. Il permet de modéliser des structures 2D et 3D, d'appliquer différents types de charges (permanentes, variables, sismiques, etc.), et de réaliser des vérifications selon différentes normes (Eurocode, RPA, etc.).

Dans le cadre de ce projet, Robot a été utilisé pour :

- modéliser la géométrie de l'ouvrage ;
- affecter les matériaux et sections aux éléments structurels ;
- appliquer les différentes actions conformément à l'Eurocode ;
- effectuer les calculs de sollicitations internes ;
- analyser les résultats (déplacements, efforts, réactions d'appui).



FIGURE 4.1 – Logo Autodesk Robot Structural Analysis

## 4.3 Procédure d'utilisation de Autodesk Robot Structural Analysis

Dans cette section, nous détaillons les étapes suivies pour utiliser Autodesk Robot Structural Analysis dans le cadre de ce projet. Cette procédure comprend :

### 4.3.1 choisir le type de structure

Chaque type de structure active un système de coordonnées et des degrés de liberté nodaux adaptés à la physique modélisée. Le tableau 4.1 présente les fonctionnalités principales de chaque type. [26]

TABLE 4.1 – Fonctionnalités principales par type de structure

Type de structure	Fonctionnalité / Usage principal
Treillis (2D / 3D)	Éléments axiaux uniquement. Déplacements sans rotations, pas de flexion (barres tendues).
Portique / Ossature (2D ; 3D)	Inclut flexion : modélisation de poutres et de cadres avec déplacements et rotations.
Grillage	Modélisation de planchers par poutres croisées. Flexion prise en compte via éléments horizontaux.
Plaque / Coque	Plaque : flexion uniquement (déplacement $u_z$ , rotations $\theta_x, \theta_y$ ). Coque : combinaison membrane + flexion (idéal pour dalles et coques complexes).
Contrainte plane	Analyse plane (déplacements $u_x, u_y$ seulement). Pas de rotation, épaisseur uniforme (1 m).
Déformation plane	Cas d'ouvrages longs et homogènes (ex. barrages). Déplacements $u_x, u_y$ avec contrainte plane.
Axisymétrique	Modélisation avec symétrie de révolution. Utilisé pour réservoirs, silos, tuyaux cylindriques.
Volumique (Solide 3D)	Élément solide complet, avec déplacements $u_x, u_y, u_z$ . Utilisé pour structures massives et complexes.
Bâtiment (template)	Interface simplifiée pour modéliser des structures de bâtiment, équivalent au type "coque".

#### 4.3.1.1 Choix effectué dans ce projet

Dans le cadre de notre mémoire, nous avons choisi le type de structure **Portique spatial (3D Frame)**, car il permet de :

- modéliser la géométrie tridimensionnelle de la toiture métallique ;
- prendre en compte les déplacements et les rotations dans les trois directions ;
- analyser les efforts internes, les réactions d'appuis et les combinaisons de charges selon l'Eurocode.

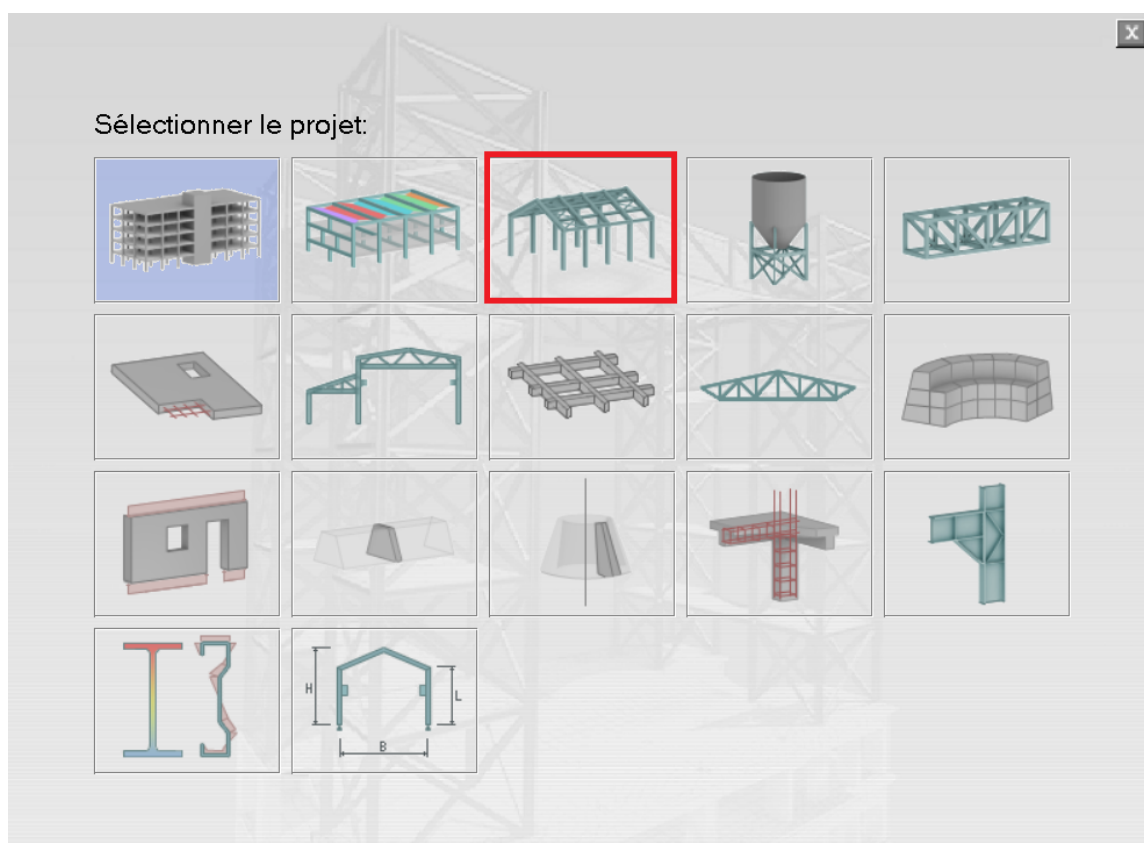


FIGURE 4.2 – Sélection du type de structure dans Robot.

### Conseils d'utilisation

- Choisir le type le plus **simple** conforme au phénomène réel : ex. portique pour flexion, treillis pour effort axial pur.
- Éviter les combinaisons interdites : par exemple, vous ne pouvez pas mélanger un modèle 3D frame avec une structure de plaque ou contrainte plane.
- Utiliser la carte “Bâtiment” pour gagner du temps si vous modélisez une structure de bâtiment.

### 4.3.2 Importation du plan 3D depuis AutoCAD :

La deuxième étape de la procédure consiste à **importer la géométrie de l'ouvrage réalisée sous AutoCAD** vers Autodesk Robot Structural Analysis. Cette opération présente deux avantages majeurs :

- **Gain de temps** : la modélisation 3D est déjà réalisée sous AutoCAD, ce qui évite de redessiner intégralement la structure dans Robot.
- **Réduction des erreurs** : l'importation directe permet de conserver la cohérence géométrique du modèle (dimensions, angles, nœuds).

Deux méthodes d'importation peuvent être utilisées :

**Méthode 1 : Importation automatique du fichier DWG/DXF** L'importation se fait via l'option **Fichier** → **Importer** → **DWG/DXF**.

- **Avantages** : rapidité, limitation des erreurs de saisie, transfert automatique de la géométrie.
- **Précautions** : vérifier l'échelle, utiliser le même repère global, nettoyer le fichier AutoCAD (suppression des textes, cotes et calques non nécessaires).

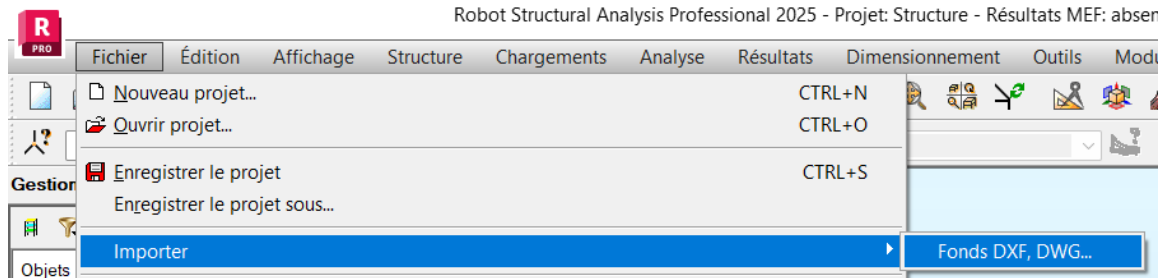


FIGURE 4.3 – importation automatique d'un fichier AutoCAD vers Robot.

**Méthode 2 : Importation manuelle par coordonnées des nœuds** Pour plus de précision, il est possible de relever dans AutoCAD les coordonnées des points essentiels (sommets, appuis, intersections) et de les saisir manuellement dans Robot à l'aide de la fonctionnalité **Définir nœud**.

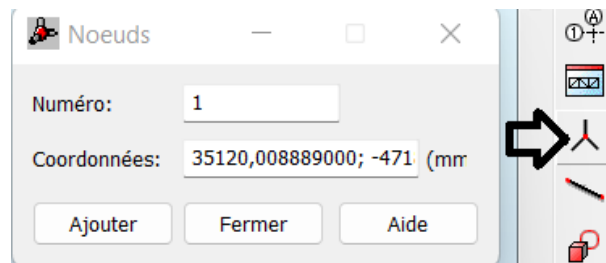


FIGURE 4.4 – importation manuelle d'un fichier AutoCAD vers Robot.

- **Avantages** : grande précision, contrôle individuel de la géométrie, possibilité de corriger certaines approximations du fichier importé.
- **Précautions** : utiliser le même repère d'axes et la même unité entre AutoCAD et Robot pour assurer la cohérence.
- **Limites** : méthode plus longue et fastidieuse, à réserver aux modèles de taille moyenne ou nécessitant une exactitude géométrique élevée.

**Remarque importante** : Quelle que soit la méthode choisie, l'harmonisation des **repères** et des **unités de mesure** entre AutoCAD et Robot est indispensable pour garantir la fiabilité du modèle importé.

**Modèle 3D à importer depuis AutoCAD :** La figure 4.5 illustre le modèle 3D de la toiture métallique réalisé sous AutoCAD. C'est ce plan qui sera importé dans Autodesk Robot Structural Analysis pour la suite de l'étude. L'utilisation d'un modèle conçu dans AutoCAD permet non seulement de gagner du temps, mais également d'assurer une meilleure précision géométrique et une cohérence avec les plans architecturaux initiaux.

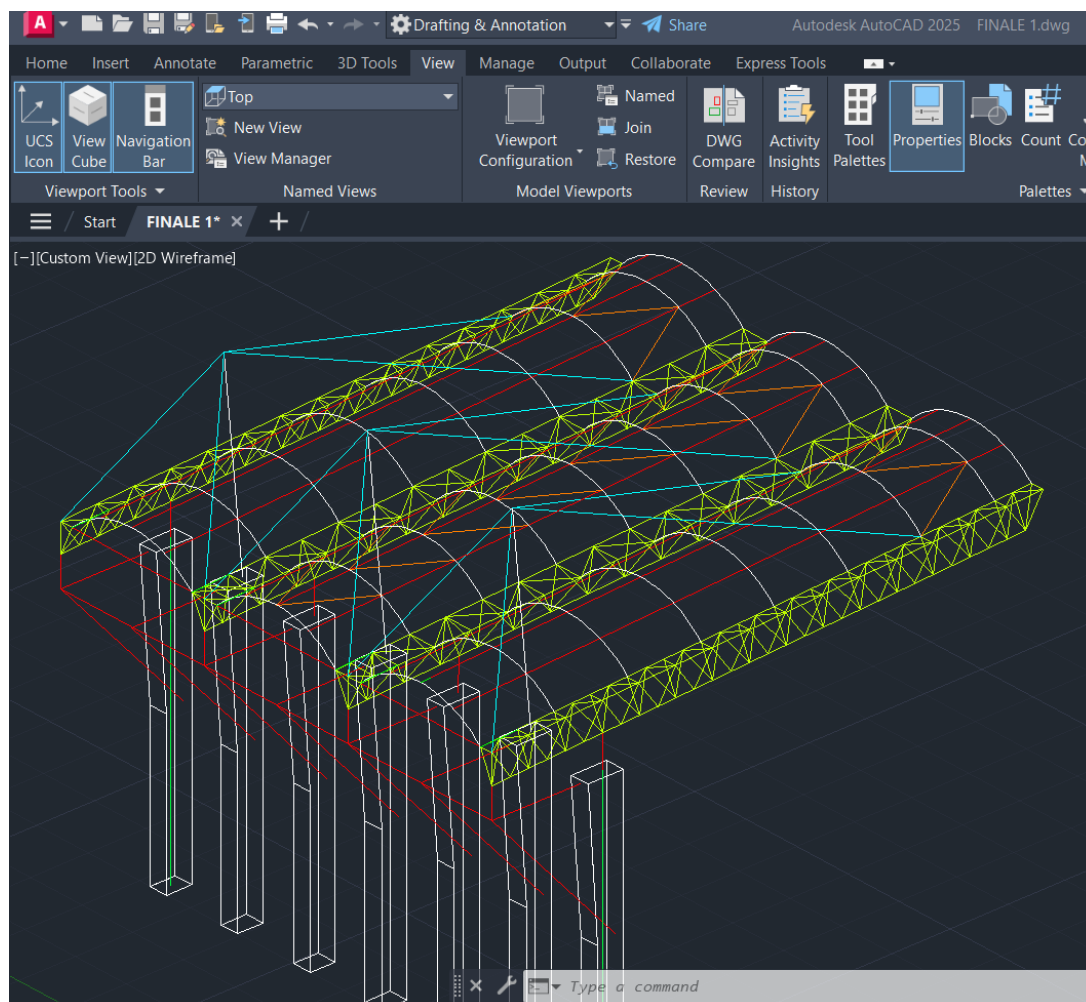


FIGURE 4.5 – Plan 3D de la toiture métallique réalisé sous AutoCAD.

**Réglage des paramètres d'import DXF/DWG :** Après l'import, Autodesk Robot affiche la boîte *Paramètres de l'ouverture du fichier* (figure 4.6). Les entités courbes (arcs, polygones) sont **discrétisées en segments de barres droites** : Robot ne traite pas les barres courbes nativement, il crée une *approximation polygonale* dont la finesse dépend des options de discrétisation (*Angle*, *Min*, *Divisions pour 360°*). Une discrétisation plus fine améliore la précision géométrique mais augmente le nombre d'éléments et le temps de calcul.

Les options principales sont :

- **Décomposition en éléments finis** : *Barres* (conversion automatique des entités linéaires en éléments barre).
- **Paramètres de discrétisation des arcs** : choix de l'angle de base et du nombre minimal de divisions, ou *Nombre fixe / Divisions pour l'angle 360°*.

- **Interprétation de l'épaisseur** : typiquement *Ignorer* pour ne pas convertir des largeurs en sections.
- **Normalisation des coordonnées** : utile pour fusionner les points très proches.

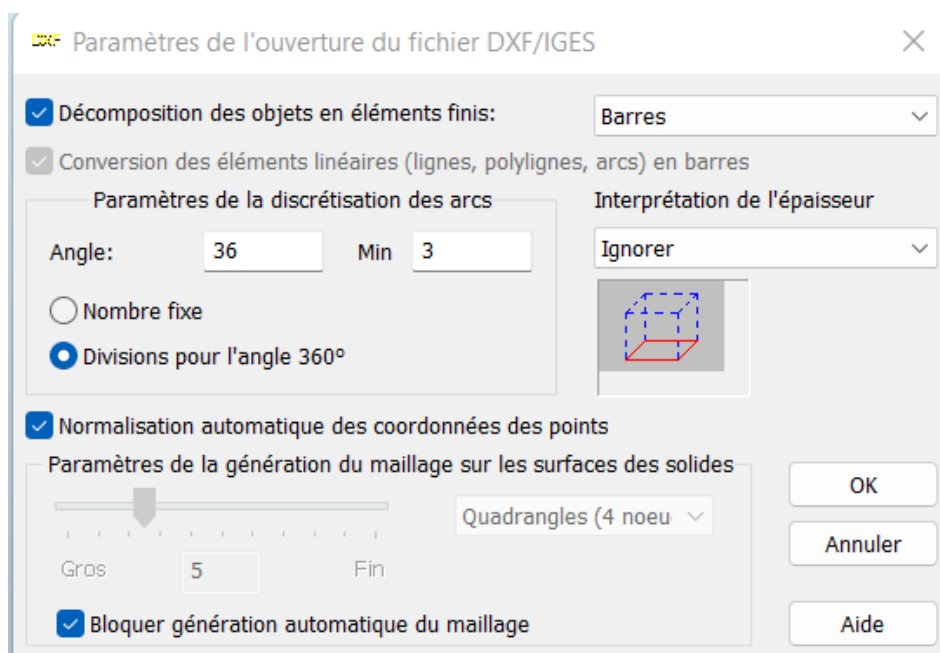


FIGURE 4.6 – Boîte de dialogue des paramètres d'import.

**Méthode 3 : Modélisation classique par lignes de construction** La troisième méthode consiste à tracer directement dans Robot les lignes de construction correspondant à la géométrie de l'ouvrage. Les nœuds et les barres sont alors créés manuellement, étape par étape, en suivant le plan 2D ou 3D de référence.

- **Avantages** : méthode traditionnelle, ne nécessite aucun autre logiciel ; permet une maîtrise complète de la géométrie directement dans Robot.
- **Précautions** : attention aux erreurs de saisie (coordonnées, longueurs, angles). L'utilisation de repères auxiliaires (grilles, axes) est recommandée pour assurer la précision.
- **Limites** : méthode plus longue, particulièrement pour des structures complexes ; plus grande probabilité d'erreurs géométriques.

### 4.3.3 Définition des préférences du projet et choix des normes :

Avant d’attribuer les matériaux et sections aux éléments structuraux, il est indispensable de définir les **préférences du projet**. Ces préférences constituent le cadre de référence pour l’ensemble des calculs et vérifications.

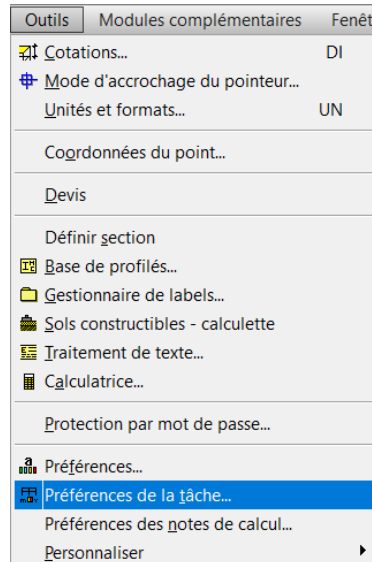


FIGURE 4.7 – Accès aux préférences de la tâche.

**Choix des normes de conception** Le projet porte sur une **toiture métallique** modélisée en portique spatial (3D Frame). Dans les *Préférences de la tâche* (figure 4.8), les normes suivantes ont été définies afin d’assurer la cohérence des vérifications et des bibliothèques matériaux/sections :

- **Structures acier et aluminium : NF EN 1993-1-1 (Eurocode 3) [10] + Annexe Nationale FR.** Norme choisie pour le dimensionnement des éléments en acier. Elle couvre la résistance des barres, la stabilité (flambement, voilement) et les états limites (ELU/ELS).
- **Assemblages acier : EN 1993-1-8.** Utilisée pour le calcul des connexions (soudures, boulons, platines), en cohérence avec EC3.
- **Béton armé : BAEL 91 mod. 99.** Conserve la référence traditionnelle pour les éventuels éléments en béton armé (longrines, massifs, fondations). Bien que l’Eurocode 2 (EN 1992) soit disponible, le BAEL est retenu ici pour correspondre aux pratiques locales.
- **Géotechniques : DTU 13.12.** Norme de référence pour les appuis et fondations courantes, intégrant les prescriptions de mise en œuvre.

Ces choix garantissent :

1. la **cohérence normative** de l’ensemble des calculs et vérifications,
2. l’accès aux **bibliothèques de matériaux et profils normalisés**,
3. la génération correcte des **combinaisons de charges** associées aux normes sélectionnées.

Enfin, les paramètres ont été enregistrés comme valeurs par défaut via l'option « *Enregistrer les paramètres comme paramètres par défaut* », puis vérifiés avec les unités (m, kN, kN · m, MPa) afin de garantir l'homogénéité des résultats.

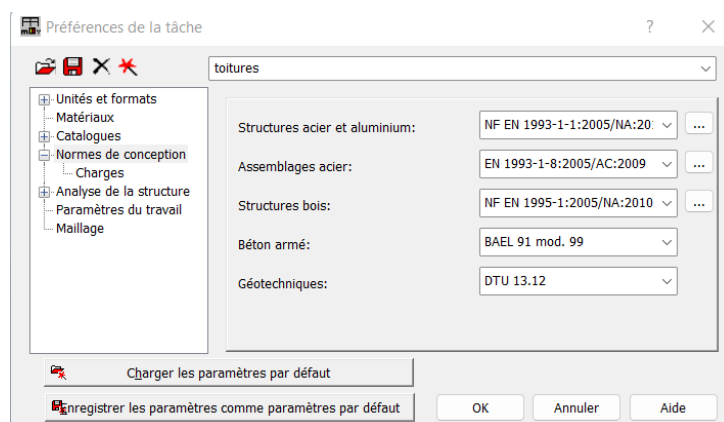


FIGURE 4.8 – Préférences de la tâche — sélection des normes de conception pour le projet.

**Définition des charges normatives** Dans les *Préférences de la tâche*, l'onglet **Charges** (figure 4.9) permet de définir les référentiels réglementaires relatifs aux pondérations, aux actions climatiques (neige et vent) et aux actions sismiques. Ces choix conditionnent la génération automatique des combinaisons de charges et la vérification du modèle.

Les réglages retenus pour ce projet sont les suivants :

- **Pondérations : NF EN 1990/NA Décembre 2011.** Cette norme correspond à l'Eurocode 0, qui définit les principes généraux et les coefficients de pondération des actions (charges permanentes, variables, accidentelles).
- **Charges de neige et de vent : DTR C2-47/NV99.** Référence algérienne pour l'évaluation des charges climatiques (pression du vent et surcharges de neige). Elle est adaptée au contexte local du projet.
- **Charges sismiques : RPA 99 (2003).** Norme parasismique algérienne (Règles Parasismiques Algériennes 1999, version 2003). Elle fixe les exigences de calcul dynamique et de dimensionnement pour garantir la sécurité de la structure en zone sismique.

Ces choix assurent la conformité du projet vis-à-vis des exigences locales (DTR, RPA) tout en restant compatibles avec les prescriptions européennes (Eurocodes) pour les combinaisons générales.

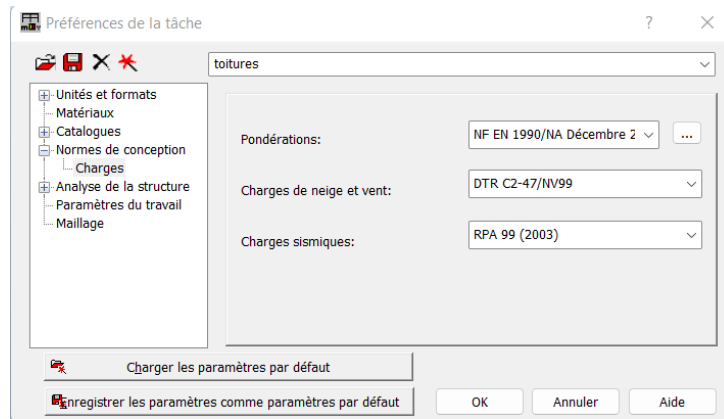


FIGURE 4.9 – Préférences de la tâche — définition des normes pour les charges.

**Définition des unités de travail** Il est également nécessaire de vérifier la cohérence des unités adoptées :

- longueur en mètres (m),
- effort en kilonewtons (kN),
- moment en kilonewton-mètres (kN · m),
- contraintes en mégapascals (MPa).

Ces réglages préalables assurent la cohérence entre la modélisation, les matériaux utilisés et les vérifications normatives à venir.



#### 4.3.4 Définition des matériaux et sections

La quatrième étape consiste à **définir les matériaux et les sections** utilisés dans la structure. Cette opération transforme le modèle géométrique en un **modèle mécanique réaliste**, car elle attribue des propriétés physiques et géométriques aux éléments structuraux.

**Choix des matériaux :** Autodesk Robot Structural Analysis dispose d'une bibliothèque de matériaux conforme aux normes sélectionnées (préférences de la tâche). Chaque matériau est caractérisé par ses propriétés mécaniques :

- module d'élasticité  $E$  (rigidité),
- coefficient de Poisson  $\nu$ ,
- masse volumique  $\rho$  (poids propre),
- limite élastique  $f_y$  et résistance ultime  $f_u$ .

Dans le cadre de ce projet, l'acier de construction **S355** a été retenu pour l'ossature principale. Ce choix est motivé par sa **plus grande résistance** par rapport au S235, sa bonne soudabilité, ainsi que sa large utilisation dans les structures métalliques de grandes portées.

**Accès à la base de profils** L'ajout des sections se fait en cliquant sur l'icône  dans la barre d'outils puis sur . Cette commande ouvre la **base de profils**, qui permet de

sélectionner un profil normalisé (HEA, IPE, UPN, tubes, cornières, etc.) ou de définir une section personnalisée.

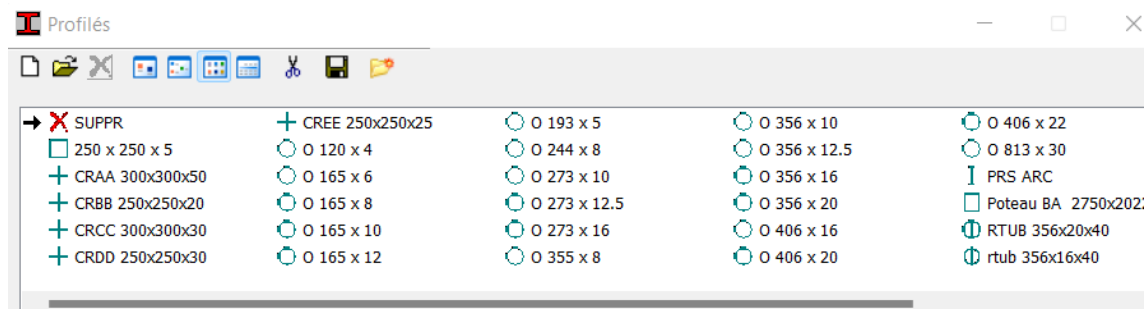


FIGURE 4.10 – Fenêtre de gestion des profils.

**Choix des sections (profils) :** Les sections correspondent à la géométrie transversale des barres (poutres, poteaux, contreventements). Robot propose une bibliothèque complète de profils normalisés :

- **Profils laminés** : IPE, HEA, HEB, UPN, cornières,
- **Profils creux** : tubes carrés, rectangulaires ou circulaires,
- **Sections personnalisées** : possibilité de créer des profils sur mesure (PRS, tubes renforcés, croix, etc.).

Dans ce projet, les sections utilisées ne sont pas choisies arbitrairement : elles proviennent des **plans d'exécution fournis pour la toiture métallique**. Mon objectif n'est donc pas de les dimensionner à nouveau, mais de **vérifier leur capacité portante et leur conformité aux normes (Eurocode 3)**.

Les sections effectivement retenues et vérifiées dans Robot sont les suivantes :

- **PRS ARC** : profil reconstitué soudé pour les arcs principaux, défini avec  $b = 200$  mm,  $hw = 580$  mm,  $tw = 15$  mm,  $tf = 30$  mm. Cette section, issue des plans, a été introduite dans Robot afin de vérifier sa résistance aux sollicitations de compression et de flexion secondaire.
- **RTUB** : tube renforcé circulaire, prévu sur les plans pour certains appuis et montants, vérifié sous efforts de compression.
- **Profil circulaire** : tube creux circulaire utilisé pour des éléments secondaires, vérifié vis-à-vis de la traction/compression.
- **Profil rectangulaire** : profil creux rectangulaire prévu pour les contreventements.

Ainsi, le travail consiste à **contrôler et valider par calcul** les choix de sections indiqués sur les plans initiaux, afin de garantir la sécurité et la conformité de la structure.

**Choix des sections arquées (PRS)** Pour les éléments arqués de la toiture, le choix s'est porté sur des **PRS (Profils Reconstitués Soudés)**. Ce choix est motivé par plusieurs raisons :

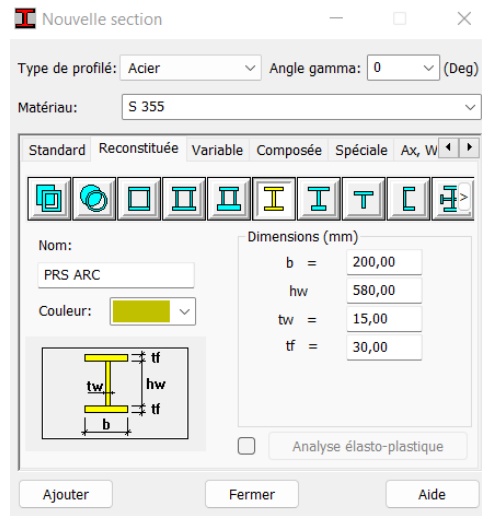


FIGURE 4.11 – Définition d'une section personnalisée PRS ARC.

- possibilité d'adapter la géométrie de la section (hauteur, largeur, épaisseur des semelles et de l'âme) aux besoins réels,
- optimisation de la consommation d'acier par rapport à un profil laminé standard [27].

**Définition des câbles (Macalloy 520) :** Dans notre projet, les câbles utilisés sont de type **Macalloy 520**, un acier haute résistance couramment employé dans les structures tendues. Étant donné que ce matériau n'est pas disponible par défaut dans la bibliothèque de Robot Structural Analysis, il a été nécessaire de l'ajouter manuellement à partir de ses caractéristiques techniques.

La procédure est la suivante :

1. Accéder au menu *Outils* → *Préférences de la tâche*, puis sélectionner l'onglet *Matériaux*.
2. Cliquer sur le bouton *Modifier* afin d'ouvrir la fenêtre d'édition des matériaux (voir figure 4.12).
3. Créer un nouveau matériau en renseignant les propriétés fournies par la fiche technique du câble Macalloy 520 : module de Young  $E = 210\,000\,000$  kPa, coefficient de Poisson  $\nu = 0,3$ , module de cisaillement  $G = 81\,000\,000$  kPa, poids spécifique  $\gamma = 78,5$  kN/m<sup>3</sup>, résistance de calcul  $f_d = 520\,000$  kPa, etc.
4. Enregistrer le matériau afin de pouvoir l'utiliser dans la définition des câbles du modèle.

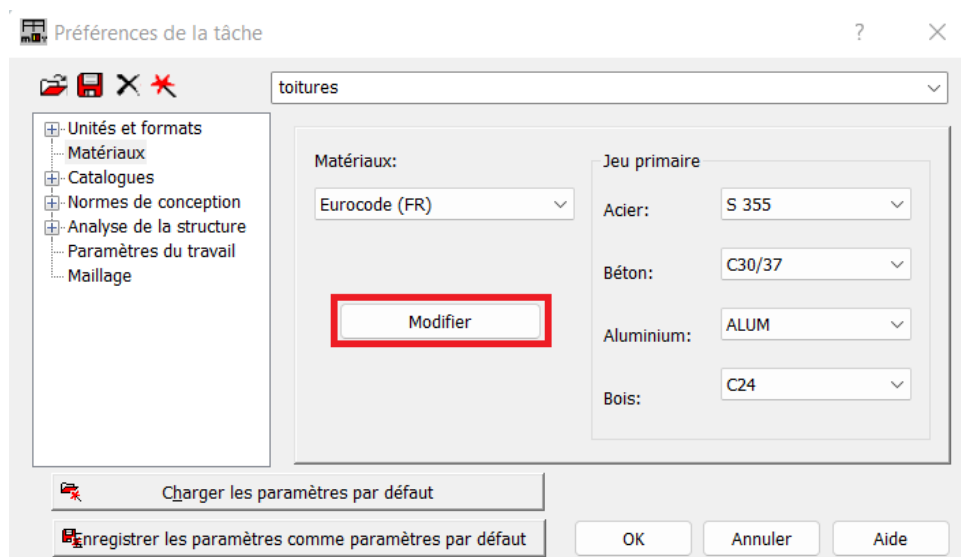


FIGURE 4.12 – Accès au menu de gestion des matériaux.

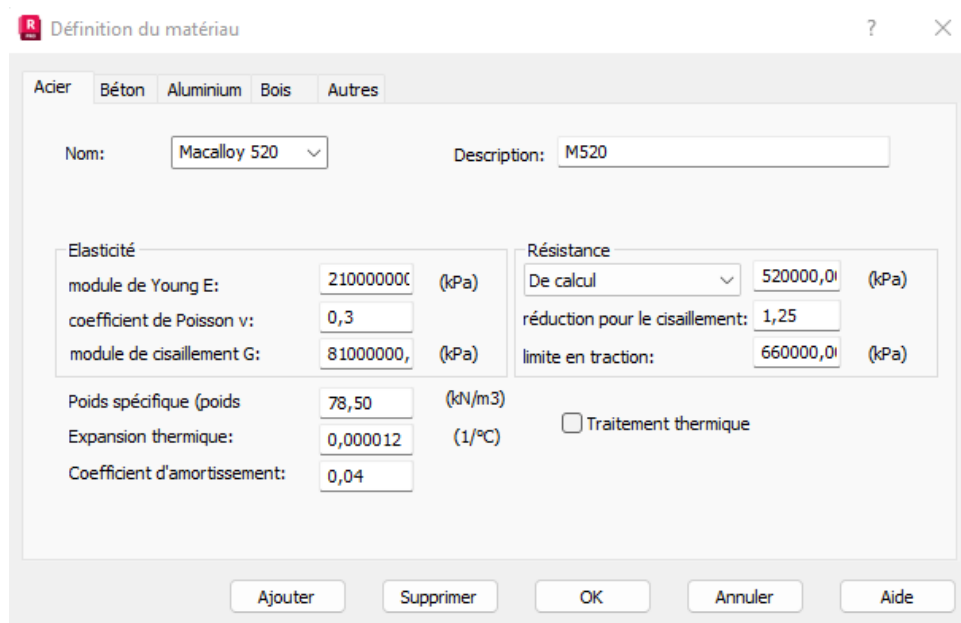


FIGURE 4.13 – Définition manuelle du câble Macalloy 520.

Ce matériau personnalisé est ensuite utilisé pour les câbles du modèle, qui sont définis comme des barres travaillant uniquement en **traction**, conformément à leur comportement physique réel. Ainsi, Robot prend en compte la rigidité axiale et la résistance propre du câble dans l'analyse et le dimensionnement.

**Création d'une section personnalisée (exemple : RTUB)** Certaines sections utilisées dans le projet, comme le tube renforcé **RTUB**, n'existent pas dans la bibliothèque standard de Robot Structural Analysis. Elles doivent donc être **créées manuellement** par l'utilisateur en suivant une procédure spécifique.

### Étapes de création

1. **Accès à la commande** : dans le menu *Outils* puis *Définir section*, on ouvre la fenêtre de personnalisation des profils.

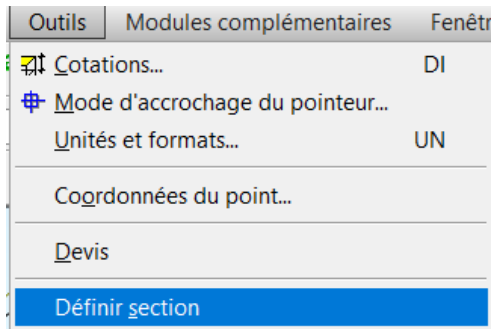


FIGURE 4.14 – définir section.

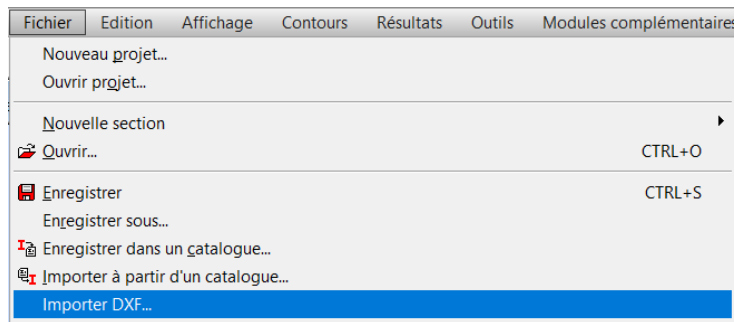


FIGURE 4.15 – Import d'un dessin AutoCAD pour créer une section personnalisée.

2. **Préparation du dessin** : pour faciliter la création, la géométrie de la section est d'abord dessinée manuellement dans **AutoCAD** avec ses dimensions exactes.

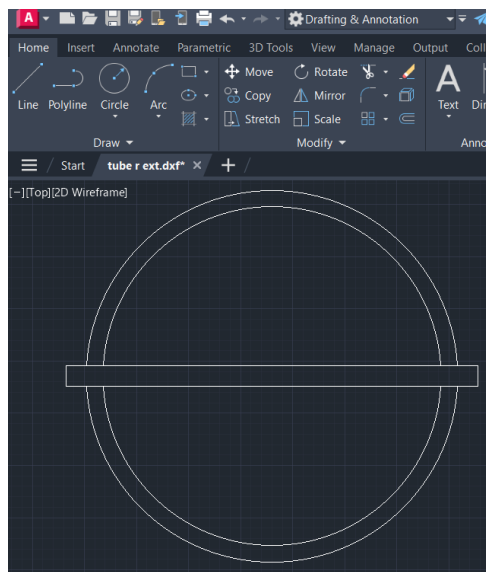


FIGURE 4.16 – Section personnalisée (RTUB) dessinée dans AutoCAD.

3. **Importation dans Robot** : le dessin de la section est importé dans Robot ce qui va générer un profil basé sur la forme importée.

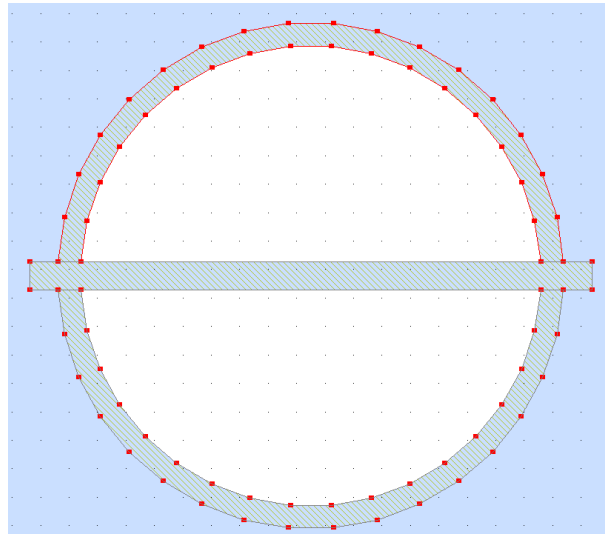


FIGURE 4.17 – Profil personnalisé généré dans Robot.

4. **Attribution du matériau** :Après avoir créé ou importé une section personnalisée, il est nécessaire de lui attribuer un matériau adapté afin que Robot puisse calculer correctement ses propriétés mécaniques. Pour cela, il suffit de **cliquer avec le bouton droit sur la surface de la section**, puis de choisir l'option *Caractéristiques*. Dans la fenêtre affichée (figure 4.18), on sélectionne le matériau souhaité dans la liste déroulante.

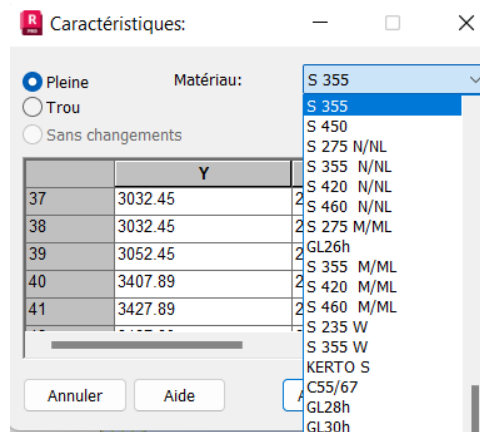


FIGURE 4.18 – Attribution d'un matériau à une section personnalisée.

5. **Calcul automatique des propriétés** : Robot calcule automatiquement les caractéristiques géométriques et mécaniques de la section personnalisée créée. Ces résultats incluent notamment la surface, les dimensions, le centre de gravité, le poids linéique et les moments d'inertie. Les **résultats** obtenus pour la section RTUB en acier S355 sont présentés dans la figure 4.19.

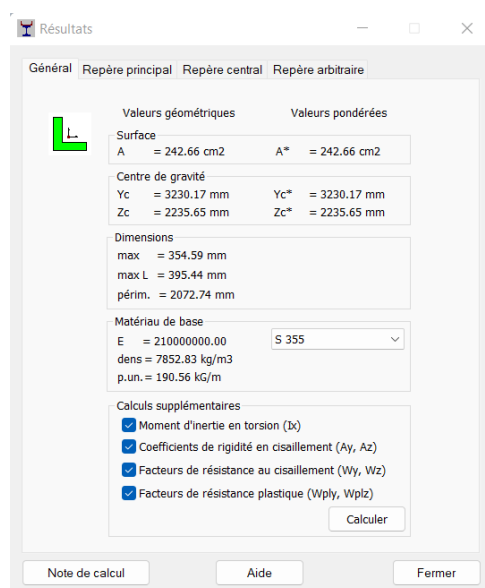


FIGURE 4.19 – Calcul automatique des propriétés pour la section RTUB.

## 6. Calculs supplémentaires recommandés :

En plus des propriétés géométriques classiques (aire, inertie, centre de gravité, etc.), Robot permet d'activer des **calculs supplémentaires** pour enrichir l'analyse des sections. Dans le cas de la section RTUB, j'ai recommandé d'activer les options suivantes (figure 4.19) :

- **Moment d'inertie en torsion ( $I_x$ )** : indispensable pour les éléments soumis à des effets de torsion, notamment dans les arcs où des sollicitations excentrées peuvent générer des torsions secondaires.
- **Coefficients de rigidité en cisaillement ( $A_y, A_z$ )** : utiles pour une meilleure précision des déformations, en particulier lorsque l'effort tranchant est significatif.
- **Facteurs de résistance au cisaillement ( $W_y, W_z$ )** : permettent de vérifier la capacité de la section à résister aux sollicitations transversales, essentielles pour les zones de connexion ou de forte concentration d'efforts.
- **Facteurs de résistance plastique ( $W_{pl,y}, W_{pl,z}$ )** : nécessaires dans les vérifications en domaine plastique (Eurocode 3), afin d'évaluer la réserve de résistance au-delà du domaine élastique.

L'activation de ces calculs supplémentaires garantit une **meilleure précision** et une **sécurité accrue** lors des vérifications aux états limites ultimes (ELU) et de service (ELS). Ces paramètres sont particulièrement importants pour les grandes structures métalliques comme la toiture étudiée, où les effets combinés (flexion, compression, cisaillement, torsion) ne peuvent pas être négligés.

### Avantages de la méthode

- Permet d'intégrer des sections non disponibles dans la bibliothèque par défaut,
- Conserve la cohérence entre les plans initiaux et le modèle numérique,
- Automatise le calcul des propriétés mécaniques de la section, évitant les erreurs manuelles.

**Application des matériaux et sections au modèle :** Une fois sélectionnés, les matériaux et profils sont assignés aux barres du modèle. Cette étape rend possible l'analyse des efforts internes, des déplacements et des contraintes conformément aux normes retenues.

## 4.4 Application des charges

La cinquième étape de la modélisation consiste à **appliquer les charges permanentes, variables et climatiques** conformément aux normes applicables (Eurocode 1) et aux indications des plans d'exécution. Ces charges sont essentielles pour représenter fidèlement le comportement réel de la structure.

**Charges permanentes :** Les charges permanentes proviennent directement des plans d'exécution et incluent :

- **Poids propre de la toiture :** 30 kg/m<sup>2</sup> (formation de la couverture),
- **Installations techniques réparties :** 5 kg/m<sup>2</sup>,
- **Passerelles (charges permanentes) :** 50 kg/m,
- **Projecteurs :** 50 kg/m.
- **Contrepoids :** 100 et 200 kg/m<sup>2</sup>.

**Charges d'exploitation :** En plus des charges permanentes, les charges d'exploitation prévues dans les plans sont :

- **Passerelles (surcharge d'exploitation) :** 100 kg/m.

**Charges climatiques :** Contrairement aux charges permanentes et d'exploitation, les **charges de vent et de neige** ont été **calculées manuellement** à l'aide des normes applicables :

- **Vent :**  
**Pression :** +812.65 N/m<sup>2</sup>  
**Dépression :** -1585 N/m<sup>2</sup>  
 Les deux cas sont considérés séparément,
- **Neige :**  
**Cas uniforme :**  $S = 0.187 \text{ kN/m}^2$   
**Cas triangulaire :**  $S = 0.468 \text{ kN/m}^2$   
 La valeur la plus défavorable,  $S = 0.468 \text{ kN/m}^2$ , est retenue pour la modélisation..

**Synthèse :** Toutes ces charges sont intégrées dans Robot sous forme de **cas de charges distincts** afin de générer les combinaisons aux états limites ultimes (ELU) et de service (ELS). Ainsi, la modélisation prend en compte à la fois les charges issues des plans et celles calculées selon les normes réglementaires.

**Procédure d'application des charges dans Robot :** Pour appliquer correctement les charges surfaciques (toiture, installations, contrepoids, neige, vent), il est nécessaire de créer des **bardages**, c'est-à-dire des surfaces fictives sur lesquelles les charges seront réparties. Concrètement, on doit **contourer toutes les zones susceptibles de recevoir des charges** afin de générer les panneaux. Ces bardages ne participent pas à la rigidité globale de la structure, mais servent uniquement de support aux charges.

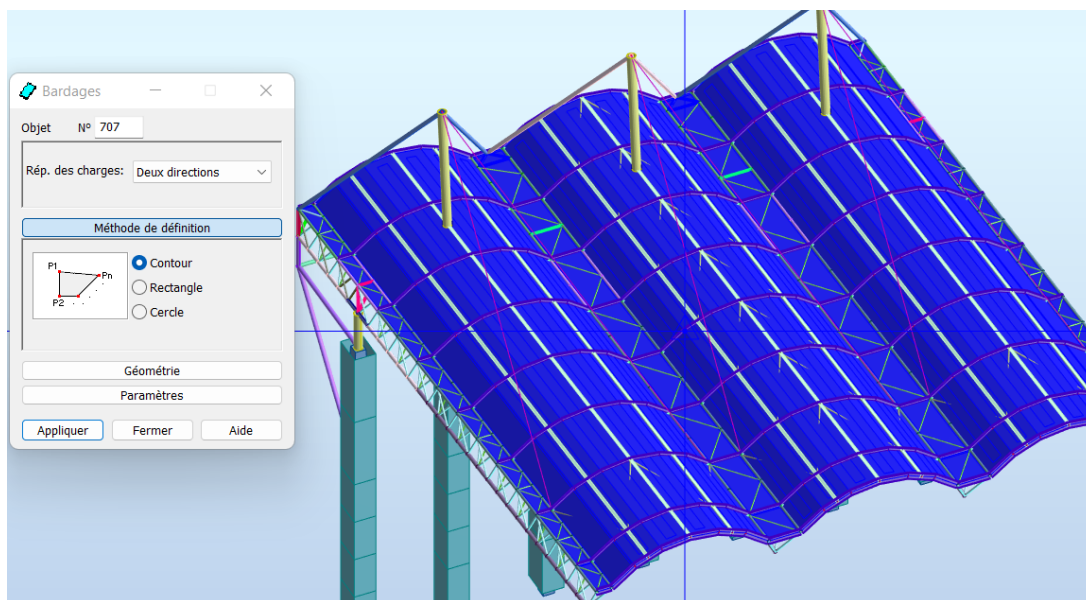


FIGURE 4.20 – Définition des bardages fictifs pour l'application des charges surfaciques.

Une fois les bardages définis, les charges peuvent être appliquées comme suit :

1) **Créer les cas de charge** (*Charges* → *Cas*) :

- *G\_Poids propre* (créé automatiquement),
- *G\_Couverture*,
- *G\_Instal*,
- *G\_Passerelles linéaire*,
- *G\_Projecteurs*,
- *G\_Contrepoids*,
- *Q\_Passerelles*,
- *Q\_Entretien*,
- *N\_Neige*,
- *W\_Vent\_Pression* et *W\_Vent\_Dépression*.

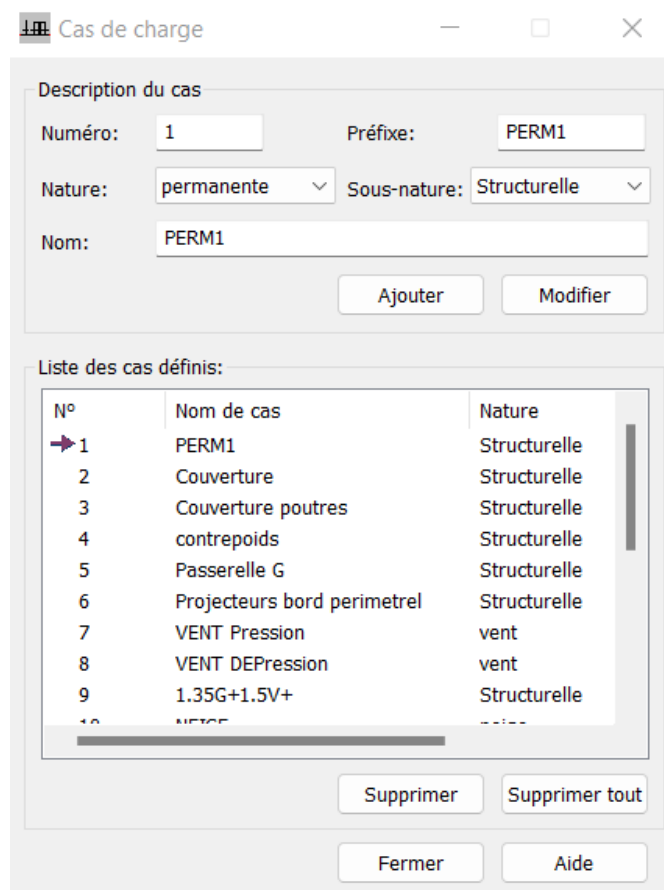


FIGURE 4.21 – Définition et gestion des cas de charges dans Robot.

## 2) Attribution des charges sur la toiture :

Une fois les cas de charges définis, on peut leur attribuer les charges correspondantes. La figure 4.22 illustre l'exemple du cas de charge *Couverture*. Le processus consiste à :

- (a) sélectionner le cas de charge (ici : *Couverture*),
- (b) choisir le type de charge (*charge surfacique*),
- (c) définir l'intensité de la charge (dans notre cas  $p_z = -0.35 \text{ kN/m}^2$  en direction verticale),
- (d) appliquer la charge sur les bardages concernés.

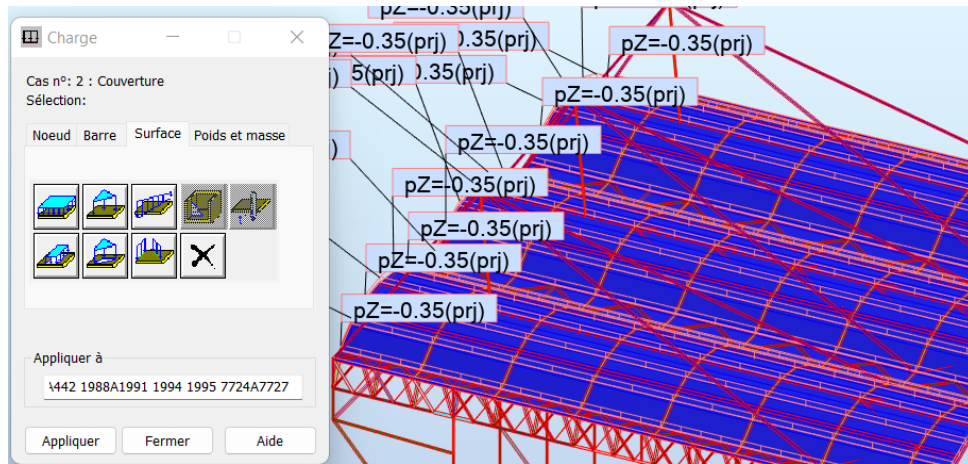


FIGURE 4.22 – Attribution d’une charge surfacique sur les bardages définis.

Ce même procédé est répété pour l’ensemble des autres cas de charges, garantissant une distribution correcte et conforme aux prescriptions normatives.

### 3) Contrôles :

- Vérification visuelle du sens et de l’intensité des charges,
- Noms explicites pour faciliter la définition des combinaisons.

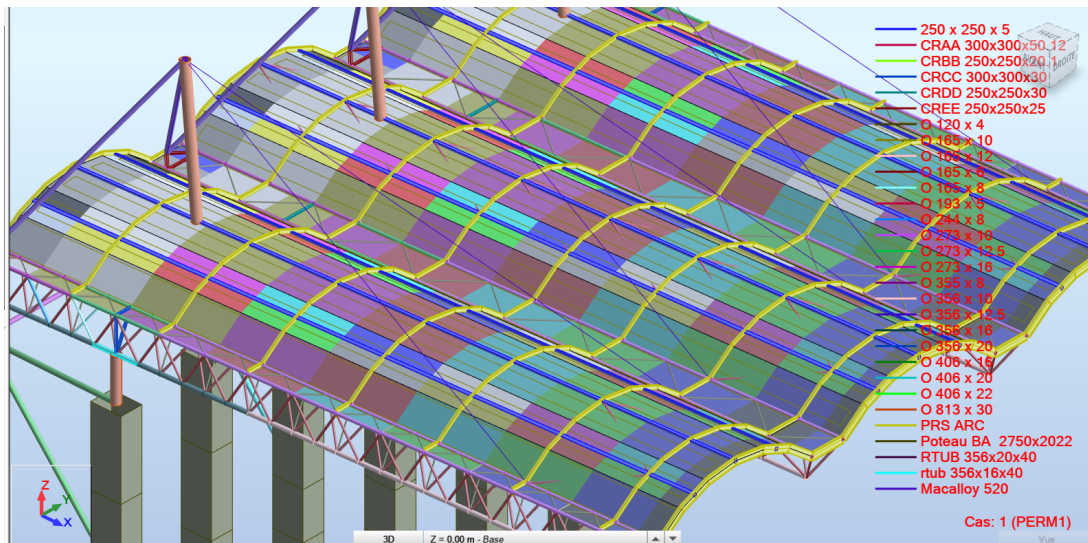


FIGURE 4.23 – Vue 3D illustrant les zones de répartition des charges.

On observe que les charges orientées suivant l’axe  $X$  sont d’abord transmises aux arcs principaux, qui jouent un rôle de collecteurs avant redistribution aux autres éléments de la structure.

## 4.5 Définition des combinaisons

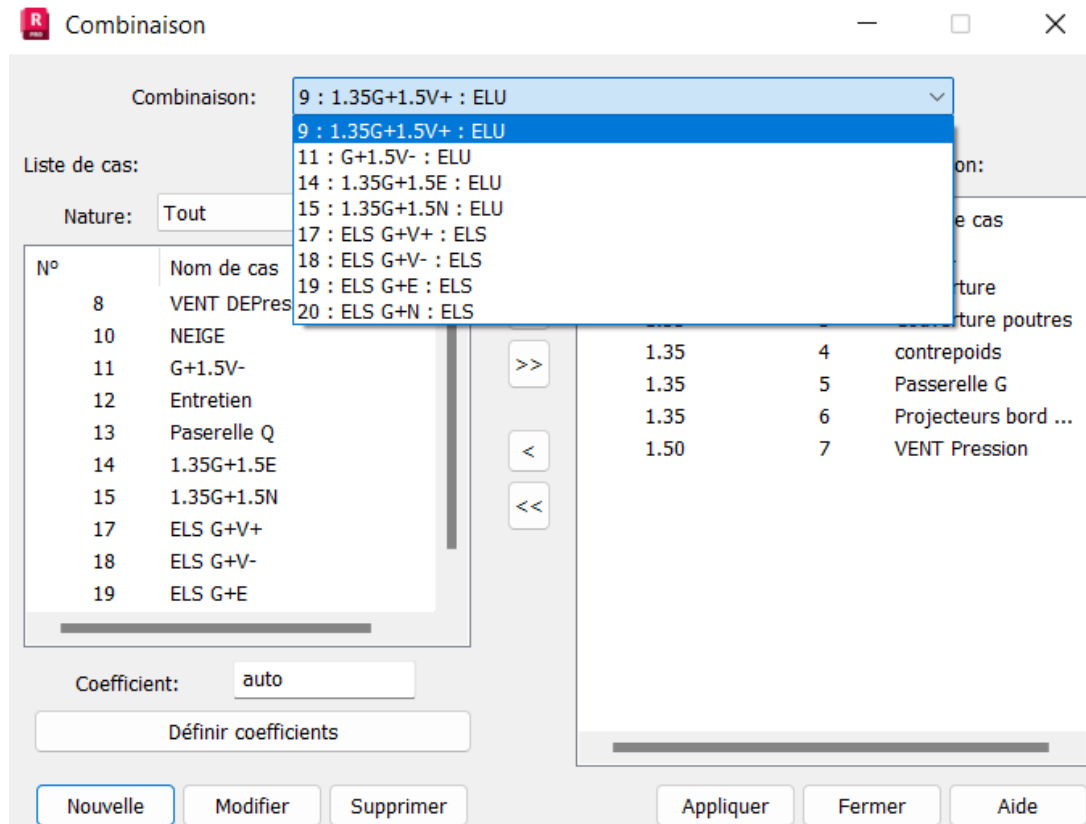


FIGURE 4.24 – Fenêtre de définition des combinaisons de charges.

La Sixième étape de la modélisation consiste à **définir les combinaisons de charges** conformément aux prescriptions de l’Eurocode. Ces combinaisons permettent de vérifier la structure aux **états limites ultimes (ELU)** et aux **états limites de service (ELS)**.

**Méthode :** Dans ce projet, les combinaisons de charges ont été établies **manuellement**, afin de s’assurer de la cohérence entre les hypothèses de calcul et les prescriptions normatives. Les cas permanents, d’exploitation, et climatiques (vent et neige) ont été combinés selon les règles de pondération définies par l’Eurocode 1.

**Hypothèse particulière :** La combinaison **neige + vent simultanément** a volontairement été écartée, car elle correspond à une situation **très peu probable en pratique**. En effet, la probabilité que des charges maximales de neige et de vent agissent au même moment sur la toiture est négligeable. Cette hypothèse est d’ailleurs en accord avec les recommandations des normes, qui autorisent à ne pas cumuler certains effets climatiques extrêmes conformément aux recommandations de l’Eurocode 0 [28].

**Synthèse :** Ainsi, les combinaisons retenues permettent d’évaluer la structure dans les situations les plus contraignantes, tout en respectant le réalisme des hypothèses. Ces combinaisons constituent la base pour les vérifications ultérieures des efforts internes, des déformations et des contraintes dans les éléments de la toiture métallique.

## 4.6 Paramétrage préalable au calcul

Avant toute analyse, le modèle doit être **paramétré** pour refléter fidèlement le comportement réel de la structure.

**Appuis (conditions aux limites)** : Dans ce projet, tous les appuis ont été modélisés comme des **encastrements**. Ce choix permet de bloquer les six degrés de liberté (translations et rotations) en pied de poteaux, et ainsi de garantir une reprise complète des efforts transmis par la toiture vers les fondations.

La modélisation en encastrement est justifiée par la nature de l'ouvrage : les poteaux et fondations réelles sont dimensionnés de manière à encaisser les charges verticales (poids propre, charges permanentes et exploitation), ainsi que les sollicitations horizontales dues au vent et aux effets sismiques. Cette hypothèse conduit à une modélisation plus conservatrice, garantissant la sécurité et la stabilité globale de la structure.

De plus, dans le cadre de cette étude, **les poteaux en béton sont considérés comme parfaitement rigides**, capables d'encaisser toutes les charges. Notre objectif étant l'analyse de la **toiture métallique uniquement**, les poteaux ont été représentés dans le modèle uniquement pour améliorer la **visualisation de la structure**, sans entrer dans le détail de leur dimensionnement.

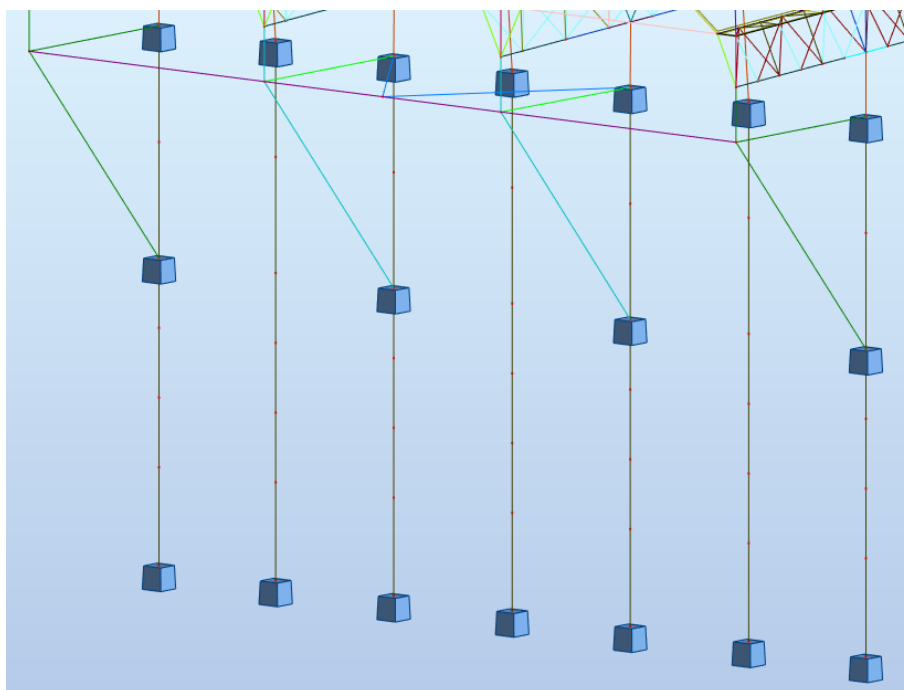


FIGURE 4.25 – Définition des appuis et des degrés de liberté bloqués.

**Relâchements aux extrémités des barres :** Mise en place des **relâchements** (articulations locales) sur les extrémités des barres pour annuler certains moments ou efforts (ex.  $M_y$ ,  $M_z$ ,  $T_x$ ) et modéliser des assemblages articulés. Voir figure 4.26.

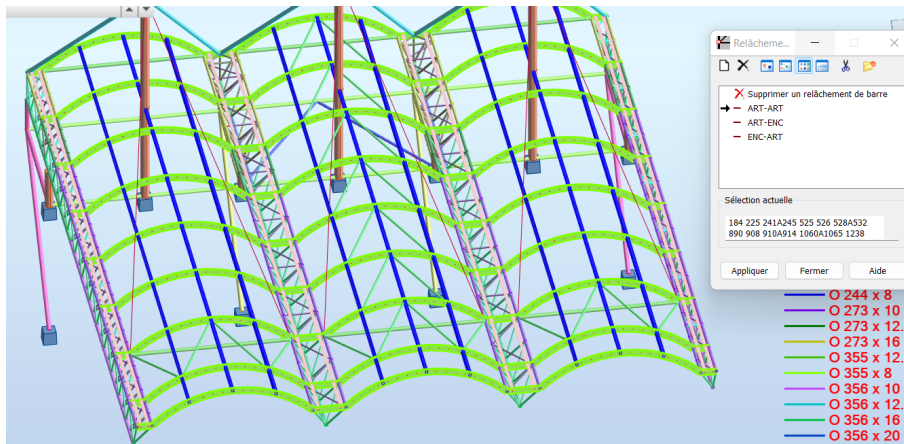


FIGURE 4.26 – Paramétrage des relâchements aux extrémités de barres.

**Barres à comportement unilatéral :** Certaines barres de la structure ont été définies comme des **éléments de treillis**, c'est-à-dire qu'elles ne transmettent que des **efforts axiaux** (traction ou compression), sans reprise de moment fléchissant ni d'effort tranchant.

Dans Robot, ce paramétrage s'effectue via la boîte de dialogue illustrée en figure 4.27, où l'option « *barres de treillis transférant uniquement les forces axiales* » est activée.

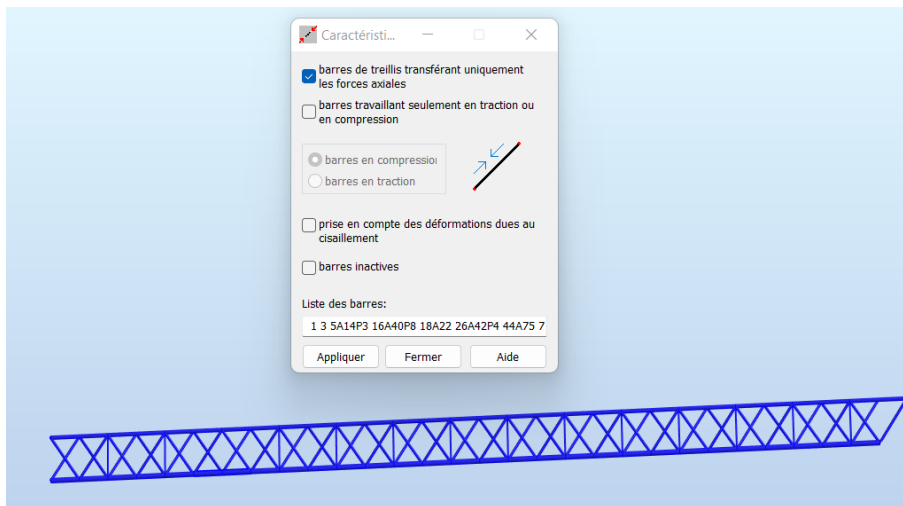


FIGURE 4.27 – définition des barres de treillis.

Ce choix permet de représenter fidèlement le comportement des diagonales et montants du treillis, qui fonctionnent comme des *bielles* reliant les membrures principales. Il est important de noter que ce réglage ne doit pas être appliqué à l'ensemble des barres de la structure : si toutes les barres étaient définies comme des treillis, le modèle deviendrait trop libre et risquerait de présenter des **instabilités numériques**.

La figure 4.28 illustre l'affectation effective de ce paramètre aux barres concernées du treillis.

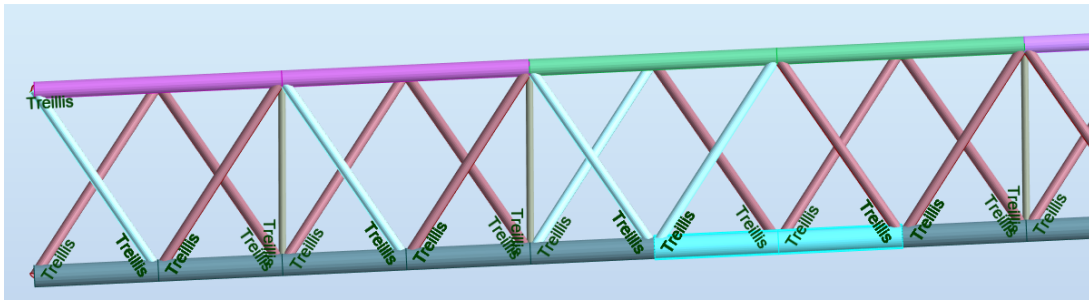
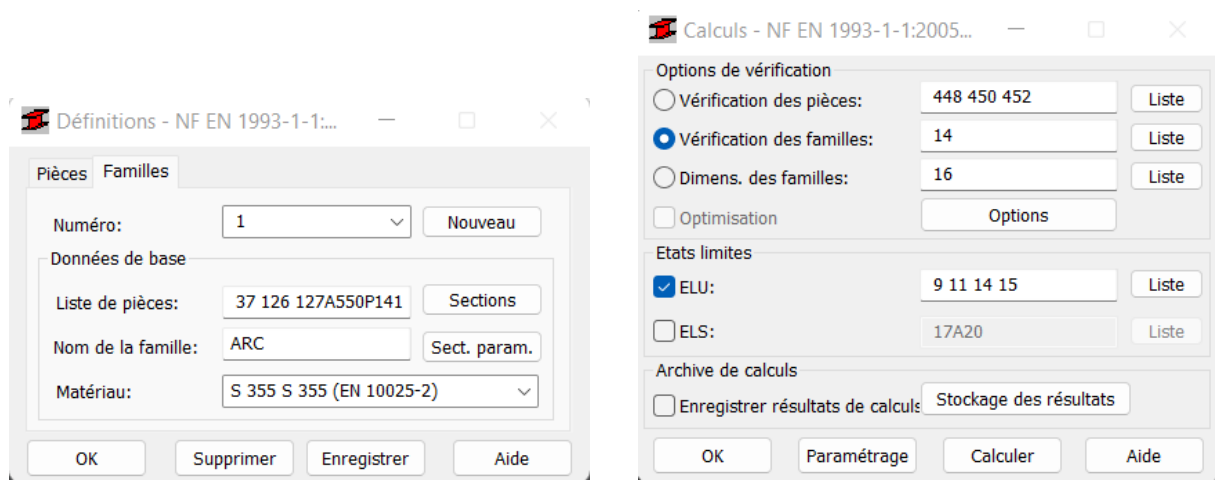


FIGURE 4.28 – Barres de treillis.

**Création et vérification des familles de barres :** Après avoir accédé au module *Dimensionnement acier/aluminium*, on va définir les **familles de barres** afin de regrouper les éléments de même nature (poutres, arcs, poteaux, diagonales de treillis, etc.) et de leur appliquer de façon cohérente les paramètres de dimensionnement. La première fenêtre (figure 4.29a) permet de créer ces familles en sélectionnant les barres concernées, en attribuant un nom (par exemple *ARC*) et en fixant le matériau correspondant (ici l'acier S355). Une fois les familles définies, la deuxième fenêtre (figure 4.29b) sert à lancer la **vérification** des barres regroupées, en contrôlant leur conformité aux **états limites ultimes (ELU)** et aux **états limites de service (ELS)** selon l'Eurocode 3. Cette approche assure un gain de temps et une meilleure cohérence dans l'évaluation de la stabilité et des critères de service des différents éléments structurels.



(a) Création d'une famille de barres.

(b) Vérification des familles aux ELU/ELS.

FIGURE 4.29 – Processus de création et de vérification des familles de barres.

**Typologie des éléments et paramètres de vérification :** Pour assurer une vérification cohérente et conforme aux Eurocodes, les barres de la structure sont regroupées en **familles d'éléments** selon leur rôle : arcs, poteaux, mâts, cordons de treillis, diagonales, contreventements, câbles, etc. Chaque famille se voit attribuer un ensemble de paramètres spécifiques : flambement, déversement, limites de flèches (ELS) et options de contrôle.

**Types d'éléments considérés**

- **Arcs / Poutres principales** : arcs porteurs réalisés en Profilés Reconstitués Soudés, assurant la reprise des efforts de flexion, de cisaillement et d'efforts axiaux, garantissant la stabilité globale de la toiture.
- **Poteaux** : éléments verticaux comprimés,
- **Mâts** : poteaux élancés supportant équipements et câbles,
- **Cordons de treillis** (supérieurs / inférieurs),
- **Diagonales de treillis** : bielles transmettant uniquement des efforts axiaux,
- **Contreventements** : stabilisation des plans,
- **Câbles** : traction seule.

**Paramètres appliqués par famille** Le tableau 4.2 synthétise les critères principaux appliqués selon le Handbook Glulam (Volume 2.8 “Poutres Treillis”) [29] :

- *Flambement y/z* : longueur efficace  $l_{\text{eff}} = kL$ ,
- *Déversement (LTB)* : longueur non contreventée  $L_{LT}$ ,
- *Flèches ELS* : critère de service (ex.  $L/200$ ) [30],

TABLE 4.2 – Paramètres de vérification appliqués par type d'élément.

Type d'élément	Flambement y/z	Déversement	Flèches ELS
Poteaux	$k = 0.7$	–	Déplacement global
Mâts	$k_y = k_z = 2.0$	–	$L/200$
Cordons treillis diag	$k_y = 0.8, k_z = 0.8$	–	–
Cordon treillis supérieur	$k_y = 0.9, k_z = 0.9$	–	–
Cordon treillis inférieur	$k_y = 0.9, k_z = 1$	–	–
Traverses	$k_y = k_z = 1.0$	$L_{LT}$	$L/200$
Contrefiches	$k_y = k_z = 0.7$	–	–
Contreventements	$k = 1$	–	–
Câbles	traction seule	–	–

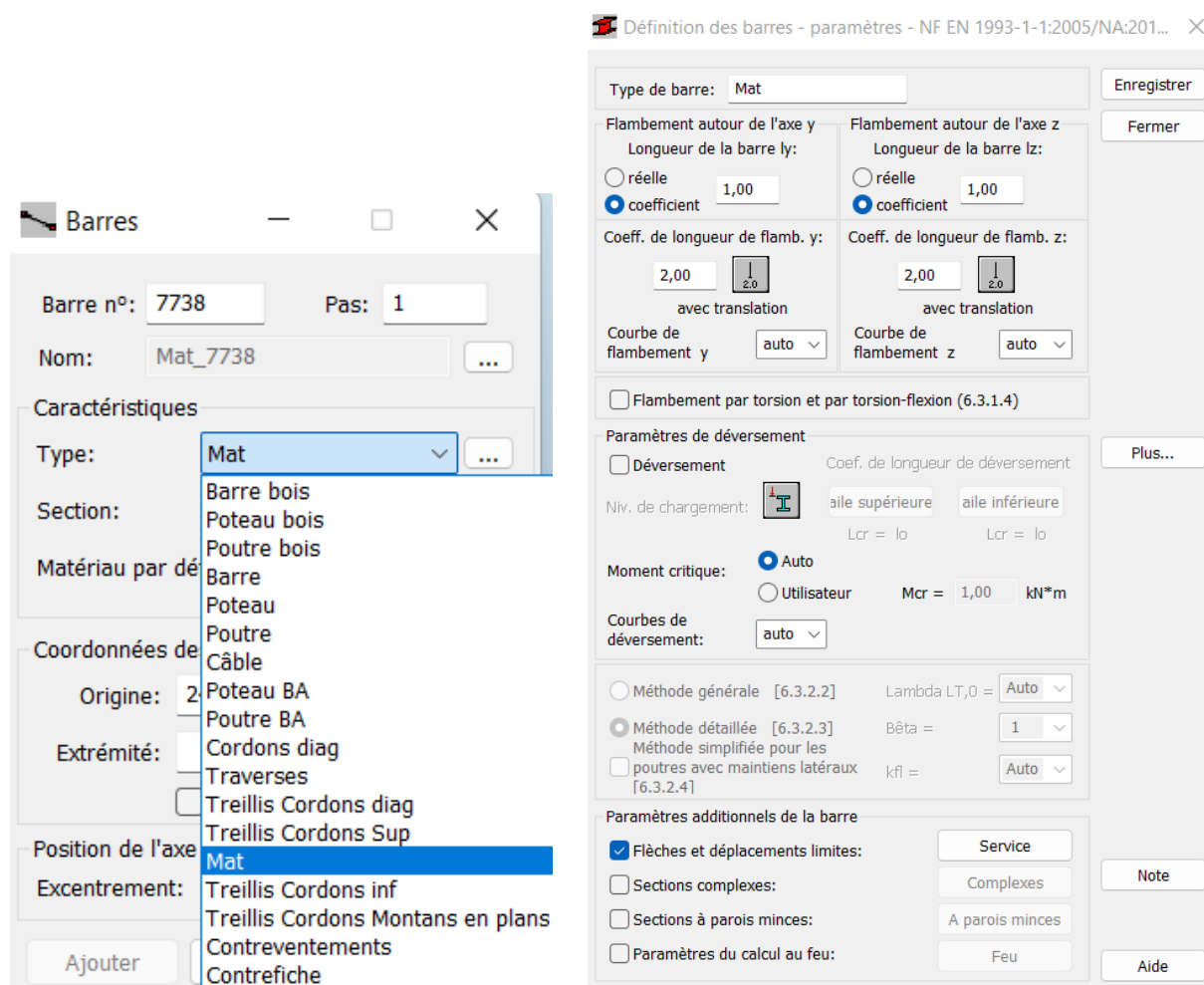
**Remarques complémentaires :**

- Les **arcs et poutres principales** reprennent les efforts de flexion et de cisaillement.
- Les **mâts** sont considérés encastrés à leur base et libres à leur extrémité supérieure, d'où une longueur de flambement effective égale à  $l_{\text{eff}} = 2l_0$ .
- Les **cordons de treillis** reprennent principalement les efforts axiaux, avec une prise en compte du déversement si non maintenus.

- Les **diagonales** fonctionnent comme des bielles travaillant uniquement en traction ou en compression.
- Les **contreventements** assurent la reprise des efforts axiaux dominants pour stabiliser la structure.
- Les **câbles** sont définis en traction seule, le matériau utilisé étant le *Macalloy 520*.

**Exemple : famille Mât** La figure 4.30 illustre :

1. La sélection du type *Mât* dans la liste des barres,
2. Le paramétrage associé : coefficients de flambement  $k_y = k_z = 2.0$ , vérification ELS activée, calcul automatique du moment critique.



(a) Sélection du type *Mât* dans la liste des barres.

(b) Paramétrage de flambement, déversement et flèches pour les mâts.

FIGURE 4.30 – Exemple de définition et paramétrage d'une famille de barres (*Mât*).

Ce regroupement par familles facilite la **gestion des vérifications** (ELU/ELS), réduit les risques d'erreurs et assure une cohérence dans le traitement de l'ensemble de la structure.

**Contrôles avant calcul :** Avant le lancement des analyses, des **contrôles rapides** sont effectués :

- continuité des barres et fusion des nœuds (absence de discontinuités involontaires),
- cohérence des appuis et relâchements (pas d’hyperstaticité/articulation non désirée),
- affectation des familles et des paramètres de flambement/déversement,
- matériaux/sections correctement attribués (acier S355) et axes locaux orientés.

Ces réglages garantissent un comportement numérique conforme à la réalité structurale avant les calculs.

## 4.7 Calcul et analyse

Une fois la modélisation complétée (géométrie, appuis, matériaux, charges et combinaisons), l’étape suivante consiste à exécuter le calcul global de la structure. Le logiciel Robot permet de choisir entre deux approches principales [31, 32] :

- **Analyse linéaire** : basée sur l’hypothèse des petits déplacements et le comportement élastique des matériaux. Elle fournit une première estimation des efforts internes, des réactions d’appui et des déplacements.
- **Analyse non-linéaire** : prend en compte les effets de grande déformation, le flambement, ainsi que le comportement unilatéral (barres traction seule, câbles). Cette analyse est indispensable pour garantir une modélisation plus réaliste dans le cas de structures élancées ou comportant des câbles.

Le calcul produit plusieurs résultats essentiels :

- déplacements nodaux (transversaux et longitudinaux),
- efforts internes ( $N$ ,  $V_y$ ,  $V_z$ ,  $M_y$ ,  $M_z$ ,  $T$ ),
- réactions d’appuis,
- contraintes dans les éléments.

Ces résultats constituent la base pour la phase suivante de **vérification et dimensionnement** selon les prescriptions normatives (Eurocode 3 et RNV).

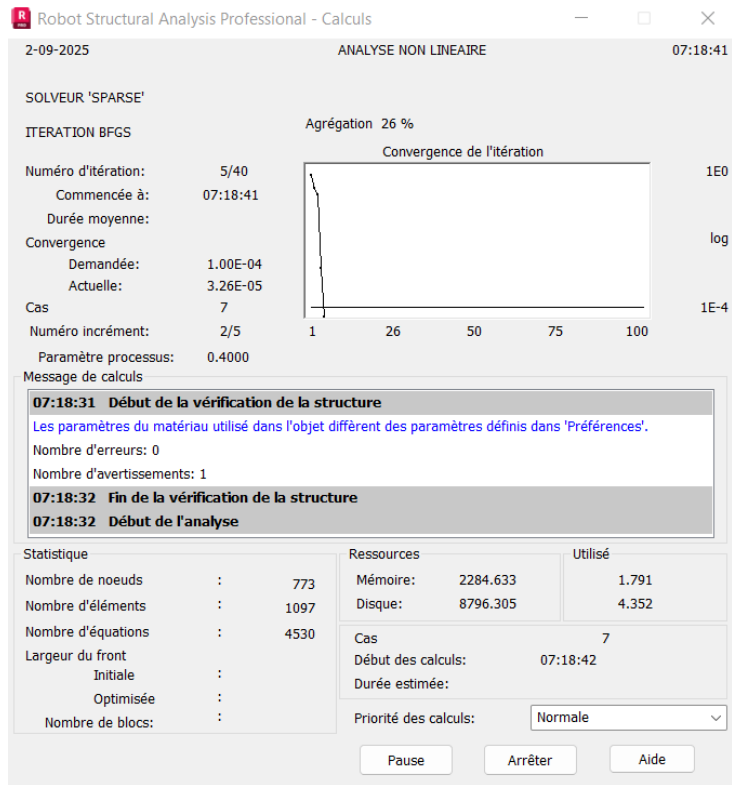


FIGURE 4.31 – Fenêtre de lancement du calcul global dans Robot.

À l'issue de l'analyse, aucun **message d'erreur** n'a été relevé, confirmant la cohérence du modèle. Un seul **avertissement** est apparu (voir figure 4.32), relatif à la définition d'un matériau dont les paramètres diffèrent des préférences globales. Cet avertissement concerne le câble *Macalloy 520*, introduit manuellement dans le modèle à partir de sa fiche technique. Ce message est donc attendu et ne remet pas en cause la validité de l'analyse.

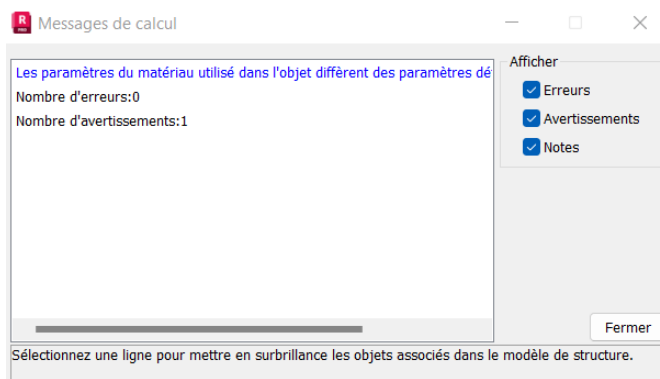


FIGURE 4.32 – Messages affichés après l'analyse.

## 4.8 Visualisation des diagrammes des efforts internes et des déplacements :

Après l'exécution du calcul, l'analyse passe par la visualisation des **diagrammes des efforts internes** et, à l'**ELS**, des **déplacements**. On accède à ces vues via **Résultats** → **Diagrammes**. La boîte de dialogue de la figure 4.33 permet de sélectionner les grandeurs à afficher.

**Efforts internes :** L'utilisateur peut afficher :

- les efforts normaux  $F_x$  (kN),
- les efforts tranchants  $F_y, F_z$  (kN),
- les moments  $M_x$  "Torsion",  $M_y, M_z$  (kN · m),

Il faut **choisir au préalable la combinaison de charges visée**, puis cocher les grandeurs souhaitées. L'échelle et la normalisation des diagrammes peuvent être ajustées pour une lecture plus claire.

**Déplacements :** Les **déformées et flèches** s'analysent au **Service** (ELS) via l'onglet *Déformée* de la même boîte. On visualise les composantes  $u_x, u_y, u_z$  et la *flèche locale* des barres. La comparaison aux critères (p. ex.  $L/300, L/200$ ) permet de vérifier le confort, l'aspect et le bon fonctionnement de l'ouvrage.

**Pourquoi cette étape est essentielle ?**

- **Localiser les zones critiques :** repérer où les efforts et les flèches se concentrent.
- **Détecter les anomalies :** valeurs incohérentes ou pics inattendus pouvant révéler un problème de modélisation (appuis, continuités, combinaisons).
- **Optimiser le renforcement :** cibler les éléments à renforcer et éviter des surépaisseurs généralisées.

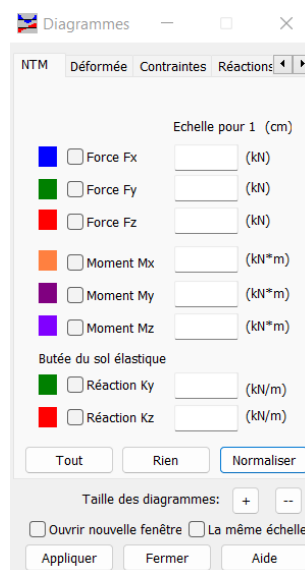


FIGURE 4.33 – Interface de sélection des diagrammes des efforts internes et déformées.

### 4.8.1 Effort normal $F_x$ — Combinaison $1.35G + 1.5V$

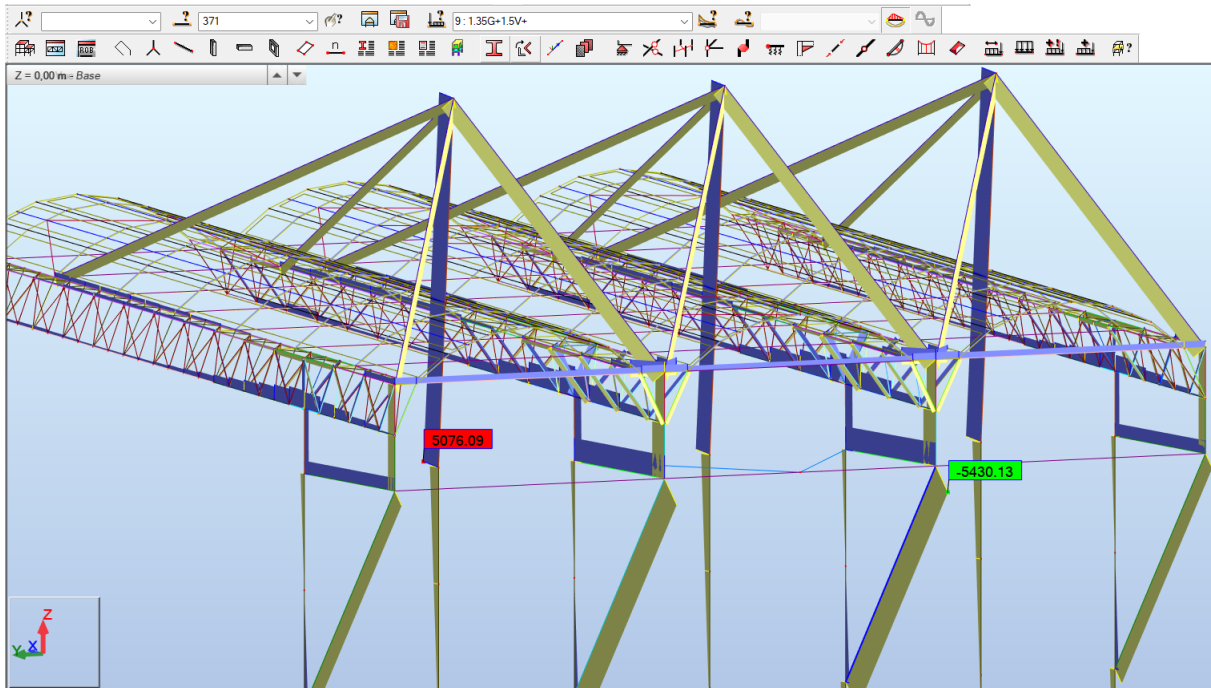


FIGURE 4.34 – Efforts axiaux  $F_x$  pour la combinaison  $1.35G + 1.5V$ .

#### Lectures et observations.

- **Éléments les plus sollicités** : les **mâts** et les **contrefiches** présentent les niveaux d’efforts axiaux les plus élevés. Cela est cohérent avec leur rôle de transfert des actions de vent et de stabilisation globale.
- **Concentrations près des appuis des treillis** : on observe des pics de  $F_x$  au voisinage des **nœuds d’appui des poutres treillis**. Ces concentrations proviennent des redistributions locales des efforts.
- **Câbles “toujours actifs”** : les **câbles** restent globalement en **traction** (zones jaunes), ce qui confirme leur fonction de reprise des efforts de vent et de limitation des déplacements.

#### 4.8.2 Effort tranchant $F_y$ pour la combinaison $1.35G + 1.5V$ :

La figure 4.35 illustre la répartition des efforts tranchants  $F_y$  dans la structure pour la combinaison de charges  $1.35G + 1.5V$ . On constate que les deux barres d'extrémité, qui supportent directement les poutres treillis, subissent des efforts tranchants importants.

Ce comportement s'explique par le transfert des charges de la toiture vers les treillis, puis vers les poteaux, ce qui génère des réactions verticales concentrées aux points d'appui. Cette zone devient donc particulièrement sensible du point de vue du dimensionnement.

La visualisation de ces efforts permet :

- d'identifier les zones critiques, ici les appuis extrêmes des treillis,
- d'orienter le dimensionnement, en vérifiant la résistance des sections choisies ou en prévoyant un éventuel renforcement local.

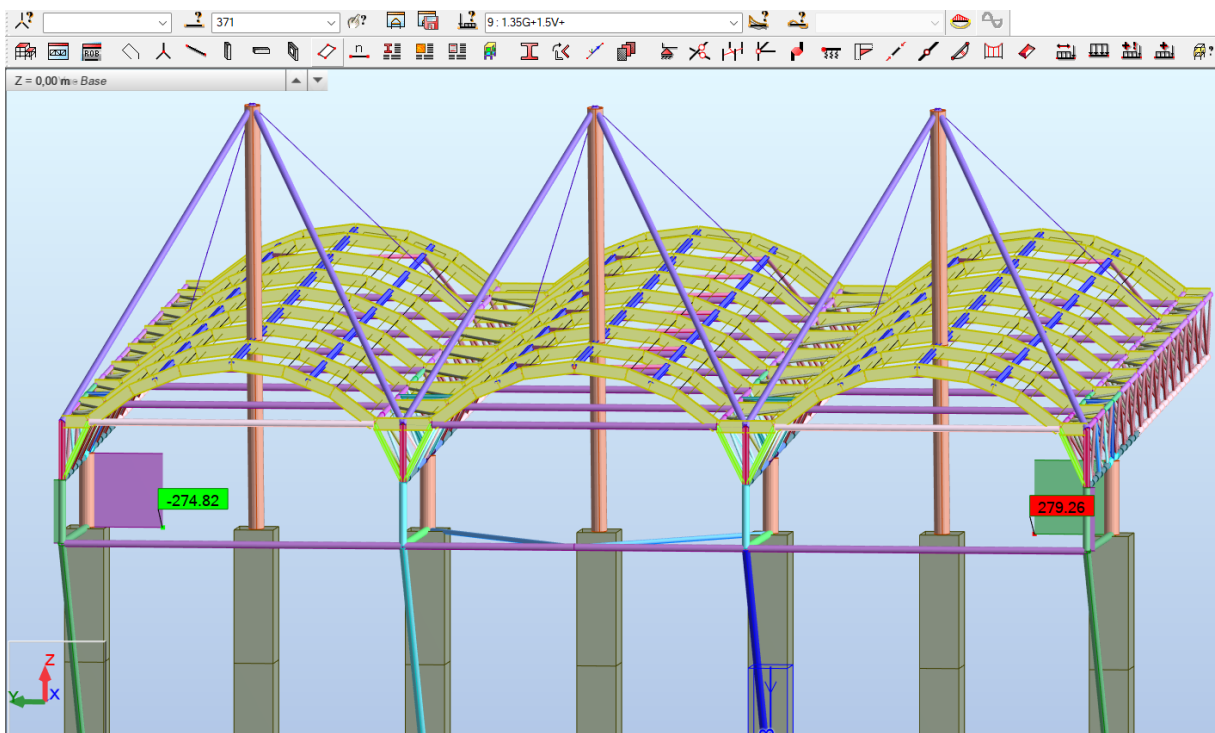


FIGURE 4.35 – Répartition des efforts tranchants  $F_y$  pour la combinaison  $1.35G + 1.5V$ .

### 4.8.3 Effort normal $F_z$ pour la combinaison $1.35G + 1.5V$ :

La figure 4.36 met en évidence la répartition des efforts normaux  $F_z$  dans la structure sous la combinaison  $1.35G + 1.5V$ . On remarque que les barres qui supportent les poutres intermédiaires sont particulièrement sollicitées. Ces barres jouent un rôle essentiel dans la transmission des charges verticales de la toiture vers les éléments porteurs.

De plus, une concentration notable des efforts est observée dans les zones de connexion des câbles à l'arrière de la toiture. Cela traduit la contribution permanente des câbles au maintien de l'équilibre global de la structure et à la limitation des déplacements verticaux.

Ces résultats montrent l'importance de :

- surveiller les barres porteuses intermédiaires,
- vérifier la capacité des connexions câble-structure à reprendre ces efforts verticaux,
- identifier d'éventuels besoins de renforcement local.

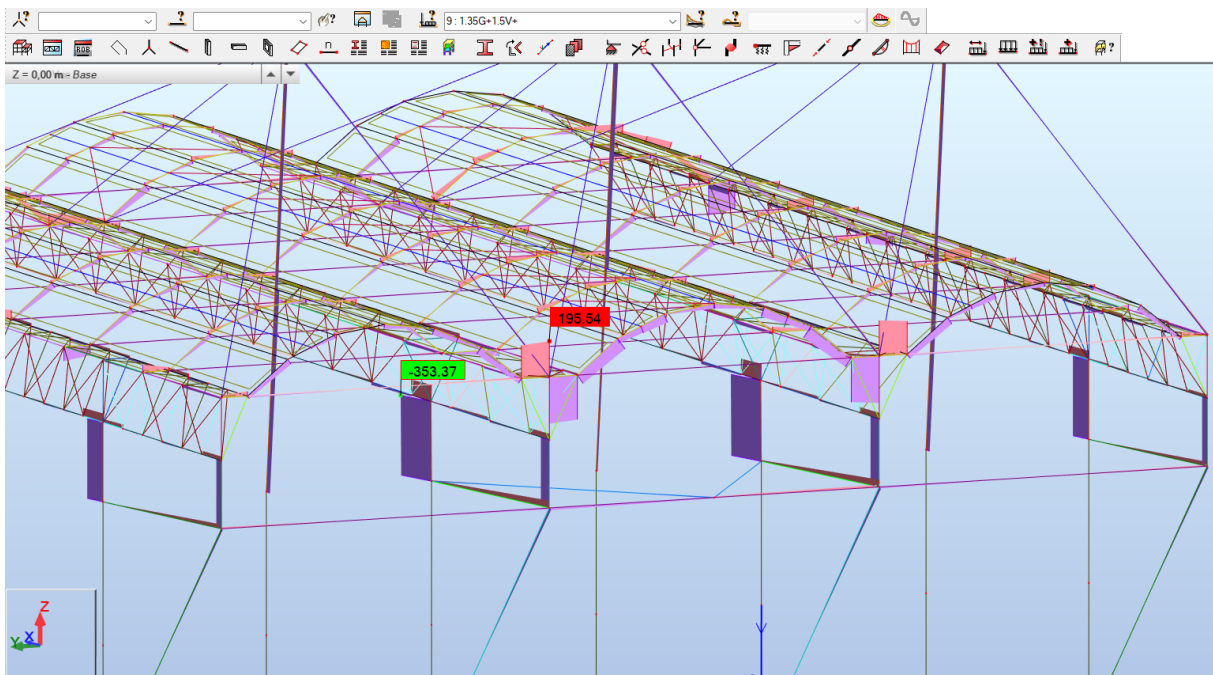


FIGURE 4.36 – Répartition des efforts normaux  $F_z$  pour la combinaison  $1.35G + 1.5V$ .

#### 4.8.4 Moment fléchissant $M_y$ – combinaison $1.35G + 1.5V$

La figure 4.37 illustre la répartition des moments fléchissants selon l'axe fort  $M_y$  sous la combinaison de charges la plus défavorable ( $1.35G + 1.5V$ ). On observe que les moments atteignent des valeurs significatives dans plusieurs zones critiques :

- à la base des barres supportant les poutres en treillis,
- aux encastremets des mâts, où les efforts de flexion sont concentrés,
- ainsi qu'au niveau des poutres arquées dans les zones d'ancrage des câbles.

Ces concentrations de moments mettent en évidence les points sensibles de la structure, où un renforcement local ou une vérification de stabilité complémentaire peut être nécessaire.

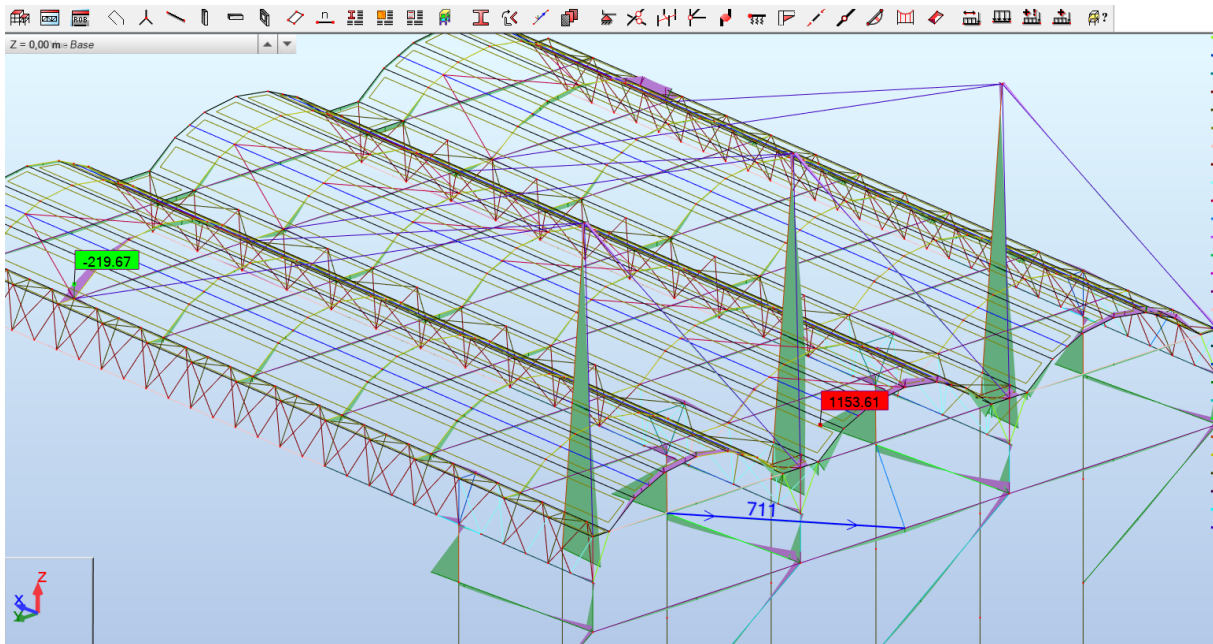


FIGURE 4.37 – Diagramme des moments  $M_y$  sous la combinaison  $1.35G + 1.5V$ .

#### 4.8.5 Moment fléchissant $M_z$ — combinaison $1.35G + 1.5V$ :

Sous cette combinaison, le moment  $M_z$  est particulièrement marqué dans les barres verticales supportant les poutres en treillis (figure 4.38). Il s'agit d'une flexion autour de l'axe  $z$  local induite par le transfert des charges des arcs vers ces appuis. Les valeurs atteignent environ  $1040, \text{kN} \cdot \text{m}$ , ce qui identifie ces zones comme critiques pour le dimensionnement (vérification de la section, éventuels raidisseurs aux nœuds).

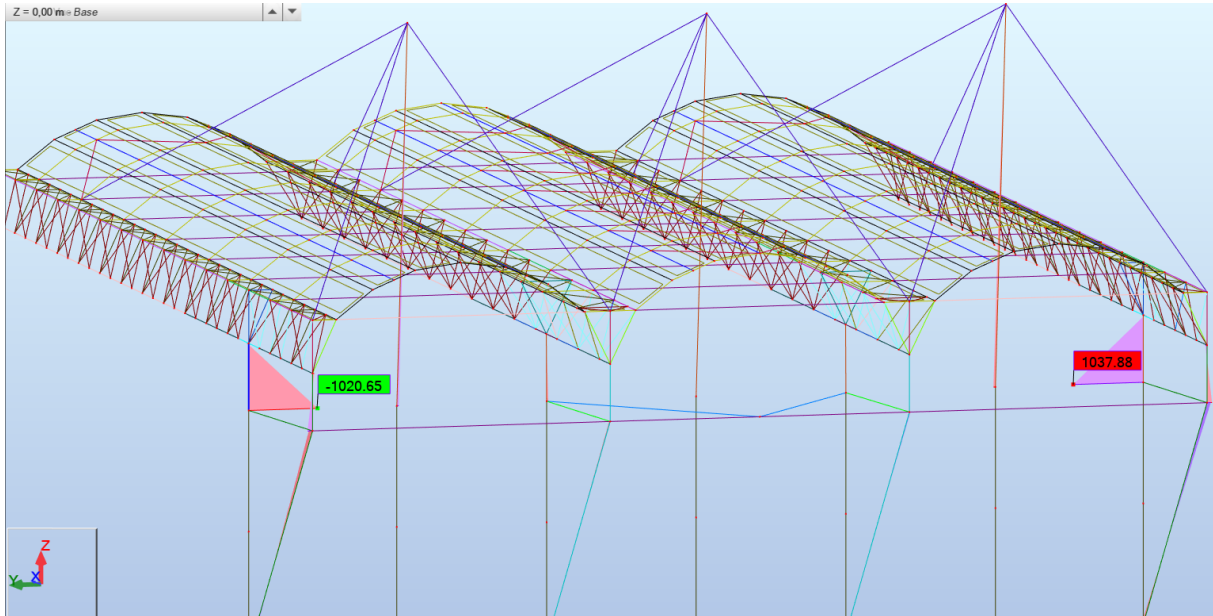


FIGURE 4.38 – Diagramme des moments  $M_z$  sous la combinaison  $1.35G + 1.5V$ .

#### 4.8.6 Moments de torsion $M_x$ sous la combinaison $1.35G + 1.5V$ :

La figure 4.39 illustre la répartition des moments de torsion  $M_x$  dans la structure. On constate que la torsion apparaît essentiellement au voisinage des barres d'appuis de rives ainsi que dans certaines barres du treillis. Toutefois, les valeurs maximales observées (environ  $24 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ) restent très faibles par rapport aux autres sollicitations principales ( $M_y$  et  $M_z$  dépassant  $1000 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ).

Ainsi, l'influence du moment de torsion  $M_x$  peut être jugée secondaire dans l'analyse globale de la structure, mais doit être prise en considération lors du dimensionnement local des assemblages.

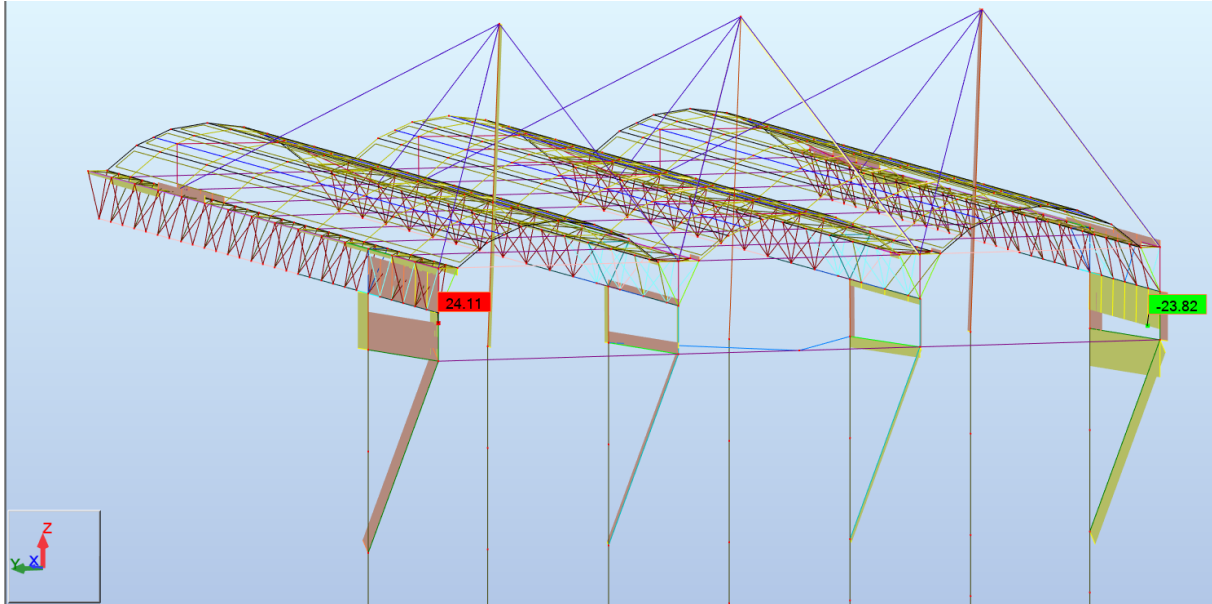


FIGURE 4.39 – Diagramme des moments de torsion  $M_x$  sous la combinaison  $1.35G + 1.5V$ .

#### 4.8.7 Effort normal $F_x$ sous combinaison de soulèvement ( $G - 1.5V$ ) :

La figure 4.40 illustre la répartition de l'effort normal  $F_x$  dans la structure sous l'effet de la combinaison de soulèvement. On remarque que, contrairement au cas de charges descendantes, les câbles travaillent très peu dans cette configuration. Ce sont essentiellement les **poutres treillis** qui absorbent la majorité des sollicitations, en reprenant les efforts générés par le vent ascendant. Cette redistribution traduit le rôle primordial des treillis dans la stabilité globale de la toiture lorsque les câbles sont peu sollicités.

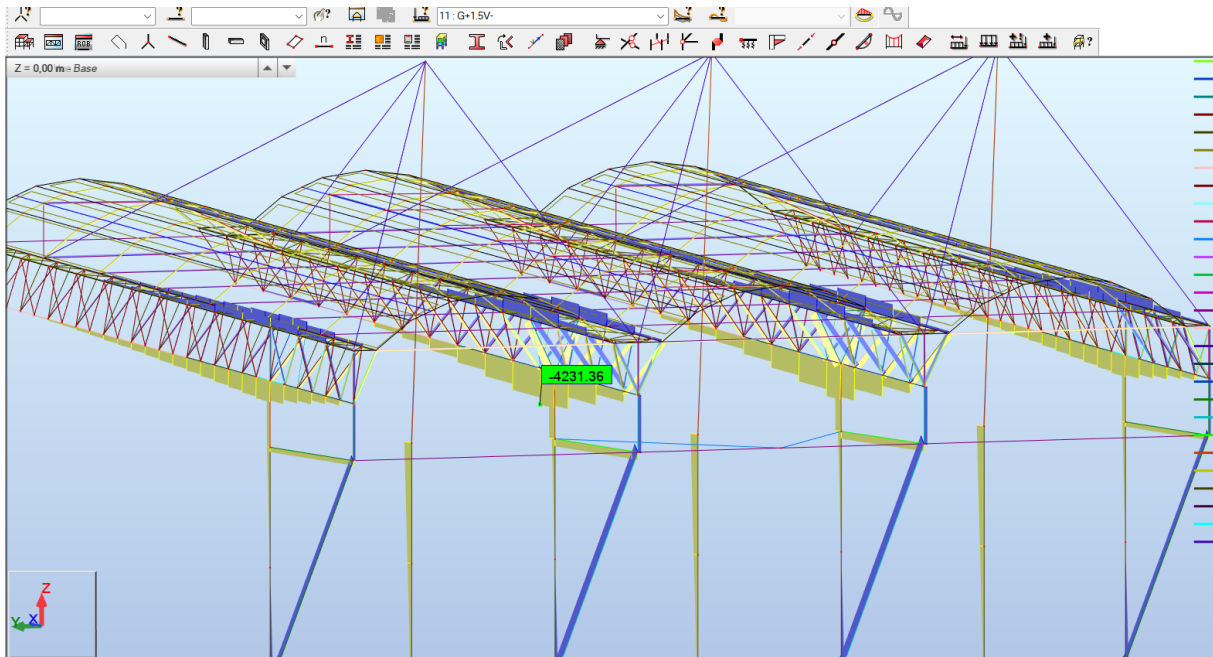


FIGURE 4.40 – Répartition de l'effort normal  $F_x$  sous la combinaison de soulèvement  $G - 1.5V$ .

#### 4.8.8 Effort tranchant $F_y$ sous combinaison de soulèvement ( $G - 1.5V$ ) :

La figure 4.41 présente la distribution de l'effort tranchant  $F_y$  dans la structure sous l'effet du soulèvement. On remarque que les barres sollicitées sont sensiblement les mêmes que dans la combinaison précédente ( $1.35G + 1.5V$ ), en particulier celles situées aux extrémités supportant les poutres treillis. La différence réside principalement dans le **sens des efforts**, qui s'inversent sous l'action du vent ascendant. Cela confirme le rôle critique de ces barres dans la stabilité latérale, indépendamment du signe de l'effort.

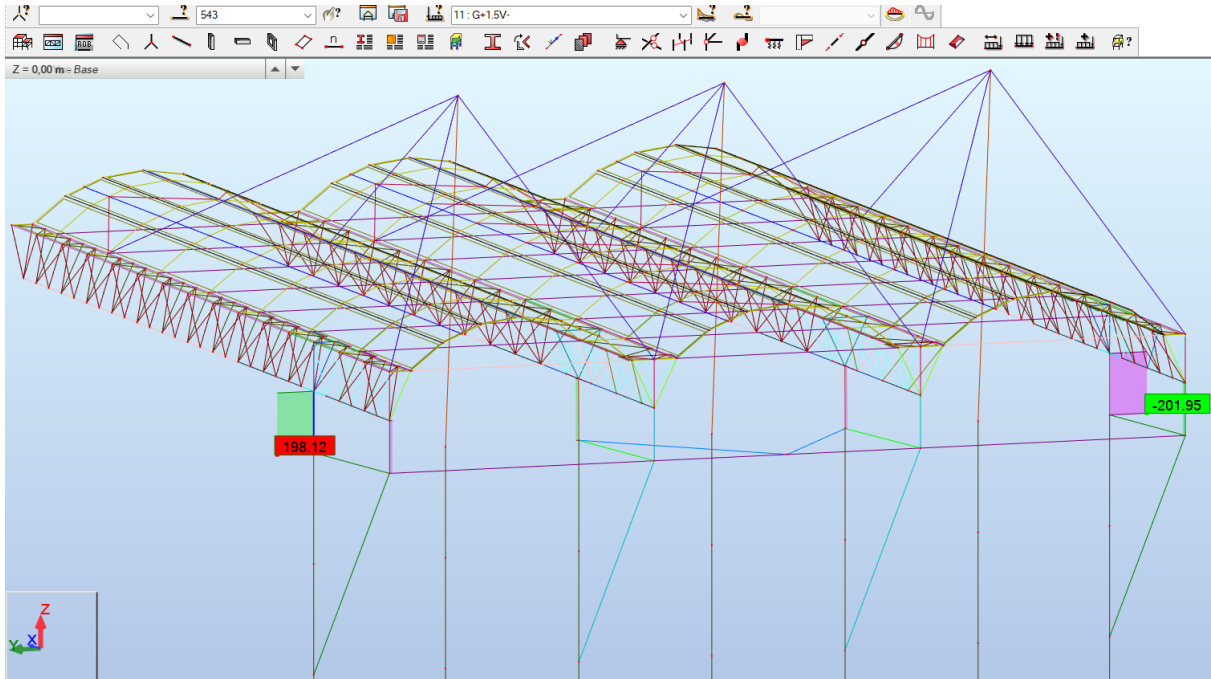


FIGURE 4.41 – Répartition de l'effort tranchant  $F_y$  sous combinaison de soulèvement  $G - 1.5V$ .

#### 4.8.9 Effort tranchant $F_z$ sous combinaison de soulèvement ( $G - 1.5V$ ) :

La figure 4.42 illustre la répartition de l'effort tranchant  $F_z$  dans la structure sous l'effet du soulèvement. On observe que les éléments les plus sollicités sont principalement :

- les **mâts**, qui reprennent des efforts de cisaillement importants,
- les **arcs principaux**, qui subissent également des sollicitations notables,
- les **barres supportant les poutres treillis**, où l'on constate une concentration marquée des cisaillements.

Cette répartition confirme que la stabilité globale de la toiture repose sur le rôle combiné des mâts, des arcs et des systèmes treillis pour résister aux effets ascendants du vent.

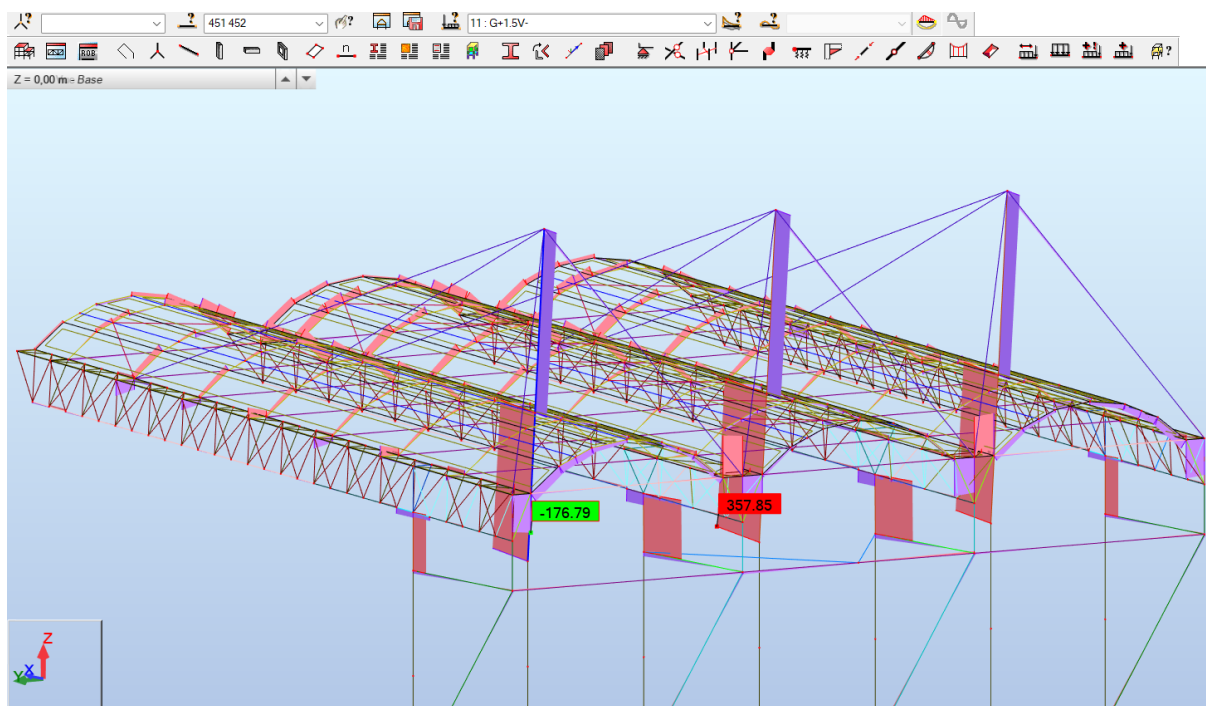


FIGURE 4.42 – Répartition de l'effort tranchant  $F_z$  sous combinaison de soulèvement  $G - 1.5V$ .

#### 4.8.10 Moment $M_y$ sous combinaison de soulèvement ( $G - 1.5V$ ) :

On remarque que les mâts sont fortement sollicités, encore plus que dans la combinaison précédente. Les zones critiques apparaissent particulièrement dans la connexion **mât-to-mât** ainsi qu'à leur base. On observe également des moments considérables aux extrémités des **arcs intermédiaires**, en particulier du côté avant (face au vent). Cette différence s'explique par l'action directe du vent sur la façade avant, qui engendre une plus forte sollicitation dans ces zones, tandis que les extrémités arrière profitent d'une redistribution partielle des efforts grâce à l'action des câbles et des treillis.

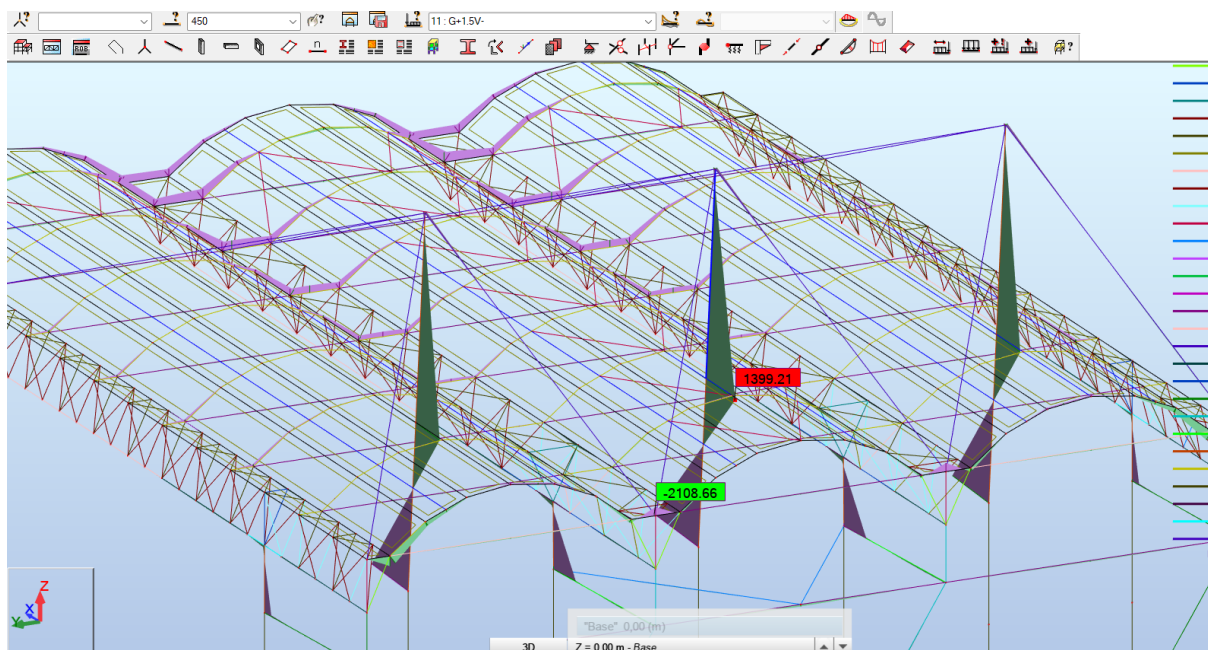


FIGURE 4.43 – Diagramme des moments  $M_y$  sous la combinaison de soulèvement  $G - 1.5V$ .

#### 4.8.11 Moments $M_z$ sous la combinaison de soulèvement ( $G - 1.5V$ ) :

On remarque que les **barres supportant les poutres en treillis de rive** sont fortement sollicitées, exactement comme dans la combinaison précédente ( $1.35G + 1.5V$ ). La différence réside dans le **changement de direction des efforts**, ce qui met en évidence l'importance d'analyser plusieurs combinaisons afin de déterminer les zones critiques de la structure.

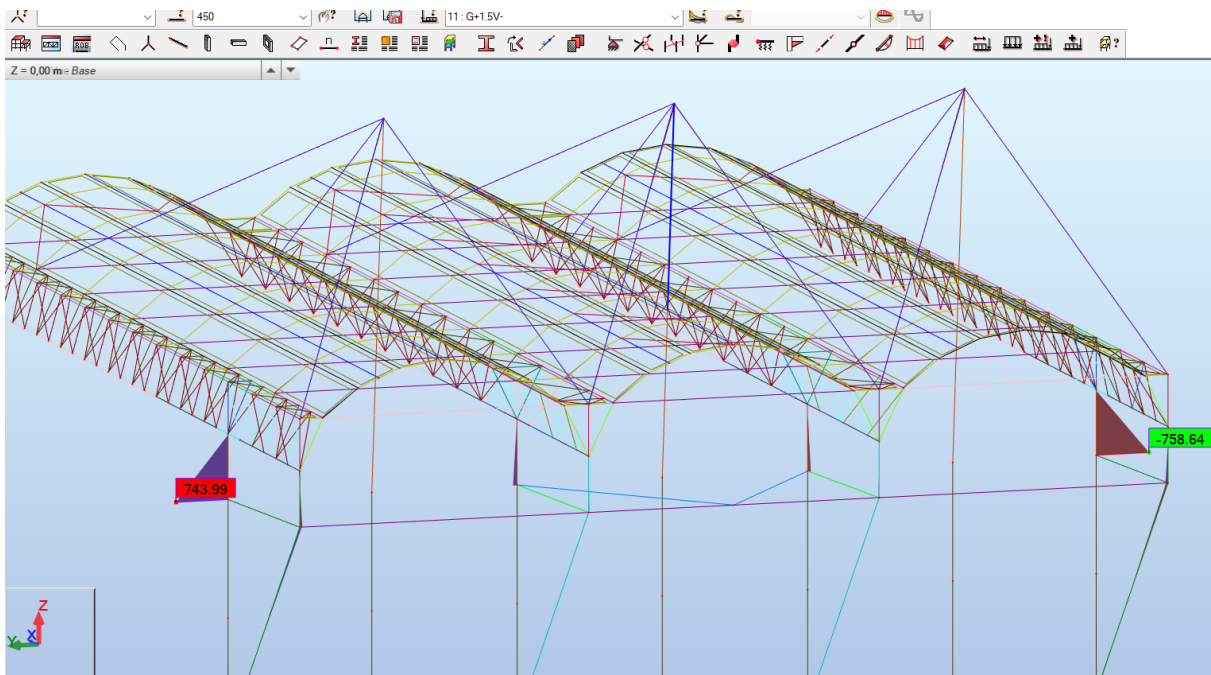


FIGURE 4.44 – Diagramme des moments  $M_z$  sous la combinaison de soulèvement  $G - 1.5V$ .

#### 4.8.12 Moments $M_x$ sous la combinaison de soulèvement ( $G - 1.5V$ ) :

La torsion  $M_x$  apparaît dans certaines barres de la structure, notamment au mi-arcs et contrefiches. Bien que son amplitude soit relativement faible comparée aux autres sollicitations (comme  $M_y$  et  $M_z$ ), elle est quand même incluse dans les vérifications de résistance et de stabilité.

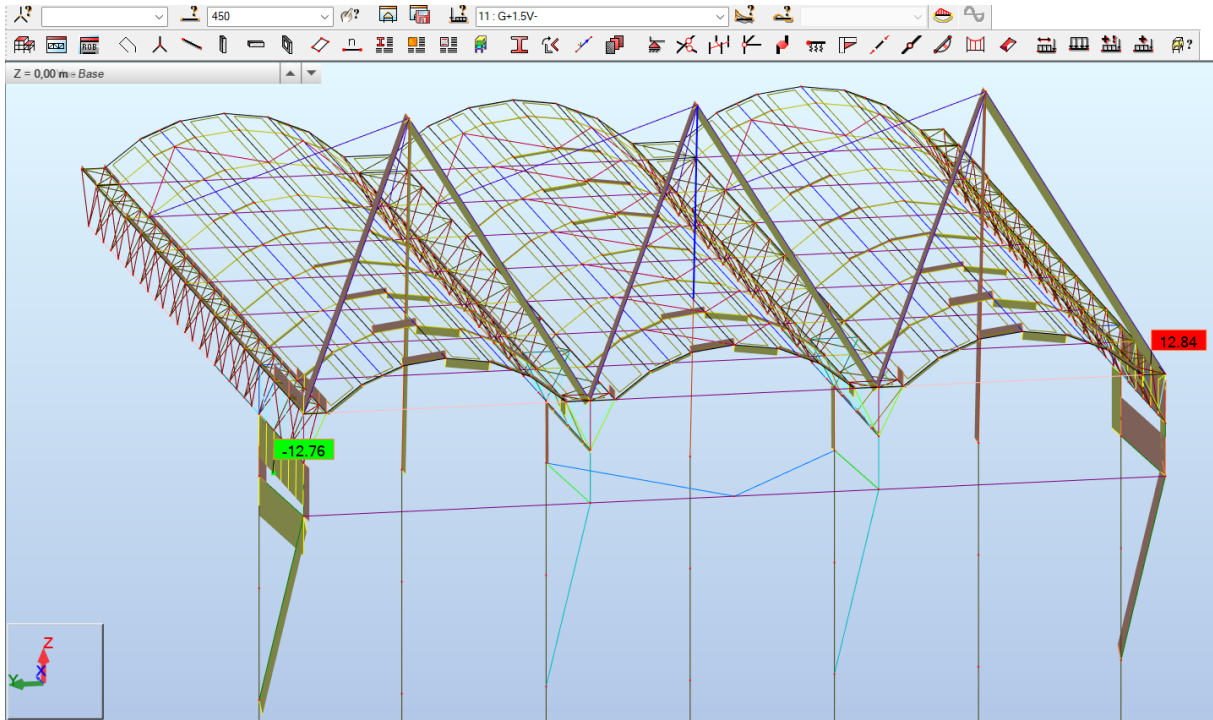


FIGURE 4.45 – Diagramme des moments  $M_x$  sous la combinaison de soulèvement  $G - 1.5V$ .

#### 4.8.13 Vérification des déplacements ( $G + V$ ).

Pour la toiture, le critère de flèche globale de service retenu est  $L/200$ . En considérant une portée de référence  $L = 60$  m, la flèche admissible vaut :

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{200} = \frac{60\,000}{200} = \mathbf{300\text{ mm.}}$$

La flèche maximale calculée sur la combinaison de service (figure 4.46) est  $U_{\text{max}} = \mathbf{222.27\text{ mm}}$ , ce qui reste inférieur à  $f_{\text{adm}}$  ; le critère ELS est donc **satisfait** avec cette hypothèse de projet.

*Remarque sur l'équilibre des combinaisons.* La maîtrise des déplacements est un véritable compromis : (i) un **sur-dimensionnement** accroît les masses propres et peut conduire à des flèches *vers le bas* sous  $G + V$  ; (ii) un **sous-dimensionnement** rend la structure trop souple et favorise le *soulevement* sous  $G - V$ . Il faut donc viser un état d'équilibre entre ces deux combinaisons défavorables.

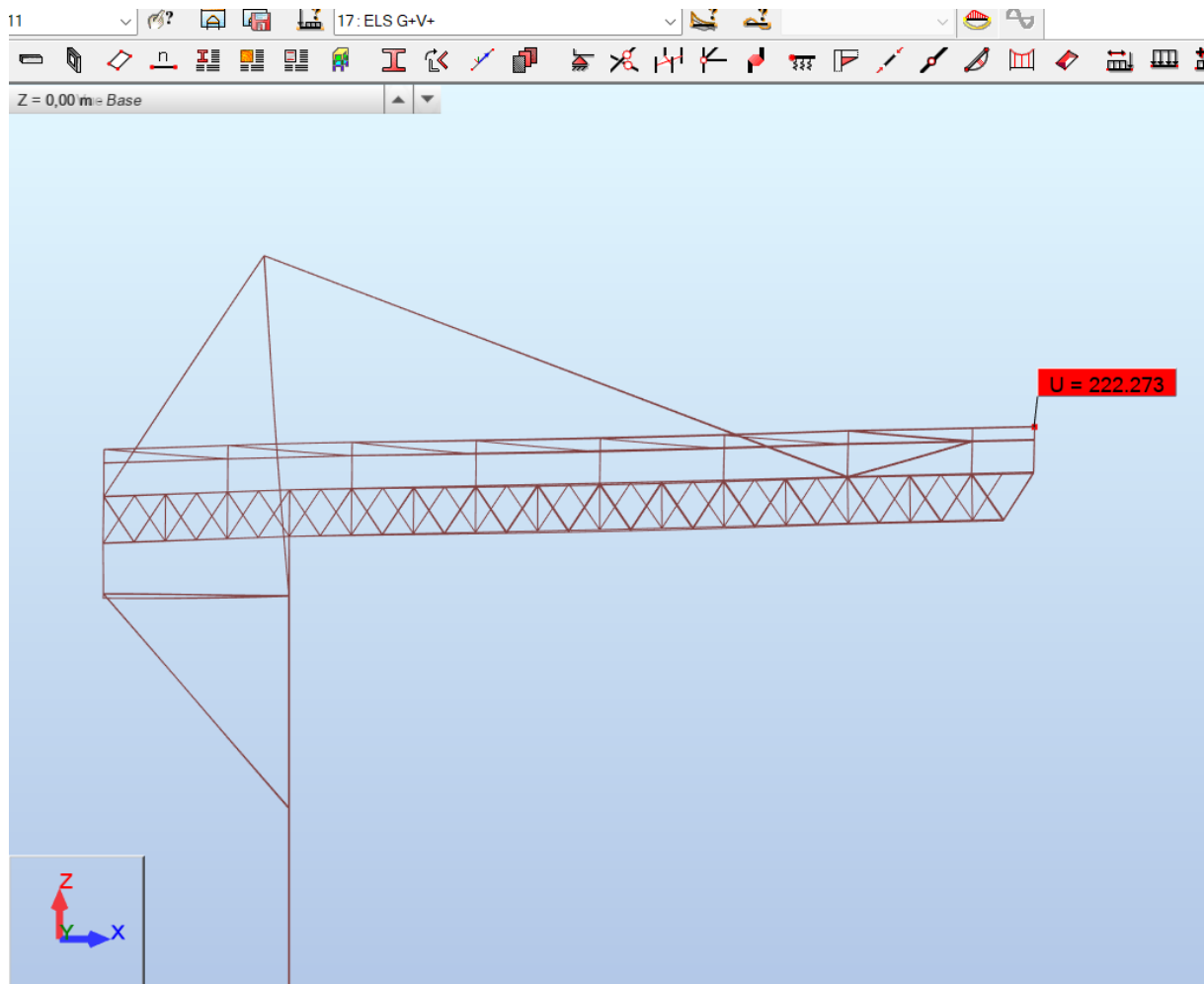


FIGURE 4.46 – Déformée de la toiture sous combinaison de service  $G + V$ .

#### 4.8.14 Vérification des déplacements sous combinaison $G - V$ .

Pour la combinaison de service au soulèvement ( $G - V$ ), la flèche limite reste fixée à :

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{200} = \frac{60\,000}{200} = 300 \text{ mm.}$$

La flèche maximale calculée (figure 4.47) est  $U_{\text{max}} = 209.70 \text{ mm}$ , ce qui demeure **inférieur** à la flèche admissible. Ainsi, même dans cette combinaison critique de soulèvement, la structure satisfait aux exigences de l'ELS.

*Observation* : Les déplacements obtenus sous  $G - V$  sont inférieurs à ceux de la combinaison  $G + V$ , mais leur contrôle reste essentiel car un soulèvement excessif pourrait engendrer une perte de stabilité locale et une redistribution indésirable des efforts entre câbles et arcs.

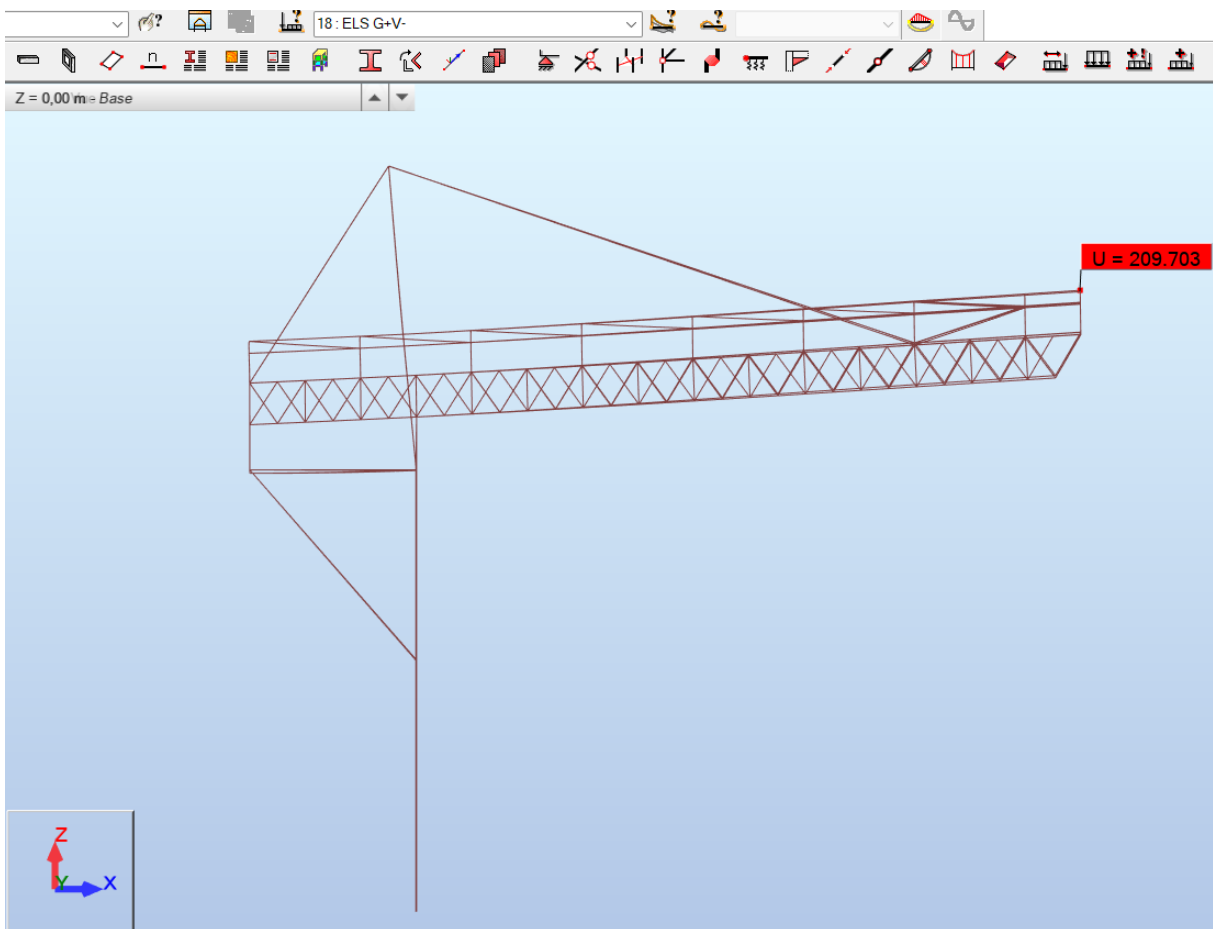


FIGURE 4.47 – Déformée de la toiture sous combinaison de service  $G - V$ .

## 4.9 Vérification et résultats

La vérification des éléments en acier a été réalisée selon l'Eurocode 3 à l'aide du module **Dimensionnement acier/aluminium**. La procédure adoptée est la suivante :

1. Accéder au menu *Dimensionnement acier/aluminium*.
2. Sélectionner la **famille** d'éléments à vérifier.
3. Choisir les **combinaisons d'efforts** correspondantes (ELU et, si nécessaire, ELS).
4. Lancer le calcul : le logiciel détermine automatiquement le **rapport d'exploitation** entre l'effort solliciteur et la résistance de la section.

La règle de décision est simple :

- Si le rapport  $\frac{Effort}{Résistance} \leq 1$ , alors la section est **vérifiée et conforme**.
- Si ce rapport dépasse 1, la section doit être redimensionnée ou renforcée.

Dans le cas de la traverse considérée (voir Figure 4.48), le ratio obtenu est de

$$\frac{Effort}{Résistance} = 0.40 < 1$$

ce qui confirme que la section adoptée est correctement dimensionnée.

**Remarque :** La valeur du rapport (0.40) est plus que satisfaisante, indiquant que l'élément ne travaille pas de manière intensive. Bien que, dans une approche économique, il soit souhaitable d'exploiter davantage la capacité portante de la section afin d'optimiser la matière, le choix effectué ici privilégie la **sécurité** et la **robustesse globale** de la structure.

Toutes les notes de calcul détaillées pour les différents éléments de la toiture sont regroupées en **Annexe A**.

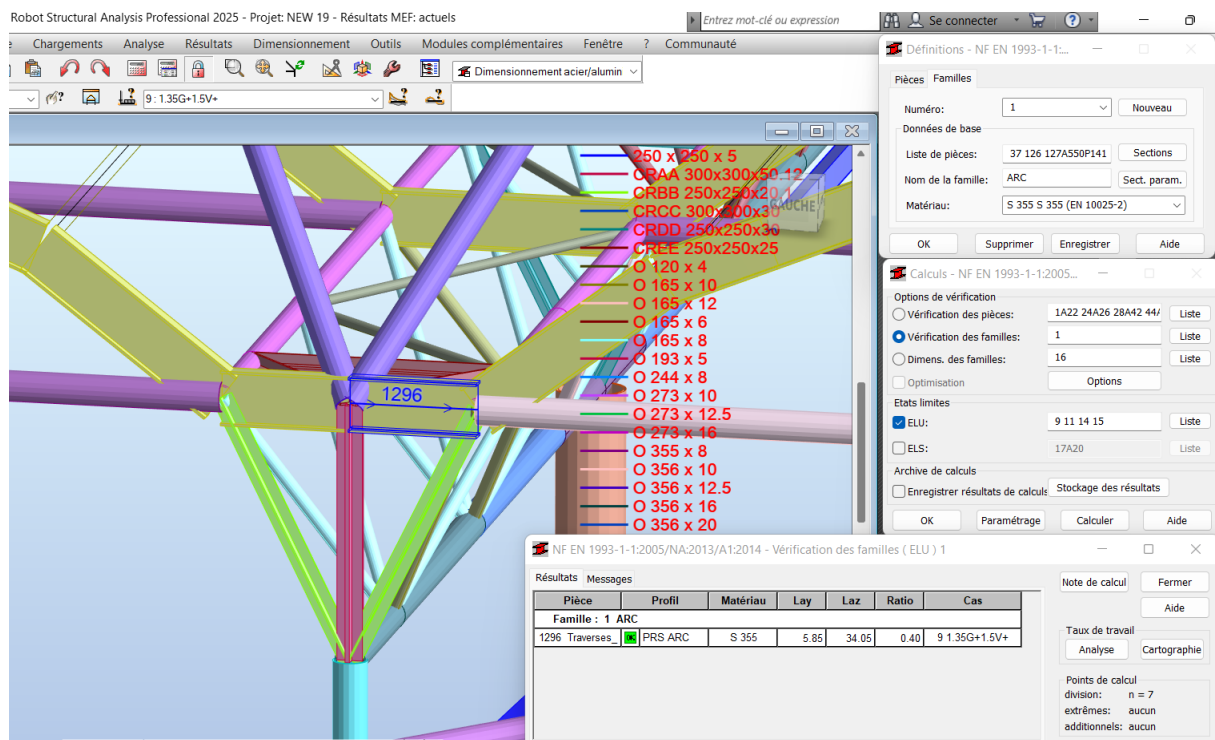


FIGURE 4.48 – Exemple de vérification d'une famille d'éléments dans Robot

## 4.10 Conclusion du chapitre

Ce chapitre a construit un modèle numérique cohérent de la toiture dans *Autodesk Robot Structural Analysis*, depuis l'import de la géométrie AutoCAD jusqu'aux vérifications. Les normes appropriées, les matériaux et les sections issues des plans (y compris des profils personnalisés et des câbles de type Macalloy) ont été définis, puis les charges permanentes, d'exploitation et climatiques ont été appliquées et combinées conformément aux règles en vigueur. Les calculs se sont déroulés correctement.

La lecture des résultats met en évidence les zones sensibles tandis que la torsion reste globalement secondaire par rapport aux flexions. Les déformations au service respectent les critères usuels et les contrôles réalisés confirment l'adéquation des sections retenues.

# Chapitre 5

## Les assemblages

### 5.1 Introduction

Les assemblages structuraux, qu'ils soient boulonnés, soudés ou mixtes, jouent un rôle fondamental dans la continuité des efforts entre les éléments d'une structure et dans la garantie de sa stabilité globale. Ils permettent de transmettre efficacement les charges, d'assurer la rigidité nécessaire et de répondre aux contraintes de sécurité et de durabilité. Leur conception et leur mise en œuvre exigent une attention particulière, car ils conditionnent à la fois la performance mécanique et la faisabilité de l'ouvrage.

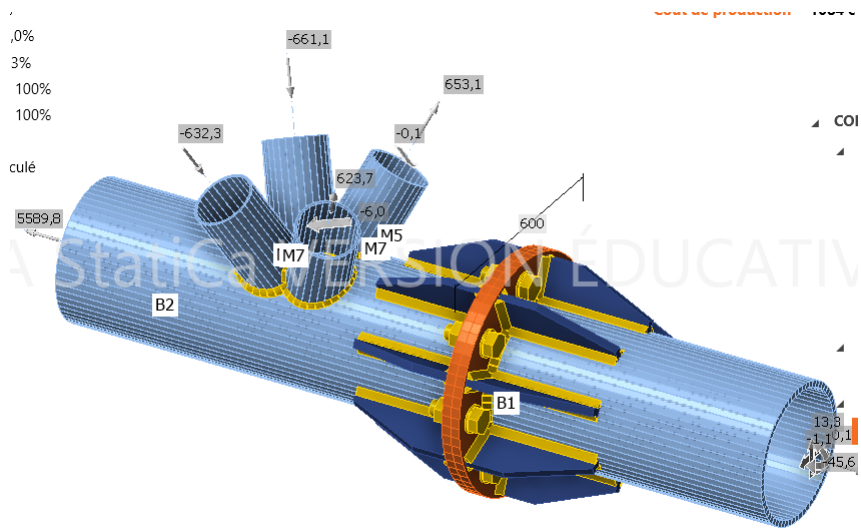


FIGURE 5.1 – Assemblage mixte (boulonné et soudé) reliant différentes sections tubulaires

## 5.2 Assemblages soudés

Les assemblages soudés constituent une méthode largement utilisée dans la construction métallique en raison de leur capacité à assurer la continuité des efforts entre les éléments de la structure. Contrairement aux assemblages boulonnés, ils ne nécessitent pas de perçages ni d'éléments rapportés, ce qui permet une liaison directe entre les pièces et une bonne transmission des contraintes.

### 5.2.1 Description générale

La soudure est un procédé d'assemblage permanent qui consiste à réaliser une liaison métallique par fusion locale, généralement accompagnée d'un apport de métal. Elle peut être exécutée en atelier (conditions contrôlées, meilleure qualité) ou sur chantier (soumis à plus de contraintes environnementales).

### 5.2.2 Rôle et avantages

Les assemblages soudés présentent plusieurs avantages :

- Transmission efficace des efforts (traction, compression, cisaillement, flexion).
- Rigidité élevée de l'assemblage, sans jeu mécanique.
- Adaptés aux assemblages complexes, notamment pour les structures tubulaires.

Cependant, certains inconvénients doivent être pris en compte :

- Sensibilité aux défauts d'exécution (fissures, porosités, manque de fusion).
- Fragilité vis-à-vis de la fatigue si la conception et l'exécution ne sont pas rigoureuses.
- Difficulté de démontage ou de modification par rapport aux assemblages boulonnés.

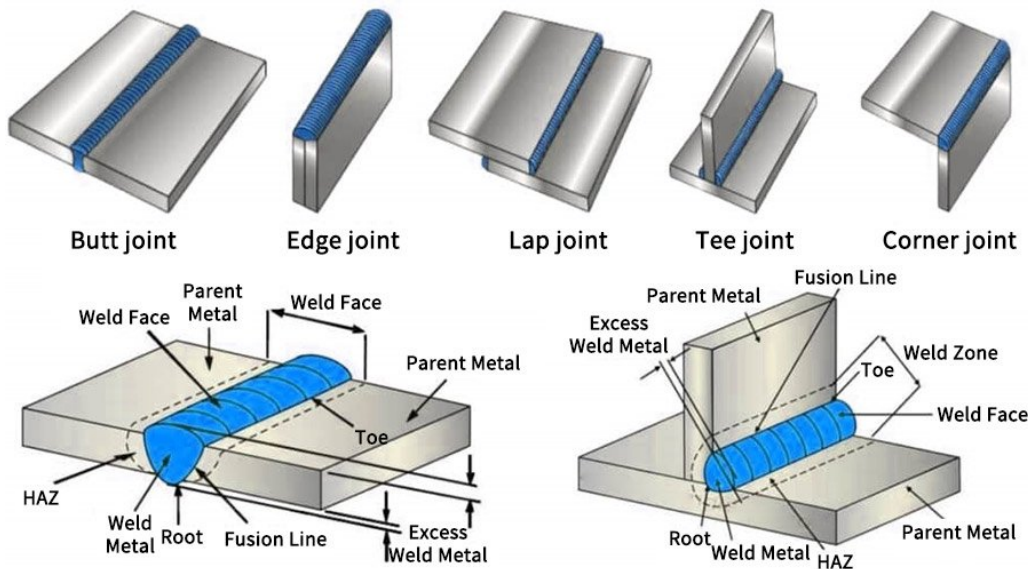


FIGURE 5.2 – Types courants de joints soudés.

Les principaux types de joints soudés illustrés sur la figure 5.2 [33] sont les suivants :

- **Butt joint (soudure bout à bout)** : deux plaques alignées et soudées dans leur plan, assurant une continuité mécanique élevée.
- **Edge joint (soudure sur chant)** : assemblage des bords de tôles juxtaposées, souvent utilisé dans les caissons et structures fermées.
- **Lap joint (soudure en recouvrement)** : deux tôles se chevauchent et sont soudées sur la partie superposée, adapté aux épaisseurs moyennes.
- **Tee joint (soudure en T)** : deux éléments se croisent perpendiculairement, typique des assemblages poutre-raidisseur.
- **Corner joint (soudure d'angle)** : deux plaques forment un angle, utilisé dans les cadres et sections creuses.

La partie inférieure de la figure présente la **terminologie des zones de la soudure** :

- **Weld metal** : métal fondu puis solidifié constituant la soudure.
- **Weld face** : surface apparente du cordon.
- **Toe** : pied de soudure, zone critique pour l'amorçage de fissures.
- **Root** : racine de la soudure, située à la base de la liaison.
- **Fusion line** : limite de fusion entre métal de base et métal fondu.
- **HAZ (Heat Affected Zone)** : zone affectée thermiquement, dont les propriétés mécaniques peuvent être modifiées par la chaleur.
- **Excess weld metal** : excédent de métal déposé, parfois meulé pour améliorer la finition.

## 5.3 Assemblages boulonnés

Les assemblages boulonnés sont largement utilisés dans la construction métallique en raison de leur facilité de mise en œuvre, de démontage et de contrôle. Ils permettent de relier efficacement différents éléments de structure tels que les poutres, colonnes, cornières et plaques de jonction.

### 5.3.1 Description générale

Un assemblage boulonné est constitué de boulons, écrous et rondelles qui assurent la transmission des efforts entre les pièces assemblées. On distingue principalement deux modes de fonctionnement :

- **Assemblages par cisaillement** : les efforts sont transmis par l'appui du fût du boulon contre les parois du trou.
- **Assemblages par frottement (ou précontraints)** : les efforts sont transmis par frottement entre les surfaces en contact, grâce à la précontrainte appliquée dans les boulons à haute résistance.

### 5.3.2 Types de boulons

Selon l'Eurocode 3 (EN 1993-1-8), les boulons peuvent être classés en fonction de leur qualité et de leur mode de mise en œuvre :

- **Boulons ordinaires** : utilisés pour des assemblages simples, soumis principalement à des efforts de cisaillement ou de traction modérés. Leur résistance mécanique est limitée, et ils conviennent surtout aux structures secondaires ou aux connexions non sollicitées de façon critique.
- **Boulons haute résistance** : fabriqués en aciers alliés et soumis à un traitement thermique, ils présentent des résistances mécaniques élevées (classe 8.8, 10.9, etc.). Ils sont mis en œuvre souvent en précontrainte (assemblages par friction), ce qui améliore le comportement en fatigue et limite le glissement. Ces boulons sont indispensables dans les structures métalliques principales fortement sollicitées (ponts, toitures à grande portée, assemblages critiques).

### 5.3.3 Critères de dimensionnement

Le dimensionnement des assemblages boulonnés doit vérifier plusieurs critères essentiels :

- **Résistance du boulon** : vérification en traction, en cisaillement ou combinaison des deux.
- **Résistance des tôles (éléments assemblés)** : éviter le poinçonnement, l'écrasement et la rupture par bloc de cisaillement.
- **Espacements et distances aux bords** : respecter les valeurs minimales et maximales prescrites par l'Eurocode 3 pour éviter des ruptures prématurées.
- **Glissement (assemblages précontraints)** : s'assurer que le coefficient de frottement et la précontrainte empêchent le glissement sous charges de service.

### 5.3.4 Exemple de calcul simplifié

Considérons un assemblage en cisaillement simple avec un boulon de classe 8.8, diamètre  $d = 20$  mm.

#### 1. Résistance en cisaillement du boulon :

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

avec :

- $f_{ub}$  : résistance ultime du boulon (800 MPa pour un 8.8),
- $A_s$  : section résistante (aire filetée),
- $\alpha_v = 0.6$  (coefficient Eurocode),
- $\gamma_{M2} = 1.25$  (coefficient partiel de sécurité).

#### 2. Résistance en traction du boulon :

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

#### 3. Vérification combinée (traction + cisaillement) :

$$\left( \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right)^2 + \left( \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \right)^2 \leq 1.0$$

### 5.3.5 Avantages et inconvénients

- **Avantages** : montage rapide, démontage possible, contrôle de qualité plus simple que pour les soudures.
- **Inconvénients** : nécessité de perçages, affaiblissement des sections, sensibilité au glissement pour les assemblages non précontraints.

## 5.4 Assemblages particuliers

Les assemblages particuliers regroupent les nœuds complexes qui apparaissent dans des structures où plusieurs éléments se rejoignent avec des géométries variées. L'un des cas les plus fréquents dans les charpentes métalliques est la **connexion arc–treillis**.

### 5.4.1 Connexion arc–treillis

Les connexions arc–treillis apparaissent dans les structures de type couvertures de stades ou halles industrielles, où un arc principal est stabilisé par des treillis. Le nœud de connexion entre l'arc et le treillis doit assurer la transmission d'efforts combinés (compression, traction, cisaillement et parfois moments).

### 5.4.2 Caractéristiques principales

- **Complexité géométrique** : plusieurs barres tubulaires se rejoignent autour d'un arc, souvent selon des angles différents.
- **Types d'efforts** : la connexion doit transmettre des efforts axiaux (issus des barres du treillis) et des efforts de flexion ou de cisaillement (issus de l'arc).
- **Modes d'assemblage** : on rencontre des assemblages soudés, boulonnés, ou mixtes. Dans les structures modernes.

### 5.4.3 Critères de conception

Selon l'Eurocode 3 [34] et les recommandations internationales (CIDECT pour les structures tubulaires) [35] :

- Vérification de la **résistance des soudures** ou boulons aux efforts combinés.
- Vérification de la **résistance locale des tubes** : éviter l'écrasement ou le flambement local au niveau du nœud.
- Respect des **angles minimaux** entre les barres pour faciliter la soudure et garantir une bonne transmission des efforts.
- Vérification en **fatigue**, car ces assemblages sont souvent soumis à des sollicitations cycliques (vent, vibrations).

#### 5.4.4 Exemple typique



FIGURE 5.3 – Préassemblage d'une partie de l'arc avec le treillis.

Dans le cas illustré par la figure 5.3, une partie de l'arc est soudée au treillis directement en atelier avant le montage sur chantier. Cette méthode présente plusieurs avantages :

- elle **réduit le nombre d'opérations à réaliser en hauteur**, ce qui facilite le montage et améliore la sécurité des équipes ;
- elle **garantit une meilleure qualité des soudures**, puisque celles-ci sont exécutées en atelier dans des conditions contrôlées (position de soudage, température, accessibilité) ;
- elle **diminue le temps de chantier**, car les éléments arrivent déjà préassemblés et ne nécessitent que des connexions finales (souvent boulonnées ou soudées sur site).

Ainsi, le préassemblage en atelier constitue une solution efficace pour améliorer à la fois la qualité et la rapidité d'exécution des assemblages complexes de type arc-treillis.

## 5.5 Méthodologie de calcul des assemblages

Afin de couvrir à la fois les connexions usuelles et les nœuds à géométrie complexe, le calcul des assemblages est mené selon deux approches :

### 5.5.1 Types d'assemblages étudiés

- **Assemblages simples** : vérifiés dans *Autodesk Robot Structural Analysis*.
  - Bases de mâts (plaque d'ancrage, tirants/ancres, poinçonnement, compression du béton, etc.).
  - Assemblages **mât–mât** (platines, boulons en cisaillement/traction, éventuels cordons d'angle).
- **Assemblages complexes** : vérifiés dans *IDEA StatiCa*.
  - Nœud **d'un treille** (convergence de plusieurs barres tubulaires sur un nœud, soudures multiples).

### 5.5.2 Justification du choix des outils

- **Robot** — **cas « simples »** : bibliothèque d'assemblages standards, vérifications directes selon l'Eurocode 3 (boulons, soudures, distances aux bords, combinaisons traction/cisaillement), productivité élevée pour les détails récurrents (bases, platines droites, aboutages).
- **IDEA StatiCa** — **cas « complexes »** : méthode CBFEM (modèle éléments finis de la région nodale) permettant de capter la répartition réelle des contraintes dans les tôles/goussets, l'interaction multi-soudures/boulons, les effets de rigidification locale, et de vérifier automatiquement les composantes selon EN 1993-1-8 (boulons, soudures, écrasement, voilement local, bloc de cisaillement, etc.).

### 5.5.3 Introduction concise à *IDEA StatiCa*

*IDEA StatiCa* est un logiciel spécialisé pour le calcul des assemblages acier et béton. Son principe clé est le **CBFEM** (Component-Based Finite Element Method) : la zone de nœud est modélisée en éléments finis (tôles, goussets, platines) tandis que les composants standards (boulons, ancrages, soudures) sont vérifiés avec les règles Eurocode (ou normes équivalentes) selon la documentation officielle d'*IDEA StatiCa* [36].

Fonctionnalités utiles dans ce travail :

- Import des **efforts de barre** depuis le modèle global (Robot) par cas/comбинаisons.
- Définition précise des **opérations de fabrication** (platines, perçages, raidisseurs, goussets, cordons, chanfreins).
- **Analyse non linéaire** locale pour identifier les zones plastifiées et les modes de ruine.
- Rapports détaillés (réserves de résistance, taux d'utilisation, flèches locales, cartes de contraintes).

## 5.6 Procédure de modélisation et de calcul des assemblages sous Robot

La vérification des assemblages simples a été réalisée à l'aide du module *Assemblages* de *Autodesk Robot*. La démarche suivie est la suivante :

1. **Sélection du nœud et des barres à assembler** : dans le modèle global, on identifie le nœud de connexion et les éléments qui doivent être reliés (par exemple, le pied de mât).
2. **Accès au module d'assemblage** :

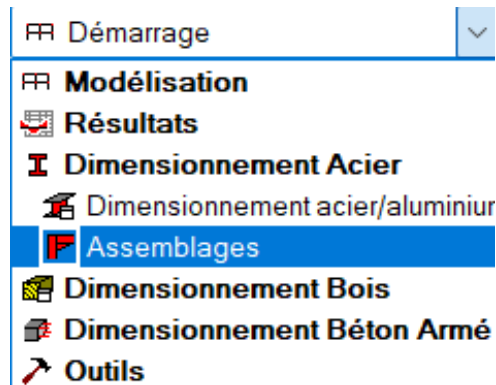


FIGURE 5.4 – Accès au module d'assemblages dans Robot.

On se rend dans le menu *Démarrage* → *Dimensionnement Acier* → *Assemblages*.

3. **Choix et paramétrage du type d'assemblage** : En cliquant sur l'icône , une fenêtre de paramétrage s'ouvre permettant de créer un nouvel assemblage.

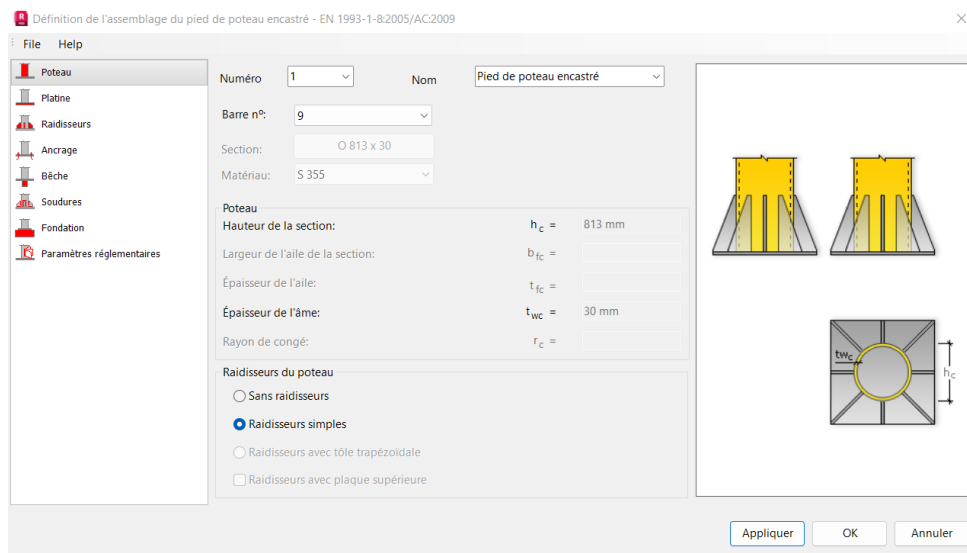


FIGURE 5.5 – Fenêtre de paramétrage pour un assemblage de type pied de poteau encastré.

Dans cet exemple, on choisit un  **pied de mât encastré** . Différents onglets permettent de définir :

- les caractéristiques de la  **section du poteau** , - la  **platine de base**  (dimensions, épaisseur, matériau), - les  **raidisseurs**  éventuels, - le  **système d'ancrage**  (nombre de boulons, entraxes, classe de boulons), - la  **fondation en béton** , - les  **soudures**  reliant la platine et les raidisseurs.

Chaque onglet est illustré ci-dessous :

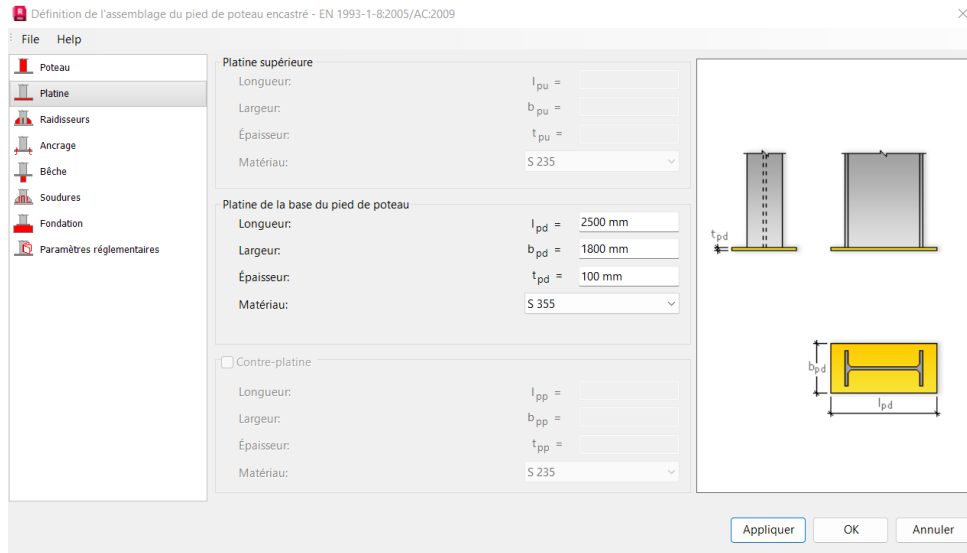


FIGURE 5.6 – Définition de la platine de base du pied de mat.

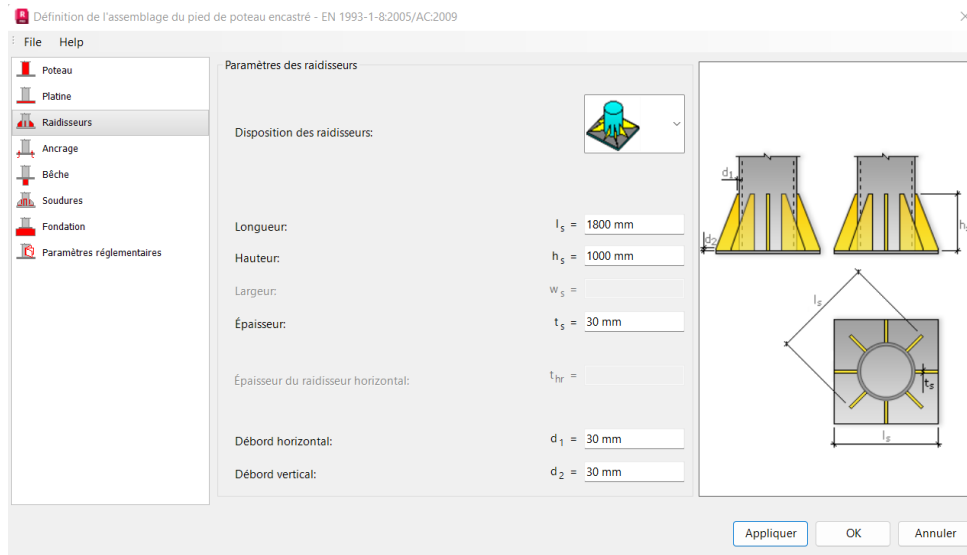


FIGURE 5.7 – Paramétrage des raidisseurs du pied de mât.

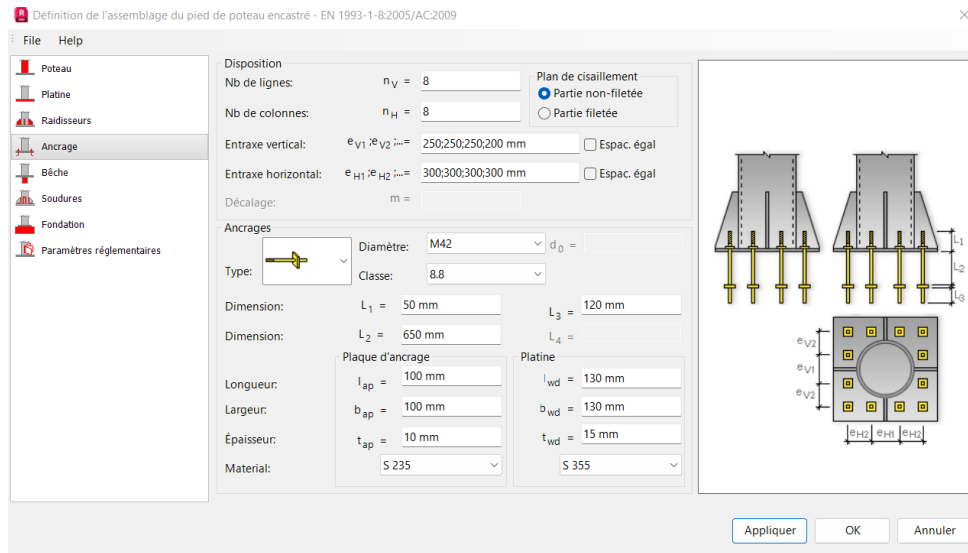


FIGURE 5.8 – Définition du système d'ancrage.

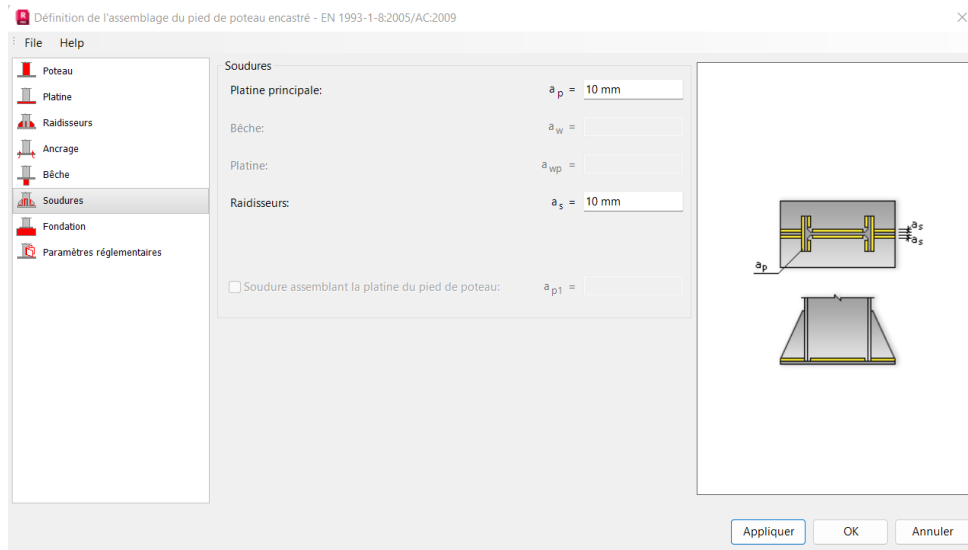


FIGURE 5.9 – Paramètres des soudures du pied de mât.

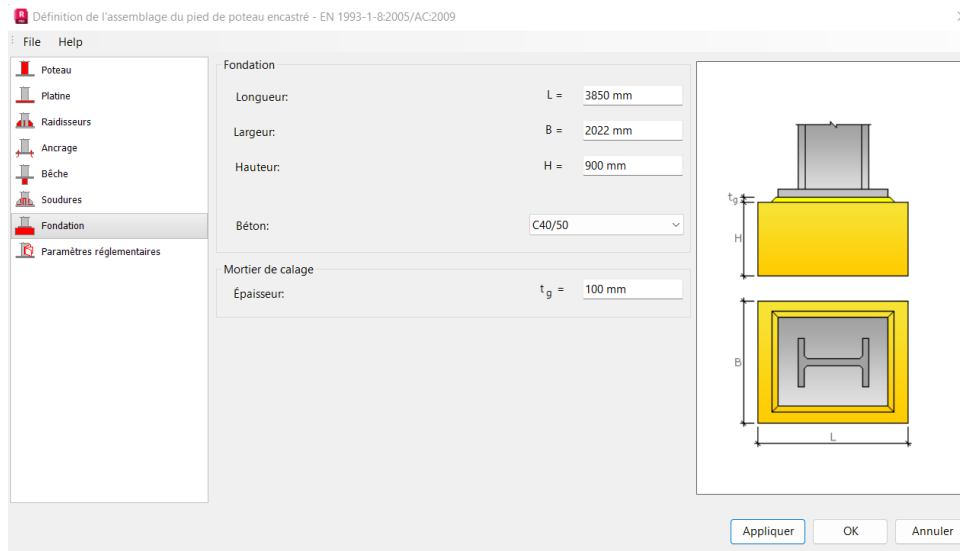



FIGURE 5.10 – Paramètres de la fondation et du béton de support.

4. **Lancement du calcul** : Une fois l'assemblage configuré, on lance la vérification via l'icône de calcul  , on choisit les **combinaisons de charges** issues du modèle global et on clic sur calculs .

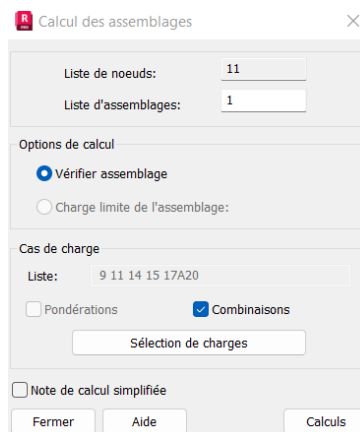


FIGURE 5.11 – Icône de lancement du calcul de l'assemblage.

5. **Résultats et notes de calcul** :

Robot fournit un rapport détaillé pour chaque assemblage vérifié. Celui-ci indique :

- les efforts appliqués,
- les résistances calculées,
- les taux d'utilisation des composants (platine, boulons, soudures, béton),

Numé...	Ratio	Noeud	Nom de l'asser
Assemblages acier (10)			
1	0.65	11	Pied de poteau
8	0.67	97	Pied de poteau
3	0.93	98	Pied de poteau
9	0.62	99	Pied de poteau
10	0.67	417	Pied de poteau
6	0.65	338	Pied de poteau
7	0.94	427	Pied de poteau
11	0.40	200	Assemblage tul
12	0.37	201	Assemblage tul
13	0.40	109	Assemblage tul

FIGURE 5.12 – Résumé des vérifications des assemblages.

Le cas présenté en détail dans ce mémoire correspond à un  **pied de mât encastré** . Pour alléger la présentation, seules les étapes principales de paramétrage et de vérification sont illustrées ici. L'ensemble des notes de calcul complètes relatives aux autres assemblages (pieds de poteaux et assemblages tubulaires) est fourni en **Annexe D**.

## 5.7 Procédure de modélisation et de calcul des assemblages sous IDEA StatiCa

Pour les assemblages complexes, la vérification a été réalisée à l'aide du logiciel *IDEA StatiCa*. Cette approche combine la modélisation par éléments finis de la zone du nœud et les vérifications réglementaires selon l'Eurocode 3 (EN 1993-1-8).

La démarche suivie est la suivante :

1. **Sélection du nœud et des barres dans Robot** : dans le modèle global, on commence par sélectionner le nœud ainsi que les barres que l'on souhaite vérifier (figure 5.13).

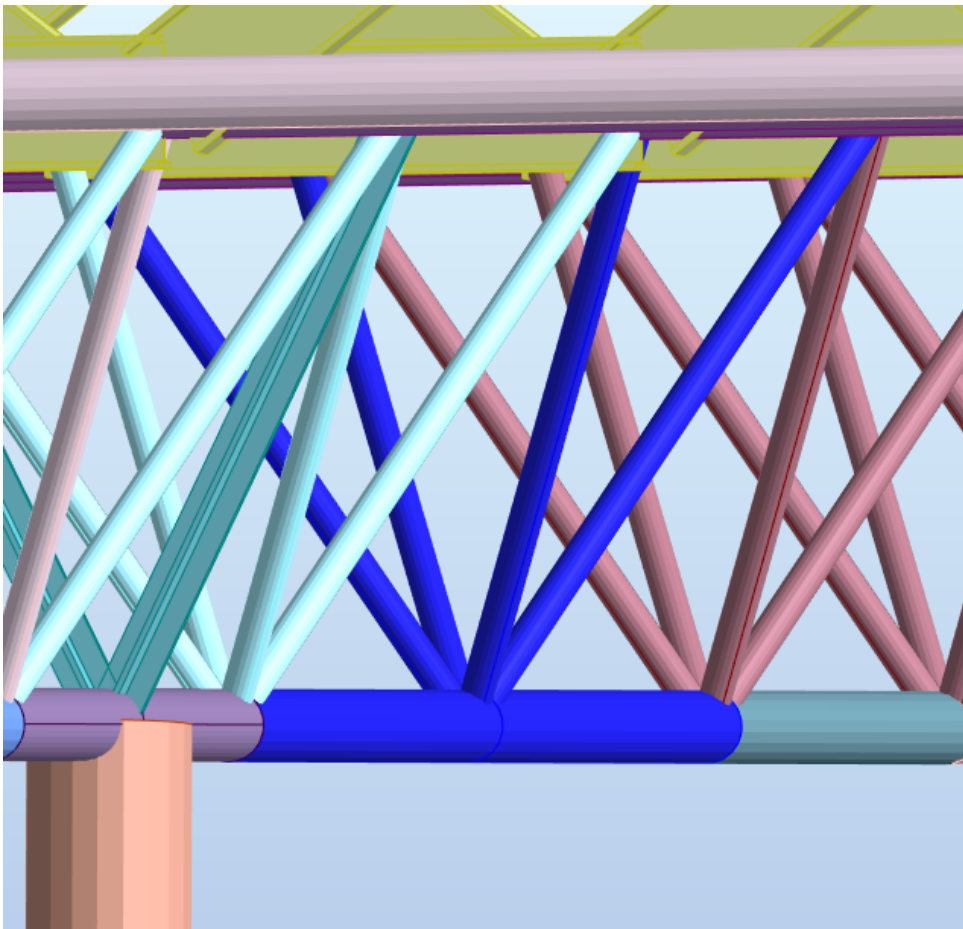


FIGURE 5.13 – Sélection d'un nœud et des barres associées dans Robot avant export vers IDEA StatiCa.

2. **Export vers IDEA StatiCa** : on accède au menu *Modules complémentaires* de Robot et on choisit *IDEA StatiCa* (figure 5.14). L'interface d'IDEA StatiCa se lance alors automatiquement.

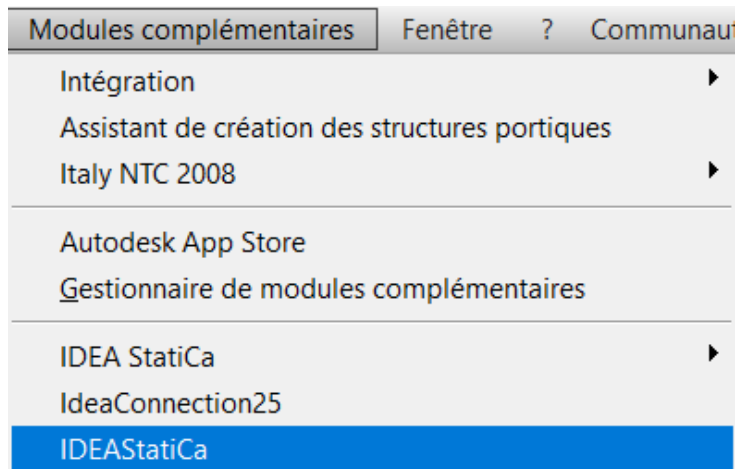
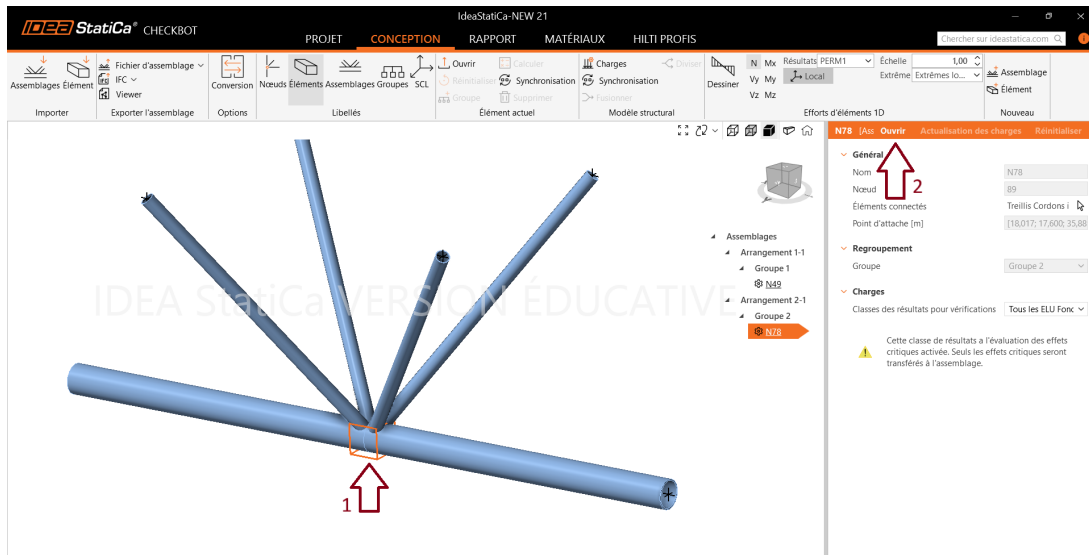


FIGURE 5.14 – Accès à IDEA StatiCa via les modules complémentaires de Robot.

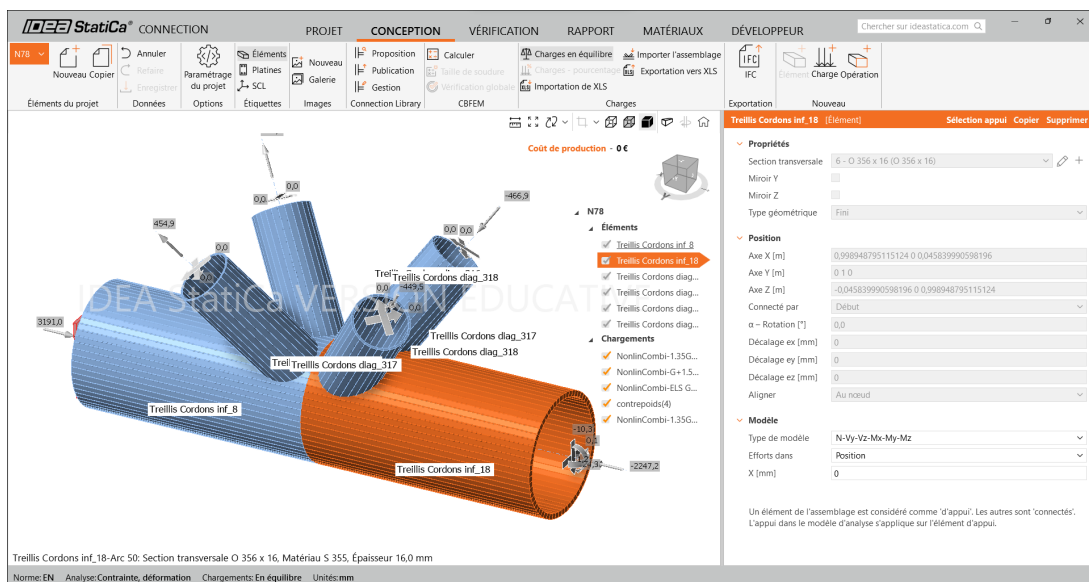
3. **Définition et configuration du nœud** : après l'importation depuis Robot, il est possible de modifier la configuration du nœud et d'ajouter de nouvelles sections. Pour cela, on commence par sélectionner le nœud puis cliquer sur **Ouvrir** (figure 5.15a). Une nouvelle fenêtre s'affiche alors (figure 5.15b), dans laquelle on peut éditer les barres connectées (profil, matériau, orientation) et ajouter de nouveaux éléments si nécessaire.

L'utilisateur peut ainsi compléter la définition du nœud en intégrant :

- les barres principales,
- les platines, goussets et raidisseurs,
- les boulons, soudures et autres composants de connexion.



(a) Ouverture du nœud sélectionné.



(b) Fenêtre d'édition des barres et sections.

FIGURE 5.15 – Procédure de modification et d'ajout de sections dans IDEA StatiCa.

4. **Calcul CBFEM et lecture des résultats [37]** : après la modélisation, on lance l'analyse dans l'onglet **CBFEM** via **Calculer** (zone 1 de la figure 5.16). À l'issue du calcul, un **résumé** s'affiche à gauche (zone 2) indiquant :

- *Analyse* : statut global de la vérification ;
- *Platines / Déformation locale* : **valeur mesurée** comparée à la **limite** ;
- *Boulons / Soudures* : **taux d'utilisation** maximaux ( $\leq 100\%$ ) ;
- *Voilement* : **facteur critique** de flambement ( $> 1$ ) ;
- *GMNA* : état du contrôle **non linéaire géométrique et matériau**.

La zone 3 montre la **carte EF des contraintes équivalentes** : les zones chaudes indiquent où renforcer (épaissir une tôle, ajouter un raidisseur, ajuster soudures/boulons).

**Facteur critique de flambement ( $\lambda_{cr}$ )**. C'est le multiplicateur de charge issu d'une analyse de flambement élastique (valeurs propres) [10] :

$$\lambda_{cr} = \frac{N_{\text{flamb, élastique}}}{N_{\text{appliqué}}}$$

Une valeur  $\lambda_{cr} > 1$  signifie que le flambement n'est pas atteint sous la charge étudiée ; plus  $\lambda_{cr}$  est élevé, moins les effets du second ordre ( $P-\Delta$ ,  $P-\delta$ ) sont significatifs. Des valeurs modérées ( $\approx 3-5$ ) indiquent des effets du second ordre non négligeables, et  $\lambda_{cr} \leq 1$  n'est pas acceptable.

**Pourquoi un contrôle GMNA ?** Le GMNA complète le diagnostic élastique en intégrant simultanément les *effets du second ordre* et la *plastification* de l'acier [37] (comportement non linéaire). On le réalise *le cas échéant*, notamment lorsque  $\lambda_{cr}$  est modéré, que des tôles/platines minces sont fortement comprimées, ou que les taux d'utilisation sont élevés, afin de confirmer la sécurité de l'assemblage ou d'identifier les renforcements nécessaires.

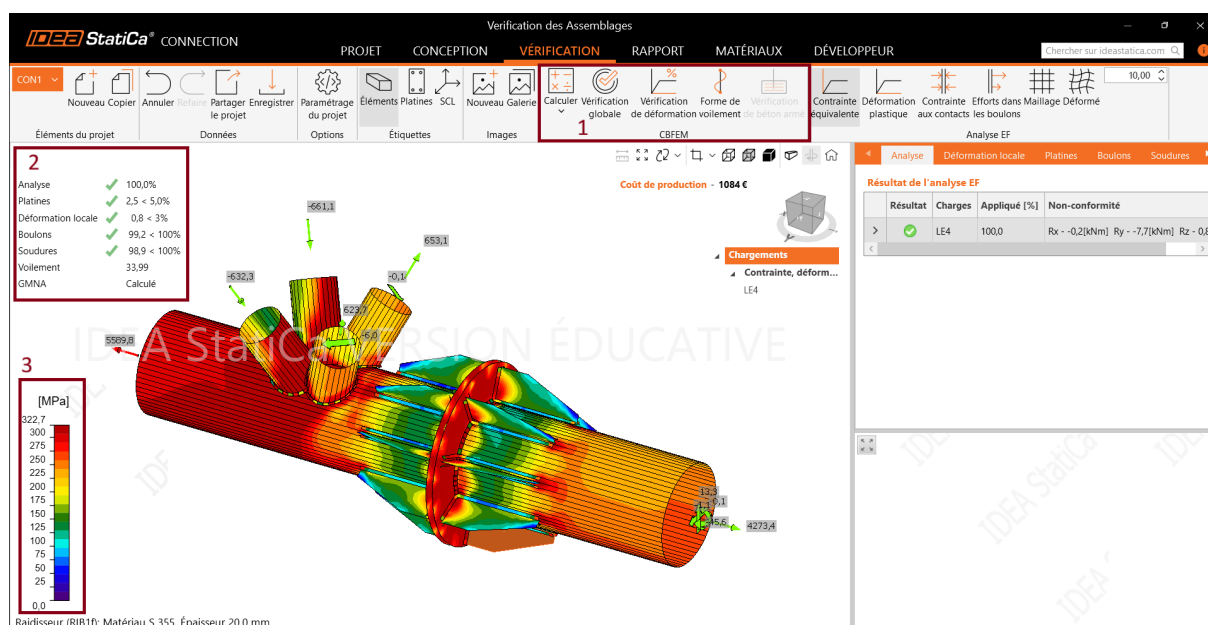


FIGURE 5.16 – IDEA StatiCa (lancement du calcul).

5. **Résultats et rapports** : un rapport complet est généré, comprenant :

- les charges appliquées,
- les résistances calculées,
- les taux d'utilisation par composant,
- et les modes de ruine identifiés.

Le **rapport détaillé** (tableaux, formules de vérification et cartes de contraintes) et un autre rapport d'un assemblage **mat to mat** est fourni en **Annexe E**.

## 5.8 Comparaison des méthodes

Les deux approches sont **complémentaires** : Robot est rapide et normatif pour les détails usuels ; IDEA StatiCa apporte une analyse locale par EF (CBFEM) pour les nœuds complexes.

TABLE 5.1 – Comparaison simplifiée Robot vs IDEA StatiCa.

	<b>Robot</b>	<b>IDEA StatiCa</b>
<i>Usage principal</i>	Assemblages standards, répétitifs	Nœuds complexes et simples
<i>Mise en place</i>	On choisit le type et on renseigne les dimensions	Construction libre du nœud
<i>Résultats</i>	Taux d'utilisation (boulons, soudures) et contrôles Eurocode	Rapports détailler, taux par composants
<i>Points forts</i>	Très rapide, clair, traçable	Très visuel, grande liberté de forme, aide à optimiser les détails
<i>Points à surveiller</i>	Peu flexible pour les nœuds complexes	Plus long à paramétrer

## 5.9 Conclusion du chapitre

Les assemblages courants ont été vérifiés efficacement sous **Robot**, conformément à l'EN 1993-1-8, avec un bon niveau de productivité et de traçabilité. Les nœuds à géométrie complexe ont nécessité **IDEA StatiCa**. En pratique, le **workflow recommandé** est : pré-dimensionner sous Robot, puis **affiner et valider** les nœuds critiques sous IDEA. L'harmonisation des hypothèses (aciers, classes de boulons, facteurs partiels) garantit la cohérence des résultats. Cette double approche sécurise la conception tout en maîtrisant délais et coût de fabrication.

# Conclusion générale

Ce mémoire avait une ambition claire , maîtriser, de bout en bout, une chaîne de calcul ciblée pour valider un segment de toiture métallique selon les normes en vigueur. Même si certains développements n'ont pas été approfondis, le périmètre traité a été conduit avec rigueur et donne des résultats conformes aux Eurocodes. Sur ce champ délimité, l'objectif principal "*bien faire peu, mais le faire correctement* " est atteint.

La dimension la plus exigeante du travail n'a pas été le calcul en lui-même, mais la maîtrise conjointe des outils (AutoCAD pour les plans, Robot Structural Analysis pour le modèle global, IDEA StatiCa pour les assemblages et L<sup>A</sup>T<sub>E</sub>X pour la mise en forme). Cette compétence outillée est aujourd'hui déterminante, les bureaux d'études exigent la connaissance opérationnelle de ces logiciels afin d'accélérer les projets, de réduire les erreurs en d'autres termes, améliorer leur productivité. À ce titre, le travail mené fournit une méthode reproductible directement transposable en pratique.

Au-delà des limites assumées du périmètre, le projet a permis de consolider des bases solides , une démarche structurée, des vérifications normatives justes, et une intégration logicielle maîtrisée. Ces acquis offrent un point d'appui fiable pour élargir ensuite le spectre des calculs au rythme des besoins. En ce sens, ce mémoire constitue moins une fin qu'un **socle professionnel**.

# Annexes

# Annexe A

## Notes de calcul des éléments

Dans cette annexe, nous présentons les notes de calcul détaillées issues du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2025**, conformément à la norme **NF EN 1993-1-1 :2005/NA :2013/A1 :2014 (Eurocode 3)**.

Par ailleurs, l'**Annexe B** présentera, sous forme d'images, chaque famille de barres afin de mieux visualiser leur disposition dans la structure.

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** *Vérification des familles*

**FAMILLE:** 1 ARC

**PIECE:** 1296 Traverses\_1296 **POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

0.00 m

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* 9 1.35G+1.5V+ (1+2+4+3+5+6)\*1.35+7\*1.50

**MATERIAU:**

S 355 (S 355)  $f_y = 355000.00$  kPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: PRS ARC**

h=640.00 mm

$gM0=1.00$

$gM1=1.10$

b=200.00 mm

$A_y=120.00$  cm<sup>2</sup>

$A_z=87.00$  cm<sup>2</sup>

$A_x=207.00$  cm<sup>2</sup>

tw=15.00 mm

$I_y=136109.00$  cm<sup>4</sup>

$I_z=4016.31$  cm<sup>4</sup>

$I_x=425.25$  cm<sup>4</sup>

tf=30.00 mm

$W_{ply}=4921.50$  cm<sup>3</sup>

$W_{plz}=632.63$  cm<sup>3</sup>

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{Ed} = 1148.46$  kN

$M_{y,Ed} = -178.82$  kN\*m

$M_{z,Ed} = 46.46$  kN\*m

$V_{y,Ed} = 52.07$  kN

$N_{c,Rd} = 7348.50$  kN

$M_{y,Ed,max} = -178.82$  kN\*m

$M_{z,Ed,max} = 46.46$  kN\*m

$V_{y,T,Rd} = 2445.38$  kN

$N_{b,Rd} = 5831.26$  kN

$M_{y,c,Rd} = 1747.13$  kN\*m

$M_{z,c,Rd} = 224.58$  kN\*m

$V_{z,Ed} = 208.74$  kN

$M_{N,y,Rd} = 1747.13$  kN\*m

$M_{N,z,Rd} = 224.58$  kN\*m

$V_{z,T,Rd} = 1778.03$  kN

$M_{b,Rd} = 1502.83$  kN\*m

$T_{t,Ed} = -0.42$  kN\*m

Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.00

$M_{cr} = 30104.84$  kN\*m

Courbe,LT -

XLT = 0.93

$L_{cr,low} = 1.50$  m

$\lambda_{m,LT} = 0.24$

$\phi_{LT} = 0.57$

XLT,mod = 0.95

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

$L_y = 1.50$  m

$\lambda_{m,y} = 0.08$

$L_{cr,y} = 1.50$  m

$X_y = 1.00$

$\lambda_{my} = 5.85$

$k_{zy} = 0.54$



en z:

$L_z = 1.50$  m

$\lambda_{m,z} = 0.45$

$L_{cr,z} = 1.50$  m

$X_z = 0.87$

$\lambda_{mz} = 34.05$

$k_{zz} = 0.60$

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.16 < 1.00$  (6.2.4.(1))

$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.10 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))

$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.21 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.22 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.02 < 1.00$  (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.12 < 1.00$  (6.2.6-7)

$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.01 < 1.00$  (6.2.6)

$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.01 < 1.00$  (6.2.6)

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

$\lambda_{m,y} = 5.85 < \lambda_{m,max} = 210.00$

$\lambda_{m,z} = 34.05 < \lambda_{m,max} = 210.00$

STABLE

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.38 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.40 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des familles

**FAMILLE:** 1 ARC

**PIECE:** 210 Traverses\_210

**POINT:**

**COORDONNEE:**



**PARAMETRES DE LA SECTION:** PRS ARC

ht=640.00 mm

bf=200.00 mm

ea=15.00 mm

es=30.00 mm

Ay=120.00 cm<sup>2</sup>

Iy=136109.00 cm<sup>4</sup>

Wely=4253.41 cm<sup>3</sup>

Az=87.00 cm<sup>2</sup>

Iz=4016.31 cm<sup>4</sup>

Welz=401.63 cm<sup>3</sup>

Ax=207.00 cm<sup>2</sup>

Ix=390.15 cm<sup>4</sup>

### DEPLACEMENTS LIMITES



**Flèches (REPERE LOCAL):**

uy = 1.196 mm < uy max = L/200.00 = 13.530 mm Vérifié

Cas de charge décisif: 18 ELS G+V- (1+2+3+4+5+6+8)\*1.00

uz = 0.166 mm < uz max = L/200.00 = 13.530 mm Vérifié

Cas de charge décisif: 17 ELS G+V+ (1+2+3+4+5+6+7)\*1.00

u inst,y = 2.470 mm < u inst,max,y = L/200.00 = 13.530 mm Vérifié

Cas de charge décisif: 1\*8

u inst,z = 0.203 mm < u inst,max,z = L/200.00 = 13.530 mm Vérifié

Cas de charge décisif: 1\*13 + 1\*12



**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des familles

**FAMILLE:** 2 Mat

**PIECE:** 450  
0.00 m

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 9 1.35G+1.5V+ (1+2+4+3+5+6)\*1.35+7\*1.50

**MATERIAU:**

S 355 ( S 355 )  $f_y = 355000.00$  kPa



**PARAMETRES DE LA SECTION:** O 813 x 30

h=813.00 mm	gM0=1.00	gM1=1.10	
	Ay=469.80 cm <sup>2</sup>	Az=469.80 cm <sup>2</sup>	Ax=737.96 cm <sup>2</sup>
tw=30.00 mm	Iy=566374.24 cm <sup>4</sup>	Iz=566374.24 cm <sup>4</sup>	Ix=1132748.48 cm <sup>4</sup>
	Wply=18401.67 cm <sup>3</sup>	Wplz=18401.67 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 4664.13 kN	My,Ed = 491.50 kN*m	Mz,Ed = 0.57 kN*m	Vy,Ed = 0.05 kN
Nc,Rd = 26197.58 kN	My,Ed,max = 491.50 kN*m		Mz,Ed,max = 0.57 kN*m
	Vy,T,Rd = 9628.95 kN		
Nb,Rd = 13412.64 kN	My,c,Rd = 6532.59 kN*m	Mz,c,Rd = 6532.59 kN*m	Vz,Ed = -42.96 kN
	MN,y,Rd = 6185.10 kN*m	MN,z,Rd = 6185.10 kN*m	Vz,T,Rd = 9628.95 kN
			Tt,Ed = -0.03 kN*m
			Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:	Lam_y = 1.15	en z:	Lam_z = 1.15
Lcr,y = 24.32 m	Xy = 0.56	Lcr,z = 24.32 m	Xz = 0.56
Lamy = 87.77	kyy = 1.67	Lamz = 87.77	kyz = 0.56

**FORMULES DE VERIFICATION:**

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.18 < 1.00 (6.2.4.(1))  
 My,Ed/MN,y,Rd = 0.08 < 1.00 (6.2.9.1.(2))  
 Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))  
 (My,Ed/MN,y,Rd)<sup>2.00</sup> + (Mz,Ed/MN,z,Rd)<sup>2.00</sup> = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(6))  
 Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)  
 Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)  
 Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3))\*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)  
 Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3))\*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Lambda,y = 87.77 < Lambda,max = 210.00      Lambda,z = 87.77 < Lambda,max = 210.00      STABLE  
 N,Ed/(Xy\*N,Rk/gM1) + kyy\*My,Ed,max/(XLT\*My,Rk/gM1) + kyz\*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.49 < 1.00  
 (6.3.3.(4))

N,Ed/(Xz\*N,Rk/gM1) + kzy\*My,Ed,max/(XLT\*My,Rk/gM1) + kzz\*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.45 < 1.00  
 (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*  
**TYPE D'ANALYSE:** *Vérification des familles*

**FAMILLE:** 2 Mat

**PIECE:** 450

**POINT:**

**COORDONNEE:**



**PARAMETRES DE LA SECTION:** O 813 x 30

ht=813.00 mm

ea=30.00 mm

Ay=442.78 cm<sup>2</sup>

Iy=566374.24 cm<sup>4</sup>

Wey=13932.95 cm<sup>3</sup>

Az=442.78 cm<sup>2</sup>

Iz=566374.24 cm<sup>4</sup>

Welz=13932.95 cm<sup>3</sup>

Ax=737.96 cm<sup>2</sup>

Ix=1132748.48 cm<sup>4</sup>

### DEPLACEMENTS LIMITES



*Flèches (REPÈRE LOCAL): Non analysé*



*Déplacements (REPÈRE GLOBAL):*

vx = 59.017 mm < vx max = L/200.00 = 60.790 mm Vérfié

*Cas de charge décisif:* 17 ELS G+V+ (1+2+3+4+5+6+7)\*1.00

vy = 0.061 mm < vy max = L/200.00 = 60.790 mm Vérfié

*Cas de charge décisif:* 18 ELS G+V- (1+2+3+4+5+6+8)\*1.00

*Profil correct !!!*

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.  
**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des familles

**FAMILLE:** 3 Contreventements

**PIECE:** 404 Contreventements\_404

**POINT:** 2

**COORDONNEE:**  $x = 0.17 L = 1.49 \text{ m}$

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 11 G+1.5V- (1+2+3+4+5+6)\*1.00+8\*1.50

**MATERIAU:**

S 355 (S 355)  $f_y = 355000.00 \text{ kPa}$

**PARAMETRES DE LA SECTION:** O 193 x 5

$h = 193.00 \text{ mm}$	$gM0 = 1.00$	$gM1 = 1.10$	
	$A_y = 18.80 \text{ cm}^2$	$A_z = 18.80 \text{ cm}^2$	$A_x = 29.53 \text{ cm}^2$
$tw = 5.00 \text{ mm}$	$I_y = 1305.60 \text{ cm}^4$	$I_z = 1305.60 \text{ cm}^4$	$I_x = 2611.20 \text{ cm}^4$
	$W_{ply} = 176.76 \text{ cm}^3$	$W_{plz} = 176.76 \text{ cm}^3$	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{,Ed} = 218.69 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 1.26 \text{ kN*m}$	
$N_{c,Rd} = 1048.35 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 2.26 \text{ kN*m}$	
$N_{b,Rd} = 269.27 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 62.75 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = 0.68 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 58.38 \text{ kN*m}$	$V_{z,c,Rd} = 385.32 \text{ kN}$
		Classe de la section = 2

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

		en y:			en z:
$L_y = 8.92 \text{ m}$	$Lam_y = 1.76$		$L_z = 8.92 \text{ m}$	$Lam_z = 1.76$	
$L_{cr,y} = 8.92 \text{ m}$	$X_y = 0.28$		$L_{cr,z} = 8.92 \text{ m}$	$X_z = 0.28$	
$L_{amy} = 134.18$	$k_{yy} = 1.63$		$L_{amz} = 134.18$	$k_{zy} = 1.63$	

**FORMULES DE VERIFICATION:**

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.21 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.02 < 1.00$  (6.2.5.(1))  
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.02 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$Lambda_y = 134.18 < Lambda_{max} = 210.00$        $Lambda_z = 134.18 < Lambda_{max} = 210.00$       STABLE  
 $N_{,Ed}/(X_y * N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) = 0.88 < 1.00$  (6.3.3.(4))  
 $N_{,Ed}/(X_z * N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) = 0.88 < 1.00$  (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des familles

**FAMILLE:** 4 poteaux

**PIECE:** 714 Poteaul\_714

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décistif: 9 1.35G+1.5V+ (1+2+4+3+5+6)\*1.35+7\*1.50

**MATERIAU:**

S 355 ( S 355 )  $f_y = 355000.00$  kPa



**PARAMETRES DE LA SECTION:** O 813 x 30

h=813.00 mm	gM0=1.00	gM1=1.10	
	Ay=469.80 cm <sup>2</sup>	Az=469.80 cm <sup>2</sup>	Ax=737.96 cm <sup>2</sup>
tw=30.00 mm	Iy=566374.24 cm <sup>4</sup>	Iz=566374.24 cm <sup>4</sup>	Ix=1132748.48 cm <sup>4</sup>
	Wply=18401.67 cm <sup>3</sup>	Wplz=18401.67 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N <sub>Ed</sub> = 2399.82 kN	My <sub>Ed</sub> = 1148.25 kN*m	Mz <sub>Ed</sub> = -26.34 kN*m	Vy <sub>Ed</sub> = -7.96 kN
Nc,Rd = 26197.58 kN	My <sub>Ed,max</sub> = 1148.25 kN*m		Mz <sub>Ed,max</sub> = -26.34 kN*m
	Vy,T,Rd = 9618.28 kN		
Nb,Rd = 23815.99 kN	My,c,Rd = 6532.59 kN*m	Mz,c,Rd = 6532.59 kN*m	Vz <sub>Ed</sub> = -352.95 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 6420.30 kN*m	MN <sub>z,Rd</sub> = 6420.30 kN*m	Vz,T,Rd = 9618.28 kN
			Tt <sub>Ed</sub> = -6.36 kN*m
			Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

		en y:			en z:
Ly = 3.80 m	Lam_y = 0.13		Lz = 3.80 m	Lam_z = 0.13	
Lcr,y = 2.66 m	Xy = 1.00		Lcr,z = 2.66 m	Xz = 1.00	
Lamy = 9.61	ky = 0.95		Lamz = 9.61	kyz = 0.43	

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.09 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $My_{Ed}/MN_{y,Rd} = 0.18 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $Mz_{Ed}/MN_{z,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $(My_{Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (Mz_{Ed}/MN_{z,Rd})^{2.00} = 0.03 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $Vy_{Ed}/Vy_{T,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $Vz_{Ed}/Vz_{T,Rd} = 0.04 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)  
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

$\lambda_{y} = 9.61 < \lambda_{max} = 210.00$        $\lambda_{z} = 9.61 < \lambda_{max} = 210.00$       STABLE  
 $N_{Ed}/(Xy * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * My_{Ed,max}/(XLT * My_{Rk}/gM1) + k_{yz} * Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.29 < 1.00$   
 (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(Xz * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * My_{Ed,max}/(XLT * My_{Rk}/gM1) + k_{zz} * Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.21 < 1.00$   
 (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*  
**TYPE D'ANALYSE:** *Vérification des familles*

**FAMILLE:** 4 poteaux

**PIECE:** 2 Poteau1\_2

**POINT:**

**COORDONNEE:**



**PARAMETRES DE LA SECTION:** O 813 x 30

ht=813.00 mm

ea=30.00 mm

Ay=442.78 cm<sup>2</sup>

Iy=566374.24 cm<sup>4</sup>

Wely=13932.95 cm<sup>3</sup>

Az=442.78 cm<sup>2</sup>

Iz=566374.24 cm<sup>4</sup>

Welz=13932.95 cm<sup>3</sup>

Ax=737.96 cm<sup>2</sup>

Ix=1132748.48 cm<sup>4</sup>

### DEPLACEMENTS LIMITES



*Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé*



*Déplacements (REPERE GLOBAL):*

$v_x = 2.866 \text{ mm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 25.710 \text{ mm}$  Vérifié

*Cas de charge décisif:* 17 ELS G+V+ (1+2+3+4+5+6+7)\*1.00

$v_y = 0.101 \text{ mm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 25.710 \text{ mm}$

Vérifié

*Cas de charge décisif:* 18 ELS G+V- (1+2+3+4+5+6+8)\*1.00

*Profil correct !!!*

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*  
**TYPE D'ANALYSE:** *Vérification des familles*

**FAMILLE:** 5 Diagonales s355

**PIECE:** 839 Treillis Cordons diag\_839

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* 9 1.35G+1.5V+ (1+2+4+3+5+6)\*1.35+7\*1.50

**MATERIAU:**

S 355 ( S 355 ) fy = 355000.00 kPa



**PARAMETRES DE LA SECTION:** O 165 x 8

h=165.00 mm	gM0=1.00	gM1=1.10	
	Ay=25.12 cm <sup>2</sup>	Az=25.12 cm <sup>2</sup>	Ax=39.46 cm <sup>2</sup>
tw=8.00 mm	Iy=1218.92 cm <sup>4</sup>	Iz=1218.92 cm <sup>4</sup>	Ix=2437.84 cm <sup>4</sup>
	Wply=197.36 cm <sup>3</sup>	Wplz=197.36 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N<sub>Ed</sub> = 689.30 kN

N<sub>c,Rd</sub> = 1400.77 kN

N<sub>b,Rd</sub> = 1050.70 kN

Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 3.96 m      Lam\_y = 0.75  
 Lcr,y = 3.17 m      Xy = 0.83  
 Lamy = 57.00



en z:

Lz = 3.96 m      Lam\_z = 0.75  
 Lcr,z = 3.17 m      Xz = 0.83  
 Lamz = 57.00

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

N<sub>Ed</sub>/N<sub>c,Rd</sub> = 0.49 < 1.00 (6.2.4.(1))

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

Lambda,y = 57.00 < Lambda,max = 210.00

N<sub>Ed</sub>/N<sub>b,Rd</sub> = 0.66 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Lambda,z = 57.00 < Lambda,max = 210.00      STABLE

*Profil correct !!!*

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.  
**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des familles

**FAMILLE:** 7 montants

**PIECE:** 1046 Treillis Cordons Montans en plans\_1046

**POINT:** 7

**COORDONNEE:** x = 1.00 L = 3.00 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 9 1.35G+1.5V+ (1+2+4+3+5+6)\*1.35+7\*1.50

**MATERIAU:**

S 355 ( S 355 )  $f_y = 355000.00$  kPa



**PARAMETRES DE LA SECTION:** CRAA 300x300x50.12

h=20.00 mm	gM0=1.00	gM1=1.10	
b=220.00 mm	Ay=40.00 cm <sup>2</sup>	Az=20.00 cm <sup>2</sup>	Ax=275.00 cm <sup>2</sup>
tw=0.00 mm	Iy=11510.42 cm <sup>4</sup>	Iz=11510.42 cm <sup>4</sup>	Ix=2490.81 cm <sup>4</sup>
tf=10.00 mm	Wply=65.00 cm <sup>3</sup>	Wplz=360.00 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N<sub>Ed</sub> = -3071.13 kN

N<sub>t,Rd</sub> = 9762.50 kN

Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:**

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.31 < 1.00$  (6.2.3.(1))

*Profil correct !!!*

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.  
**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des familles

**FAMILLE:** 8 poutres stabilisatrices

**PIECE:** 1071 Barre\_1071 **POINT:** 4

**COORDONNEE:** x = 0.50 L =

7.35 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 9 1.35G+1.5V+ (1+2+4+3+5+6)\*1.35+7\*1.50

**MATERIAU:**

S 355 (S 355)  $f_y = 355000.00$  kPa

**PARAMETRES DE LA SECTION:** O 355 x 8

h=355.00 mm	gM0=1.00	gM1=1.10	
	Ay=55.52 cm <sup>2</sup>	Az=55.52 cm <sup>2</sup>	Ax=87.21 cm <sup>2</sup>
tw=8.00 mm	Iy=13133.16 cm <sup>4</sup>	Iz=13133.16 cm <sup>4</sup>	Ix=26266.31 cm <sup>4</sup>
	Wply=963.44 cm <sup>3</sup>	Wplz=963.44 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N <sub>Ed</sub> = 784.97 kN	My <sub>Ed</sub> = 24.49 kN*m
N <sub>c,Rd</sub> = 3095.98 kN	My <sub>Ed,max</sub> = 24.49 kN*m
N <sub>b,Rd</sub> = 971.73 kN	My <sub>c,Rd</sub> = 342.02 kN*m
	MN <sub>y,Rd</sub> = 308.84 kN*m

Classe de la section = 2

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

		en y:			en z:
Ly = 14.70 m	Lam_y = 1.57		Lz = 14.70 m	Lam_z = 1.57	
Lcr,y = 14.70 m	Xy = 0.35		Lcr,z = 14.70 m	Xz = 0.35	
Lamy = 119.79	kyy = 1.69		Lamz = 119.79	kzy = 1.69	

**FORMULES DE VERIFICATION:**

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.25 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\Lambda_{b,y} = 119.79 < \Lambda_{b,max} = 210.00 \quad \Lambda_{b,z} = 119.79 < \Lambda_{b,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.94 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.94 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

*Profil correct !!!*

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des familles

**FAMILLE:** 9 poteaux secondaires

**PIECE:** 708 Barre\_708 **POINT:** 7

**COORDONNEE:** x = 1.00 L = 3.25 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 9 1.35G+1.5V+ (1+2+4+3+5+6)\*1.35+7\*1.50

**MATERIAU:**

S 355 ( S 355 )  $f_y = 355000.00$  kPa

**PARAMETRES DE LA SECTION:** O 406 x 20

h=406.00 mm	gM0=1.00	gM1=1.10	
	Ay=154.40 cm <sup>2</sup>	Az=154.40 cm <sup>2</sup>	Ax=242.53 cm <sup>2</sup>
tw=20.00 mm	Iy=45291.44 cm <sup>4</sup>	Iz=45291.44 cm <sup>4</sup>	Ix=90582.89 cm <sup>4</sup>
	Wply=2982.59 cm <sup>3</sup>	Wplz=2982.59 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N <sub>Ed</sub> = -4161.81 kN	My <sub>Ed</sub> = -59.99 kN*m	Mz <sub>Ed</sub> = -4.42 kN*m	Vy <sub>Ed</sub> = 3.27 kN
N <sub>t,Rd</sub> = 8609.85 kN	My <sub>pl,Rd</sub> = 1058.82 kN*m	Mz <sub>pl,Rd</sub> = 1058.82 kN*m	Vy <sub>T,Rd</sub> = 3155.15 kN
	My <sub>c,Rd</sub> = 1058.82 kN*m	Mz <sub>c,Rd</sub> = 1058.82 kN*m	Vz <sub>Ed</sub> = -98.96 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 751.13 kN*m	MN <sub>z,Rd</sub> = 751.13 kN*m	Vz <sub>T,Rd</sub> = 3155.15 kN
			Tt <sub>Ed</sub> = -2.72 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:**

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.48 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{2.00} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

*Profil correct !!!*

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.  
**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des familles

**FAMILLE:** 10 Contrefiche

**PIECE:** 371  
18.20 m

**POINT:** 7

**COORDONNEE:** x = 1.00 L =

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 9 1.35G+1.5V+ (1+2+4+3+5+6)\*1.35+7\*1.50

**MATERIAU:**

S 355 ( S 355 )  $f_y = 355000.00$  kPa



**PARAMETRES DE LA SECTION:** O 406 x 20

h=406.00 mm	gM0=1.00	gM1=1.10	
	Ay=154.40 cm <sup>2</sup>	Az=154.40 cm <sup>2</sup>	Ax=242.53 cm <sup>2</sup>
tw=20.00 mm	Iy=45291.44 cm <sup>4</sup>	Iz=45291.44 cm <sup>4</sup>	Ix=90582.89 cm <sup>4</sup>
	Wply=2982.59 cm <sup>3</sup>	Wplz=2982.59 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N <sub>Ed</sub> = -5427.49 kN	My <sub>Ed</sub> = -92.48 kN*m	Mz <sub>Ed</sub> = 14.39 kN*m	Vy <sub>Ed</sub> = -1.17 kN
N <sub>t,Rd</sub> = 8609.85 kN	My <sub>pl,Rd</sub> = 1058.82 kN*m	Mz <sub>pl,Rd</sub> = 1058.82 kN*m	Vy <sub>T,Rd</sub> = 3153.40 kN
	My <sub>c,Rd</sub> = 1058.82 kN*m	Mz <sub>c,Rd</sub> = 1058.82 kN*m	Vz <sub>Ed</sub> = -20.21 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 575.60 kN*m	MN <sub>z,Rd</sub> = 575.60 kN*m	Vz <sub>T,Rd</sub> = 3153.40 kN
			Tt <sub>Ed</sub> = -3.23 kN*m
			Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:**

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.63 < 1.00$  (6.2.3.(1))  
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.16 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.02 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{2.00} = 0.03 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)  
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.  
**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des familles

**FAMILLE:** 11 Poutres  
**PIECE:** 194 Barre\_194 **POINT:** 7 **COORDONNEE:** x = 1.00 L = 11.96 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 9 1.35G+1.5V+ (1+2+4+3+5+6)\*1.35+7\*1.50

**MATERIAU:**

S 355 ( S 355 ) fy = 355000.00 kPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: O 406 x 22**

h=406.00 mm	gM0=1.00	gM1=1.10	
	Ay=168.96 cm <sup>2</sup>	Az=168.96 cm <sup>2</sup>	Ax=265.40 cm <sup>2</sup>
tw=22.00 mm	Iy=49079.42 cm <sup>4</sup>	Iz=49079.42 cm <sup>4</sup>	Ix=98158.84 cm <sup>4</sup>
	Wply=3247.58 cm <sup>3</sup>	Wplz=3247.58 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N <sub>Ed</sub> = 3450.69 kN	My <sub>Ed</sub> = 106.89 kN*m	Mz <sub>Ed</sub> = -3.54 kN*m	Vy <sub>Ed</sub> = 0.78 kN
N <sub>c,Rd</sub> = 9421.76 kN	My <sub>Ed,max</sub> = -173.04 kN*m		Mz <sub>Ed,max</sub> = 5.82 kN*m
	Vy <sub>T,Rd</sub> = 3438.32 kN		
N <sub>b,Rd</sub> = 4808.86 kN	My <sub>c,Rd</sub> = 1152.89 kN*m	Mz <sub>c,Rd</sub> = 1152.89 kN*m	Vz <sub>Ed</sub> = 6.90 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 943.86 kN*m	MN <sub>z,Rd</sub> = 943.86 kN*m	Vz <sub>T,Rd</sub> = 3438.32 kN
			Tt <sub>Ed</sub> = -7.06 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

	en y:		en z:
Ly = 11.96 m	Lam <sub>y</sub> = 1.15	Lz = 11.96 m	Lam <sub>z</sub> = 1.15
Lcr <sub>y</sub> = 11.96 m	Xy = 0.56	Lcr <sub>z</sub> = 11.96 m	Xz = 0.56
Lamy = 87.97	ky = 0.72	Lamz = 87.97	kz = 0.37

**FORMULES DE VERIFICATION:**

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.37 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $My_{Ed}/MN_{y,Rd} = 0.11 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $Mz_{Ed}/MN_{z,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $(My_{Ed}/MN_{y,Rd})^2 + (Mz_{Ed}/MN_{z,Rd})^2 = 0.01 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $Vy_{Ed}/Vy_{T,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $Vz_{Ed}/Vz_{T,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $\tau_{xy,Ed}/(fy/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.01 < 1.00$  (6.2.6)  
 $\tau_{xz,Ed}/(fy/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.01 < 1.00$  (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 87.97 < \lambda_{max} = 210.00$   $\lambda_{z} = 87.97 < \lambda_{max} = 210.00$  STABLE  
 $N_{Ed}/(Xy * N_{Rk}/gM1) + kyy * My_{Ed,max}/(XLT * My_{Rk}/gM1) + kyz * Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.84 < 1.00$   
(6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(Xz * N_{Rk}/gM1) + kzy * My_{Ed,max}/(XLT * My_{Rk}/gM1) + kzz * Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.80 < 1.00$   
(6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*  
**TYPE D'ANALYSE:** *Vérification des familles*

**FAMILLE:** 13 Tirant  
**PIECE:** 1036 Barre\_1036      **POINT:** 7      **COORDONNEE:**  $x = 1.00 L = 20.51 \text{ m}$

**CHARGEMENTS:**  
*Cas de charge décisif:* 9 1.35G+1.5V+ (1+2+4+3+5+6)\*1.35+7\*1.50

**MATERIAU:**  
 S 355 ( S 355 )       $f_y = 355000.00 \text{ kPa}$



**PARAMETRES DE LA SECTION: O 356 x 12.5**

$h=356.00 \text{ mm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.10$	
	$A_y=85.88 \text{ cm}^2$	$A_z=85.88 \text{ cm}^2$	$A_x=134.89 \text{ cm}^2$
$tw=12.50 \text{ mm}$	$I_y=19921.63 \text{ cm}^4$	$I_z=19921.63 \text{ cm}^4$	$I_x=39843.26 \text{ cm}^4$
	$W_{ply}=1475.55 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=1475.55 \text{ cm}^3$	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{,Ed} = -2536.21 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -40.04 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 1.09 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -0.21 \text{ kN}$
$N_{t,Rd} = 4788.67 \text{ kN}$	$M_{y,pl,Rd} = 523.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,pl,Rd} = 523.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 1757.39 \text{ kN}$
	$M_{y,c,Rd} = 523.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 523.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -9.48 \text{ kN}$
	$MN_{,y,Rd} = 346.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$MN_{,z,Rd} = 346.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 1757.39 \text{ kN}$
			$T_{t,Ed} = 0.70 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.53 < 1.00$  (6.2.3.(1))  
 $M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd} = 0.12 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $(M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd})^2 = 0.01 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)  
 $\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

*Profil correct !!!*

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.  
**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des familles

**FAMILLE:** 14 cordons sup

**PIECE:** 229 Treillis Cordons Sup\_229

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 11 G+1.5V- (1+2+3+4+5+6)\*1.00+8\*1.50

### MATERIAU:

S 355 ( S 355 )  $f_y = 355000.00$  kPa



### PARAMETRES DE LA SECTION: O 273 x 16

h=273.00 mm	gM0=1.00	gM1=1.10	
tw=16.00 mm	Ay=82.24 cm <sup>2</sup>	Az=82.24 cm <sup>2</sup>	Ax=129.18 cm <sup>2</sup>
	Iy=10706.79 cm <sup>4</sup>	Iz=10706.79 cm <sup>4</sup>	Ix=21413.58 cm <sup>4</sup>
	Wply=1058.15 cm <sup>3</sup>	Wplz=1058.15 cm <sup>3</sup>	

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N <sub>Ed</sub> = 1682.26 kN	My <sub>Ed</sub> = 48.69 kN*m	Mz <sub>Ed</sub> = 15.07 kN*m	Vy <sub>Ed</sub> = 9.16 kN
N <sub>c,Rd</sub> = 4585.97 kN	My <sub>Ed,max</sub> = 48.69 kN*m	Mz <sub>Ed,max</sub> = -21.58 kN*m	Vy <sub>T,Rd</sub> = 1683.86 kN
Nb <sub>Rd</sub> = 3830.30 kN	My <sub>c,Rd</sub> = 375.64 kN*m	Mz <sub>c,Rd</sub> = 375.64 kN*m	Vz <sub>Ed</sub> = -11.23 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 307.35 kN*m	MN <sub>z,Rd</sub> = 307.35 kN*m	Vz <sub>T,Rd</sub> = 1683.86 kN
			Tt <sub>Ed</sub> = -0.33 kN*m
			Classe de la section = 1



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

#### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

	en y:		en z:
L <sub>y</sub> = 4.00 m	Lam <sub>y</sub> = 0.52	L <sub>z</sub> = 4.00 m	Lam <sub>z</sub> = 0.52
L <sub>cr,y</sub> = 3.60 m	X <sub>y</sub> = 0.92	L <sub>cr,z</sub> = 3.60 m	X <sub>z</sub> = 0.92
Lam <sub>y</sub> = 39.54	k <sub>yy</sub> = 0.92	Lam <sub>z</sub> = 39.54	k <sub>yz</sub> = 0.33

#### FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.37 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $My_{Ed}/MN_{y,Rd} = 0.16 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $Mz_{Ed}/MN_{z,Rd} = 0.05 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $(My_{Ed}/MN_{y,Rd})^2 + (Mz_{Ed}/MN_{z,Rd})^2 = 0.03 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $Vy_{Ed}/Vy_{T,Rd} = 0.01 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $Vz_{Ed}/Vz_{T,Rd} = 0.01 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)  
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{b,y} = 39.54 < \lambda_{b,max} = 210.00$  STABLE  
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot My_{Ed,max}/(XLT \cdot My_{Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.59 < 1.00$  (6.3.3.(4))  
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot My_{Ed,max}/(XLT \cdot My_{Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.55 < 1.00$

(6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.  
**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des familles

**FAMILLE:** 15 cordons inf  
**PIECE:** 1327 Treillis Cordons inf\_1327 **POINT:** 1  
**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

**CHARGEMENTS:**  
 Cas de charge décisif: 9 1.35G+1.5V+ (1+2+4+3+5+6)\*1.35+7\*1.50

**MATERIAU:**  
 S 355 ( S 355) fy = 355000.00 kPa



**PARAMETRES DE LA SECTION:** RTUB 356x20x40

h=356.00 mm	gM0=1.00	gM1=1.10	
	Ay=223.71 cm <sup>2</sup>	Az=223.71 cm <sup>2</sup>	Ax=351.40 cm <sup>2</sup>
tw=20.00 mm	Iy=41219.55 cm <sup>4</sup>	Iz=29833.87 cm <sup>4</sup>	Ix=61102.22 cm <sup>4</sup>
	Wply=2260.59 cm <sup>3</sup>	Wplz=2260.59 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N <sub>Ed</sub> = 4508.65 kN	My <sub>Ed</sub> = -154.95 kN*m	Mz <sub>Ed</sub> = -3.42 kN*m	Vy <sub>Ed</sub> = -2.59 kN
N <sub>c,Rd</sub> = 12474.71 kN	My <sub>Ed,max</sub> = -154.95 kN*m		Mz <sub>Ed,max</sub> = -3.42 kN*m
	Vy <sub>c,Rd</sub> = 4585.11 kN		
N <sub>b,Rd</sub> = 11125.81 kN	My <sub>c,Rd</sub> = 802.51 kN*m	Mz <sub>c,Rd</sub> = 802.51 kN*m	Vz <sub>Ed</sub> = 91.43 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 660.25 kN*m	MN <sub>z,Rd</sub> = 660.25 kN*m	Vz <sub>c,Rd</sub> = 4585.11 kN
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:		en z:	
L <sub>y</sub> = 2.00 m	Lam <sub>y</sub> = 0.22	L <sub>z</sub> = 2.00 m	Lam <sub>z</sub> = 0.28
L <sub>cr,y</sub> = 1.80 m	X <sub>y</sub> = 1.00	L <sub>cr,z</sub> = 2.00 m	X <sub>z</sub> = 0.98
Lam <sub>y</sub> = 16.65	ky <sub>y</sub> = 0.99	Lam <sub>z</sub> = 21.75	ky <sub>z</sub> = 0.39

**FORMULES DE VERIFICATION:***Contrôle de la résistance de la section:*

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.36 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $My_{Ed}/MN_{y,Rd} = 0.23 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $Mz_{Ed}/MN_{z,Rd} = 0.01 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $(My_{Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (Mz_{Ed}/MN_{z,Rd})^{2.00} = 0.06 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $Vy_{Ed}/Vy_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6.(1))  
 $Vz_{Ed}/Vz_{c,Rd} = 0.02 < 1.00$  (6.2.6.(1))

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

$\Lambda_{b,y} = 16.65 < \Lambda_{b,max} = 210.00$   $\Lambda_{b,z} = 21.75 < \Lambda_{b,max} = 210.00$  STABLE  
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot My_{Ed,max}/(XLT \cdot My_{Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.61 < 1.00$  (6.3.3.(4))  
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot My_{Ed,max}/(XLT \cdot My_{Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.52 < 1.00$  (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*  
**TYPE D'ANALYSE:** *Vérification des familles*

**FAMILLE:** *16 diagonales sup et verticales*

**PIECE:** *1033 Treillis Cordons diag\_1033*

**POINT:** *7*

**COORDONNEE:** *x = 1.00 L = 3.31 m*

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif: 9 1.35G+1.5V+ (1+2+4+3+5+6)\*1.35+7\*1.50*

**MATERIAU:**

S 355 ( S 355 )  $f_y = 355000.00$  kPa



**PARAMETRES DE LA SECTION:** **O 120 x 4**

h=120.00 mm

gM0=1.00

gM1=1.10

tw=4.00 mm

Ay=9.28 cm<sup>2</sup>

Az=9.28 cm<sup>2</sup>

Ax=14.58 cm<sup>2</sup>

Iy=245.48 cm<sup>4</sup>

Iz=245.48 cm<sup>4</sup>

Ix=490.95 cm<sup>4</sup>

Wply=53.85 cm<sup>3</sup>

Wplz=53.85 cm<sup>3</sup>

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N<sub>Ed</sub> = -166.56 kN

N<sub>t,Rd</sub> = 517.48 kN

Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:**

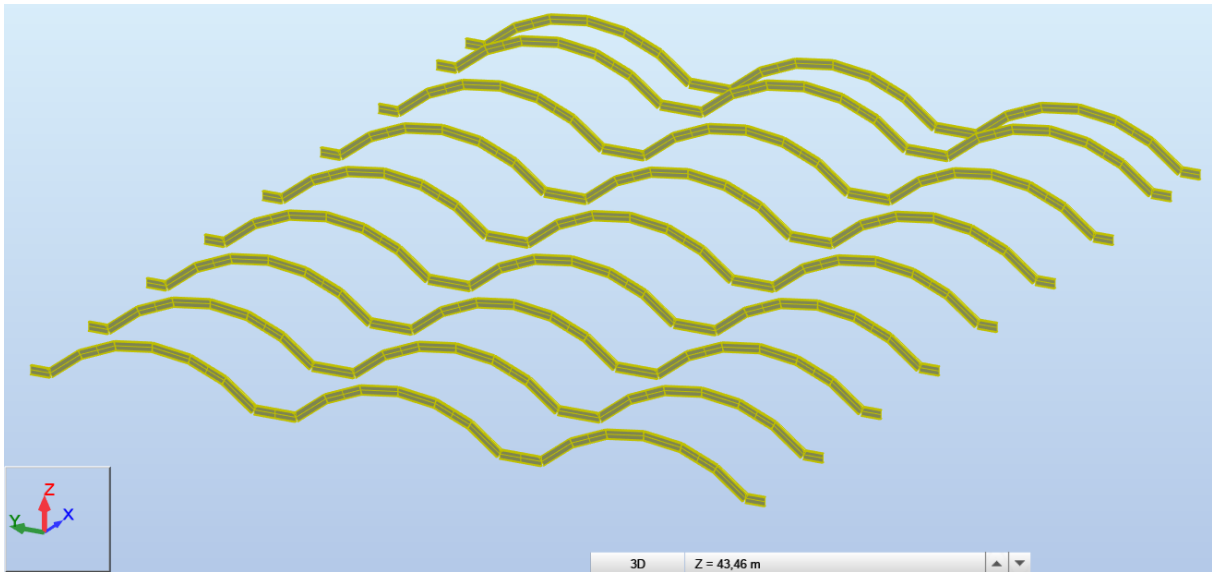
*Contrôle de la résistance de la section:*

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.32 < 1.00$  (6.2.3.(1))

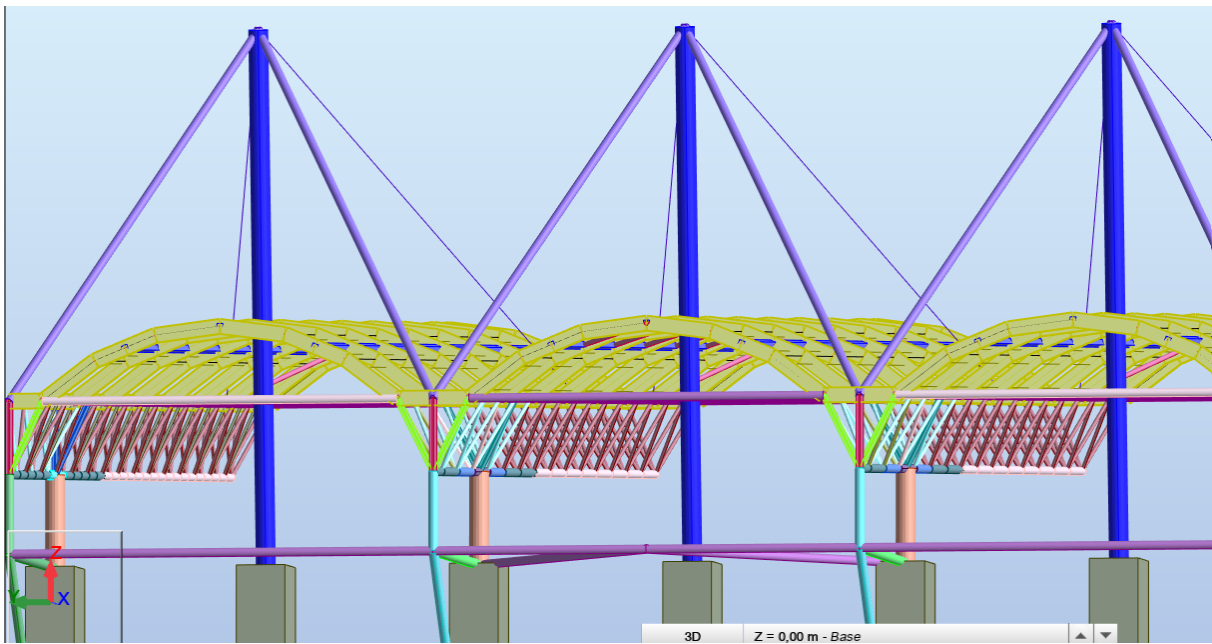
*Profil correct !!!*

# Annexe B

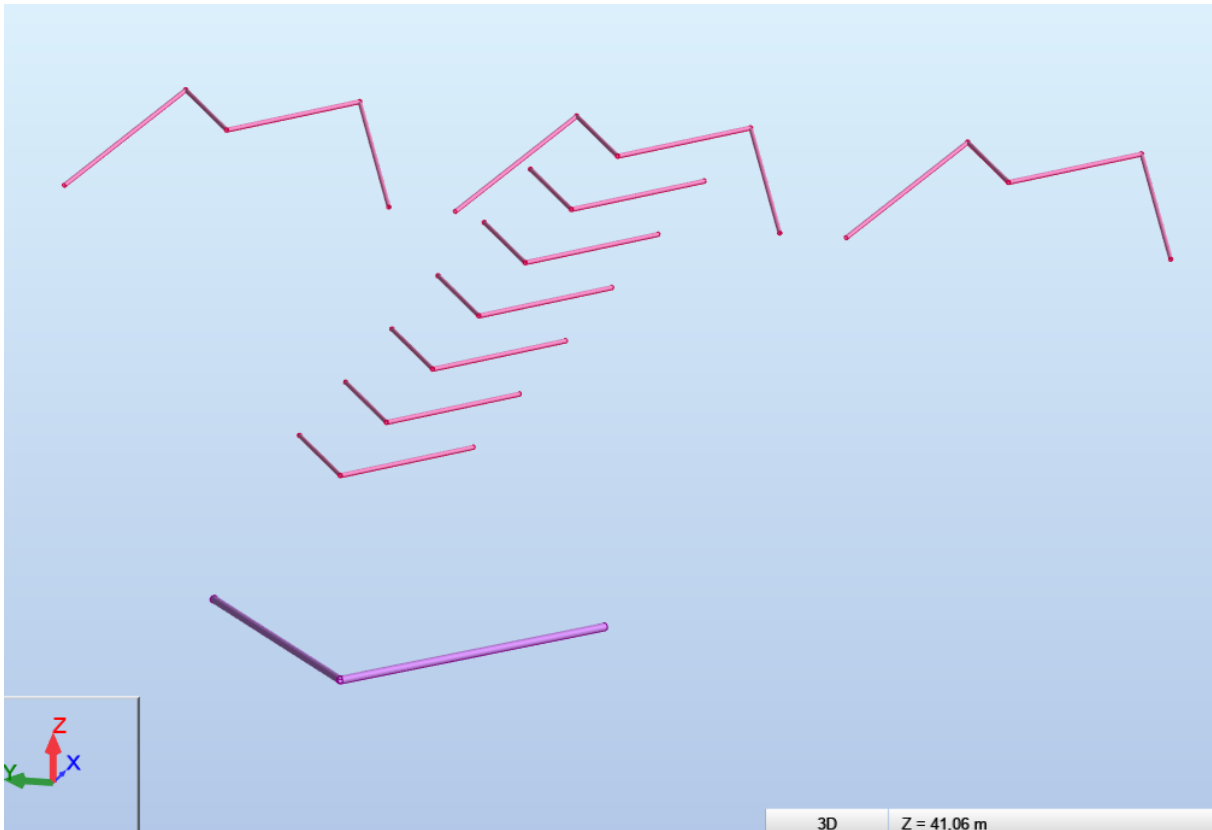
## Illustrations des familles de barres



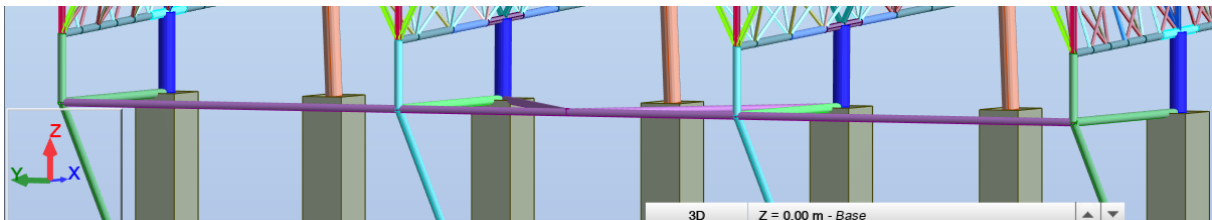
Vue de la famille **Arcs**.



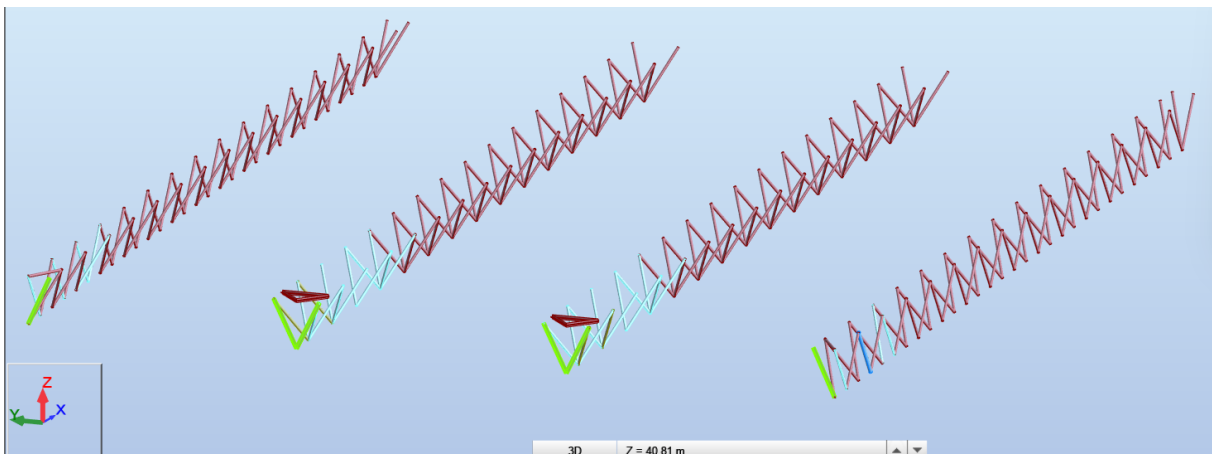
Vue de la famille **Mâts**.



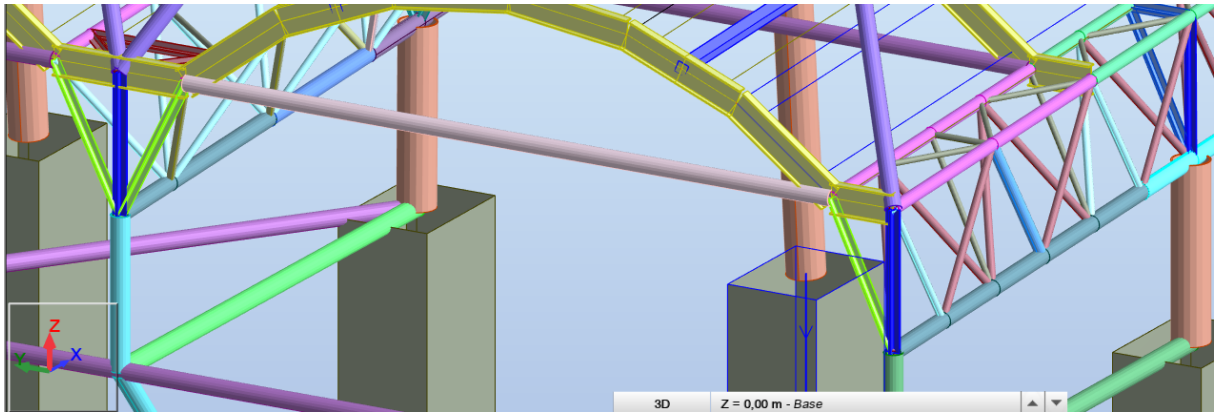
Vue de la famille **Contreventements**.



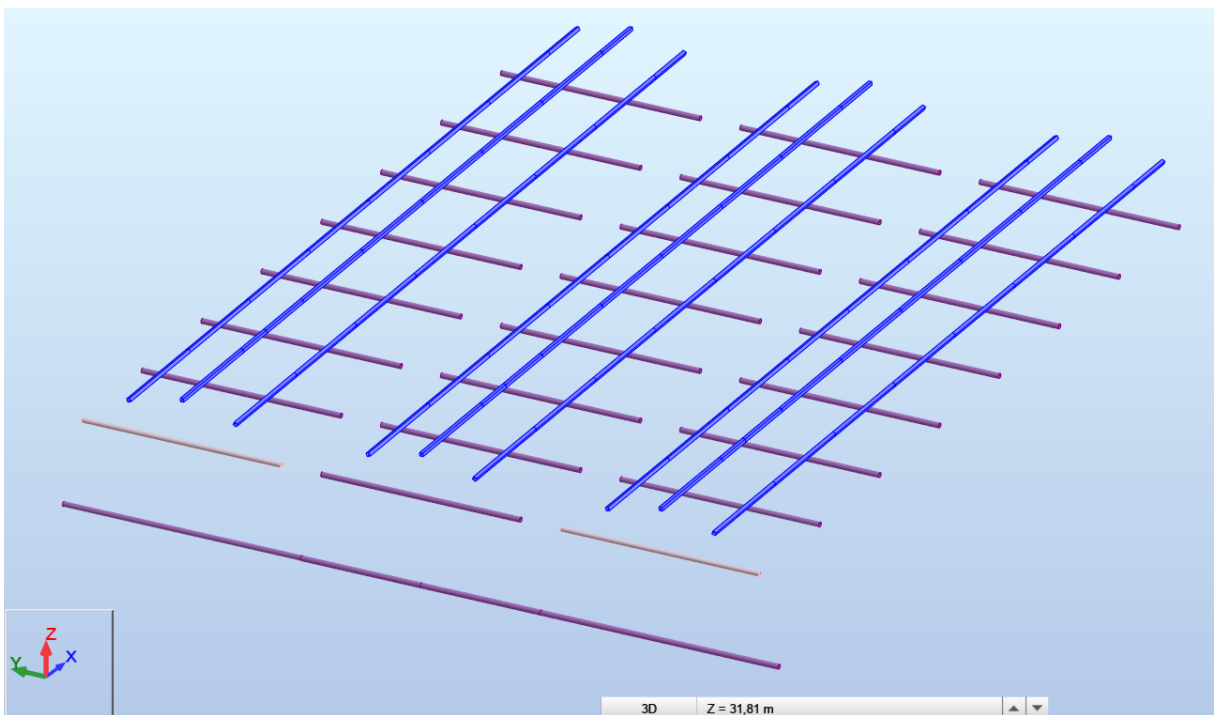
Vue de la famille **Poteaux**.



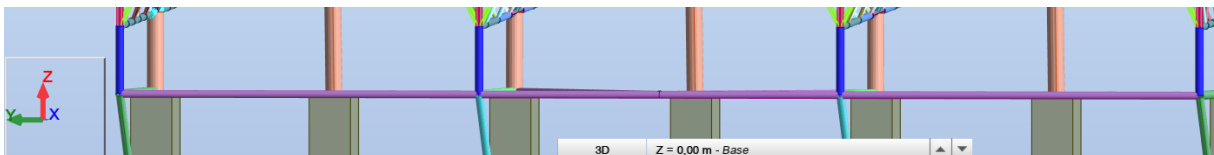
Vue de la famille **Diagonales**.



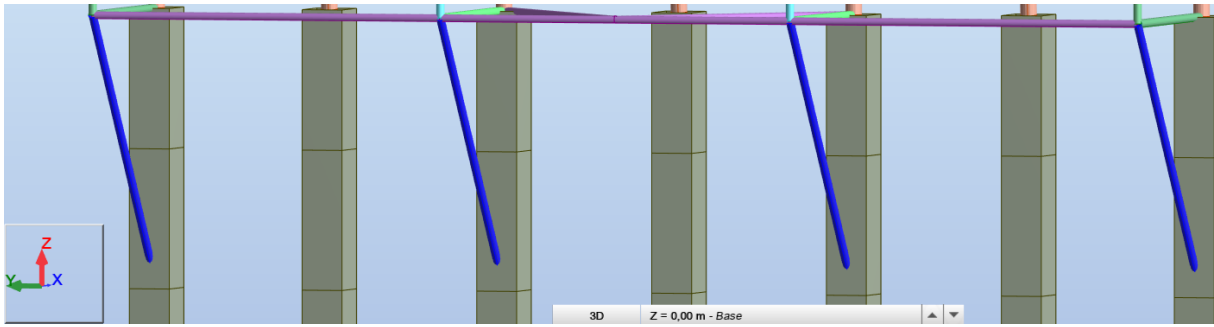
Vue de la famille **Montants**.



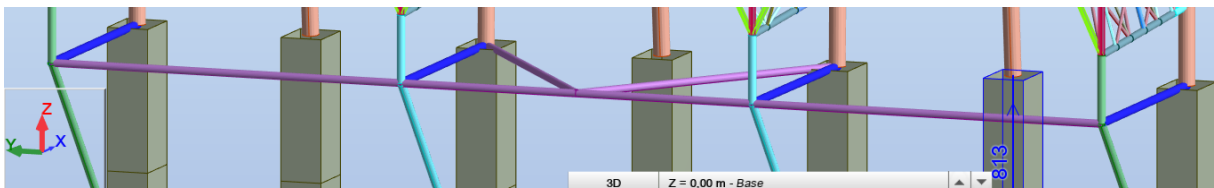
Vue de la famille **Poutres stabilisatrices**.



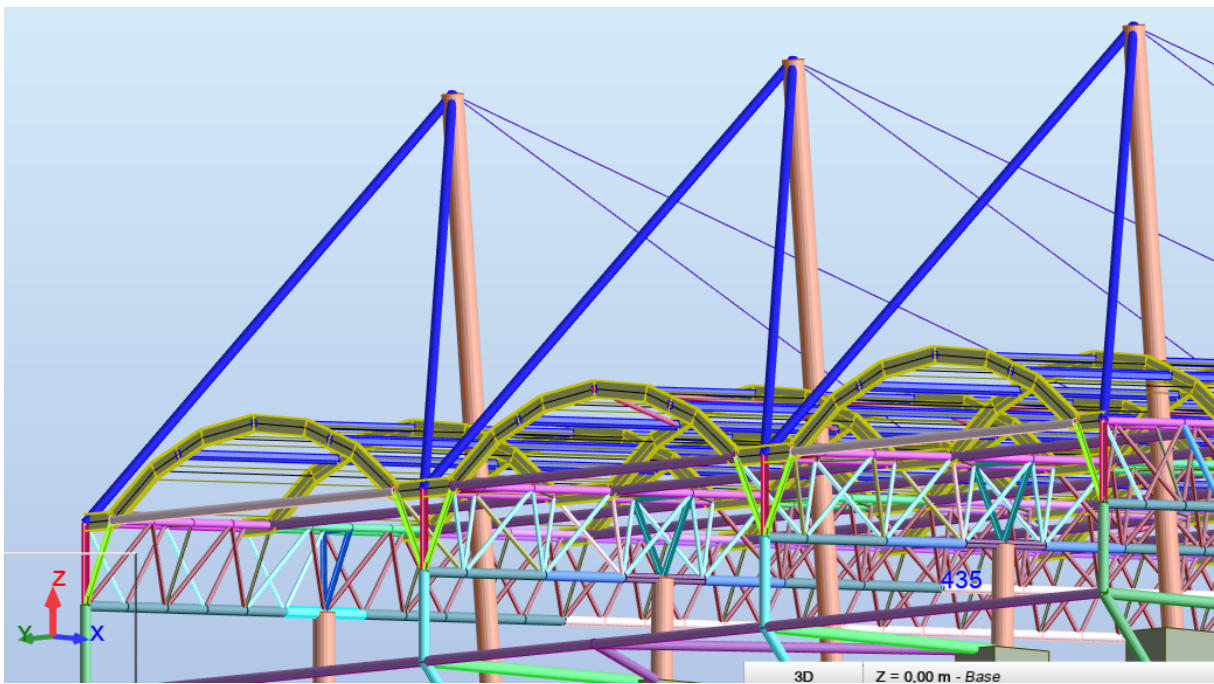
Vue de la famille **Poteaux secondaires**.



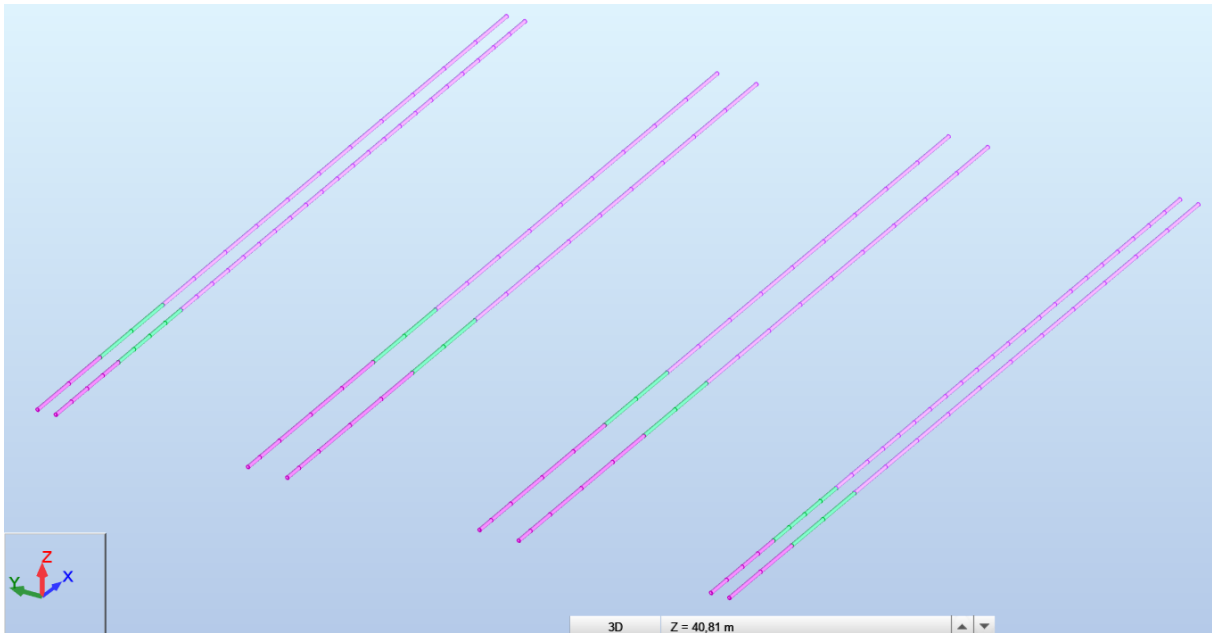
Vue de la famille **Contrefiches**.



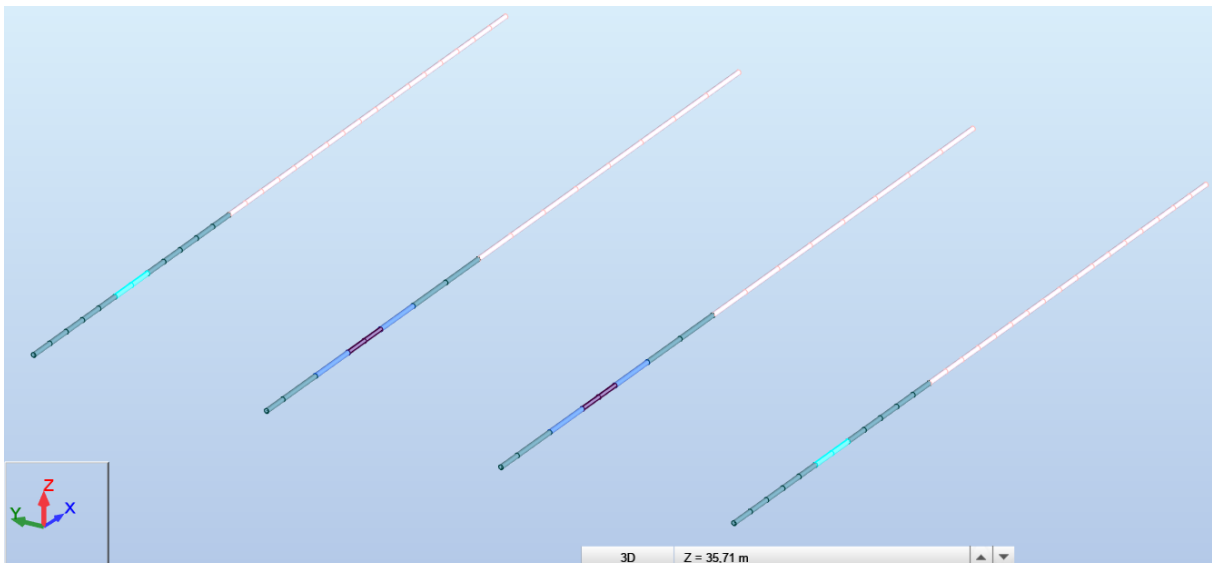
Vue de la famille **Poutres**.



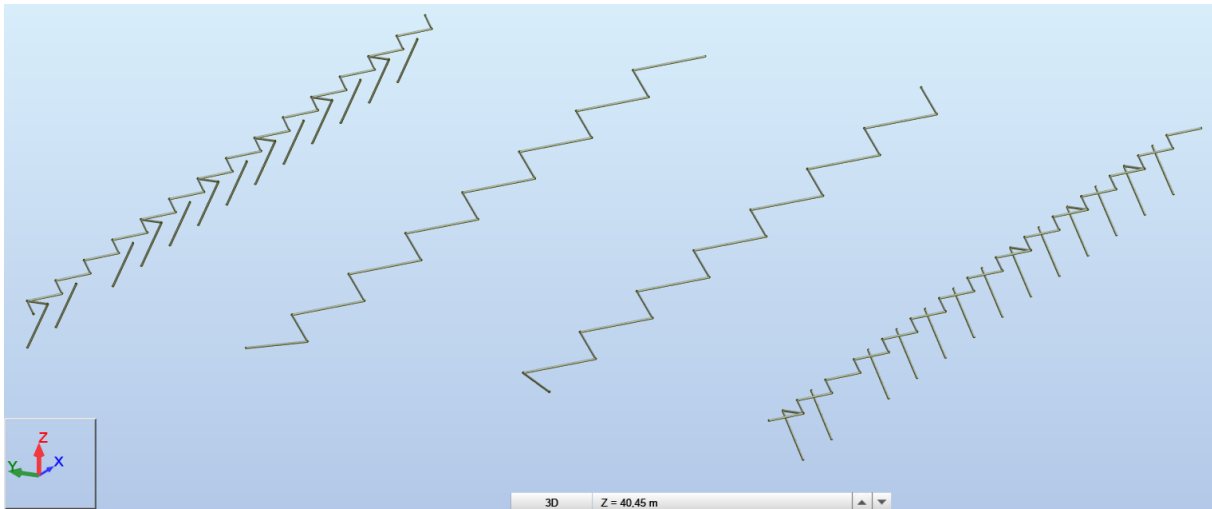
Vue de la famille **Tirants**.



Vue de la famille **Cordons supérieurs** des treillis.



Vue de la famille **Cordons inférieurs** des treillis.



Vue de la famille **Diagonales supérieures et verticales** des treillis.

# Annexe C

## Plans initiaux

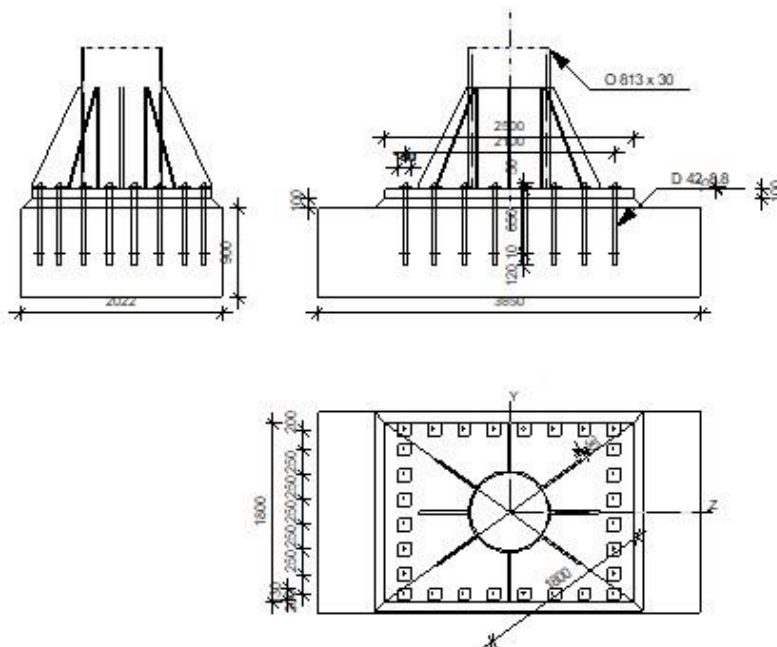
**Annexe D**  
**Notes de calcul des assemblages sous**  
**Robot**



Robot Structural Analysis Professional 2025

**Calcul du Pied de Poteau encastré**

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009

Ratio  
0,65**GENERAL**

Assemblage N°: 1  
 Nom de l'assemblage: Pied de poteau encastré  
 Noeud de la structure: 11  
 Barres de la structure: 9

**GEOMETRIE****POTEAU**

Profilé: O 813 x 30  
 Barre N°: 9

$L_c =$	3,80	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	90,00	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	813	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	813	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	30	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	30	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	0	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	737,96	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	566374,24	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 355

$f_{yc} =$	355000,00	[kPa]	Résistance
$f_{uc} =$	470000,00	[kPa]	Résistance ultime du matériau

**PLATINE DE PRESCELLEMENT**

$l_{pd} = 2500$  [mm] Longueur  
 $b_{pd} = 1800$  [mm] Largeur  
 $t_{pd} = 100$  [mm] Epaisseur  
 Matériau: S 355  
 $f_{ypd} = 335000,00$  [kPa] Résistance  
 $f_{upd} = 450000,00$  [kPa] Résistance ultime du matériau

### ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage  
 $f_{yb} = 640000,00$  [kPa] Limite de plasticité du matériau du boulon  
 $f_{ub} = 800000,00$  [kPa] Résistance du matériau du boulon à la traction  
 $d = 42$  [mm] Diamètre du boulon  
 $A_s = 11,20$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
 $A_v = 13,85$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
 $n_H = 8$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_V = 8$  Nombre de rangées des boulons  
 Ecartement  $e_{Hi} = 300; 300; 300; 300$  [mm]  
 Entraxe  $e_{Vi} = 250; 250; 250; 200$  [mm]

#### **Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1 = 50$  [mm]  
 $L_2 = 650$  [mm]  
 $L_3 = 120$  [mm]

#### **Plaque d'ancrage**

$l_p = 100$  [mm] Longueur  
 $b_p = 100$  [mm] Largeur  
 $t_p = 10$  [mm] Epaisseur  
 Matériau: S 235  
 $f_y = 235000,00$  [kPa] Résistance

#### **Platine**

$l_{wd} = 130$  [mm] Longueur  
 $b_{wd} = 130$  [mm] Largeur  
 $t_{wd} = 15$  [mm] Epaisseur

### RAIDISSEUR

$l_s = 1800$  [mm] Longueur  
 $h_s = 1000$  [mm] Hauteur  
 $t_s = 30$  [mm] Epaisseur  
 $d_1 = 30$  [mm] Grugeage  
 $d_2 = 30$  [mm] Grugeage

### COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel  
 $\gamma_C = 1,50$  Coefficient de sécurité partiel

### SEMELLE ISOLEE

$L = 3850$  [mm] Longueur de la semelle  
 $B = 2022$  [mm] Largeur de la semelle  
 $H = 900$  [mm] Hauteur de la semelle

#### **Béton**

Classe C40/50  
 $f_{ck} = 40000,00$  [kPa] Résistance caractéristique à la compression

#### **Mortier de calage**

$t_g = 100$  [mm] Epaisseur du mortier de calage  
 $f_{ck,g} = 12000,00$  [kPa] Résistance caractéristique à la compression  
 $C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

### SOUURES

$a_p = 10$  [mm] Plaque principale du pied de poteau  
 $a_s = 10$  [mm] Raidisseurs

### EFFORTS

Cas: 11: G+1.5V- (1+2+3+4+5+6) \*1.00+8\*1.50

$N_{j,Ed} = 965,32$  [kN] Effort axial  
 $V_{j,Ed,y} = 201,13$  [kN] Effort tranchant  
 $V_{j,Ed,z} = 669,44$  [kN] Effort tranchant  
 $M_{j,Ed,y} = 301,35$  [kN\*m] Moment fléchissant  
 $M_{j,Ed,z} = 743,42$  [kN\*m] Moment fléchissant

### RESULTATS

#### ZONE TENDUE

##### **RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE**

$A_b = 11,20$  [cm<sup>2</sup>] Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4]  
 $f_{ub} = 800000,00$  [kPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [Tableau 3.4]  
 $\beta = 0,85$  Coefficient de réduction de la résistance du boulon [3.6.1.(3)]  
 $F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$   
 $F_{t,Rd,s1} = 548,35$  [kN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]  
 $F_{t,Rd,s} = F_{t,Rd,s1}$   
 $F_{t,Rd,s} = 548,35$  [kN] Résistance du boulon à la rupture

##### **RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION**

$F_{t,Rd} = F_{t,Rd,s}$   
 $F_{t,Rd} = 548,35$  [kN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

##### **FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE**

###### **Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$**

$l_{eff,1} = 900$  [mm] Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1 [6.2.6.5]  
 $l_{eff,2} = 900$  [mm] Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2 [6.2.6.5]  
 $m = 799$  [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]  
 $M_{pl,1,Rd} = 753,75$  [kN\*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]  
 $M_{pl,2,Rd} = 753,75$  [kN\*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]  
 $F_{T,1,Rd} = 3774,95$  [kN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]  
 $F_{T,2,Rd} = 2388,00$  [kN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]  
 $F_{T,3,Rd} = 4386,82$  [kN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]  
 $F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$   
 $F_{t,pl,Rd,y} = 2388,00$  [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

###### **Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$**

$l_{eff,1} = 900$  [mm] Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1 [6.2.6.5]  
 $l_{eff,2} = 900$  [mm] Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2 [6.2.6.5]  
 $m = 799$  [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]  
 $M_{pl,1,Rd} = 753,75$  [kN\*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]  
 $M_{pl,2,Rd} = 753,75$  [kN\*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]  
 $F_{T,1,Rd} = 3774,95$  [kN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]  
 $F_{T,2,Rd} = 2388,00$  [kN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]  
 $F_{T,3,Rd} = 4386,82$  [kN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]  
 $F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$   
 $F_{t,pl,Rd,z} = 2388,00$  [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

##### **RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE**

$N_{j,Rd} = 8358,00$	[kN]	Résistance de la semelle à la traction axiale	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$			
$F_{T,Rd,y} = 2388,00$	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$			
$F_{T,Rd,z} = 2388,00$	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

### **CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)		$0,12 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,12)
$e_y = 312$	[mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 625$	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 1050$	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 1149,26$	[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)		$0,26 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,26)
$e_z = 770$	[mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 450$	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 825$	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 1902,33$	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)		$0,39 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,39)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$		$0,65 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,65)

### **CISAILLEMENT**

#### **PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE**

##### **Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$**

$\alpha_{d,y} = 0,57$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 0,57$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 2147,73$	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

##### **Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$**

$\alpha_{d,z} = 1,52$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 1,00$	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]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 3780,00$	[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)]
$A_{vb} = 13,85$	[cm <sup>2</sup> ] Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 800000,00$	[kPa] Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 219,90$	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

#### **GLISSEMENT DE LA SEMELLE**

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 0,00$	[kN] Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 0,00$	[kN]	Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

#### **CONTROLE DU CISAILLEMENT**

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 6157,13$	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$		$0,03 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,03)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 6157,13$	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		$0,11 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,11)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		$0,14 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,14)

**CONTROLE DES RAIDISSEURS****Raidisseurs radiaux**

$M_1 =$	151,94	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	325,67	[kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s =$	176	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	957812,60	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	1207,42	[kPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	14655,68	[kPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	10855,74	[kPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	18841,42	[kPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)			0,06 < 1,00	vérifié (0,06)

**SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE**

$\sigma_{\perp} =$	2322,19	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	2322,19	[kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	1247,89	[kPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	3146,60	[kPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,90		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)			0,01 < 1,00	vérifié (0,01)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)			0,01 < 1,00	vérifié (0,01)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)			0,02 < 1,00	vérifié (0,02)

**SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS****Raidisseurs radiaux**

$\sigma_{\perp} =$	32231,09	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	32231,09	[kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	16283,61	[kPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	70362,21	[kPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,90		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,18 < 1,00	vérifié (0,18)

**SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS****Raidisseurs radiaux**

$\sigma_{\perp} =$	23331,81	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	23331,81	[kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	22867,07	[kPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	61206,23	[kPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,90		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,15 < 1,00	vérifié (0,15)

**RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE****Moment fléchissant  $M_{j,Ed,y}$** 

$b_{eff} =$	924	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	1707	[mm]	Longueur effective de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$K_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$				
$K_{13,y} =$	164	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	900	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	799	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.850 \cdot l_{eff}^3 \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$K_{15,y} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	572	[mm]	Longueur effective 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]
$\lambda_{0,y} =$	0,18	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	470012,90 [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	9393132,34 [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)]
<b>Moment fléchissant <math>M_{j,Ed,z}</math></b>			
$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 \cdot E)$			
$k_{13,z} =$	196 [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	900 [mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	799 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,z} =$	2 [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	572 [mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$			
$k_{16,z} =$	3 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,18	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	290161,02 [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	9393132,34 [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$	SEMI-RIGIDE		[5.2.2.5.(2)]

**COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:**

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

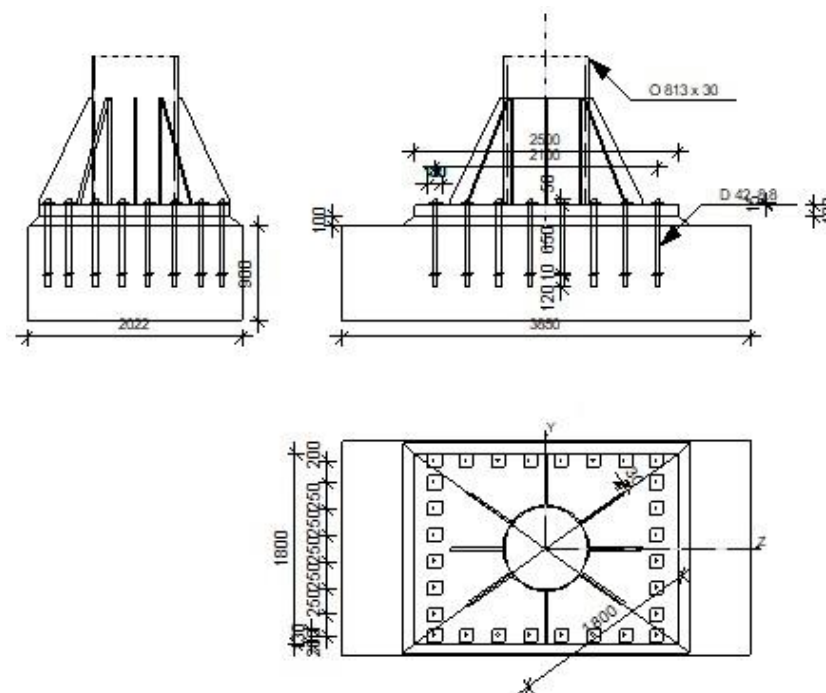
<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,65
--	-------	------



Robot Structural Analysis Professional 2025

**Calcul du Pied de Poteau encastré**

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009

Ratio  
0,67**GENERAL**

Assemblage N°: 8  
 Nom de l'assemblage: Pied de poteau encastré  
 Noeud de la structure: 97  
 Barres de la structure: 447

**GEOMETRIE****POTEAU**

Profilé: O 813 x 30  
 Barre N°: 447  
 $L_c = 9,80$  [m] Longueur du poteau  
 $\alpha = 84,81$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 813$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 813$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 30$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 30$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 0$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 737,96$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 566374,24$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau: S 355  
 $f_{yc} = 355000,00$  [kPa] Résistance  
 $f_{uc} = 470000,00$  [kPa] Résistance ultime du matériau

**PLATINE DE PRESCELLEMENT**

$l_{pd} =$	2500	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	1800	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	100	[mm]	Epaisseur
Matériau: S 355			
$f_{ypd} =$	335000,00	[kPa]	Résistance
$f_{upd} =$	450000,00	[kPa]	Résistance ultime du matériau

**ANCRAGE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8		Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	640000,00	[kPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	800000,00	[kPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	42	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	11,20	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	13,85	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	8		Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	8		Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	300; 300; 300; 300	[mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	250; 250; 250; 200	[mm]	

**Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1 =$	50	[mm]
$L_2 =$	650	[mm]
$L_3 =$	120	[mm]

**Plaque d'ancrage**

$l_p =$	100	[mm]	Longueur
$b_p =$	100	[mm]	Largeur
$t_p =$	10	[mm]	Epaisseur
Matériau: S 235			
$f_y =$	235000,00	[kPa]	Résistance

**Platine**

$l_{wd} =$	130	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	130	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	15	[mm]	Epaisseur

**RAIDISSEUR**

$l_s =$	1800	[mm]	Longueur
$h_s =$	1000	[mm]	Hauteur
$t_s =$	30	[mm]	Epaisseur
$d_1 =$	30	[mm]	Grugeage
$d_2 =$	30	[mm]	Grugeage

**COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

**SEMELLE ISOLEE**

$L =$	3850	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	2022	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	900	[mm]	Hauteur de la semelle

**Béton**

Classe	C40/50		
$f_{ck} =$	40000,00	[kPa]	Résistance caractéristique à la compression

**Mortier de calage**

$t_g =$	100	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12000,00	[kPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

**SOUDES**

$a_p =$	10	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_s =$	10	[mm]	Raidisseurs

**EFFORTS**

Cas: 9: 1.35G+1.5V+ (1+2+4+3+5+6) \*1.35+7\*1.50

$N_{j,Ed} =$	-5075,44	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	0,74	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	-42,18	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	-800,78	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	28,97	[kN*m]	Moment fléchissant

**RESULTATS****ZONE COMPRIMEE****COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} =$	26666,67	[kPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	5587,99	[kPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$				
$c =$	447	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	924	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	1707	[mm]	Longueur effective de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	15774,10	[cm <sup>2</sup> ]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	36882,37	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$				
$F_{rd,u} =$	64320,6	[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)]
$A_{c1,g} =$	18505,2	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge dans le mortier de calage	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u,g} =$	13668,1	[kN]	Résistance du mortier de calage à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(2)]
$f_{jd} = \beta_j*\min(F_{rd,u}, F_{rd,u,g})/(b_{eff}*l_{eff})$				
$f_{jd} =$	5776,61	[kPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	45000,00	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	22500,00	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	22500,00	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$				
$F_{c,Rd,n} =$	25994,77	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	12997,38	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	12997,38	[kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

**AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION**

$CL =$	1,00		Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} =$	85756,56	[cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	30443,58	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	1250	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$				
$F_{c,fc,Rd,y} =$	24354,86	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} =$	79115,75	[cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	28086,09	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

$W_{pl,z} = 79115,75$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]  
 $h_{f,z} = 900$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]  
 $F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$   
 $F_{c,fc,Rd,z} = 31206,77$  [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

**RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE**

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$   
 $N_{j,Rd} = 25994,77$  [kN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]  
 $F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$   
 $F_{C,Rd,y} = 12997,38$  [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]  
 $F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$   
 $F_{C,Rd,z} = 12997,38$  [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

**CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,20 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,20)
$e_y = 158$ [mm] Excentricité de l'effort axial			[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 625$ [mm] Bras de levier $F_{C,Rd,y}$			[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 1050$ [mm] Bras de levier $F_{T,Rd,y}$			[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 3274,66$ [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)	$0,24 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,24)
$e_z = 6$ [mm] Excentricité de l'effort axial			[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 450$ [mm] Bras de levier $F_{C,Rd,z}$			[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 825$ [mm] Bras de levier $F_{T,Rd,z}$			[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 146,50$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion			[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,20 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,20)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,44 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,44)

**CISAILLEMENT**

**PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE**

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,y}$**

$\alpha_{d,y} = 0,57$  Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]  
 $\alpha_{b,y} = 0,57$  Coef. pour les calculs de la résistance  $F_{1,vb,Rd}$  [Tableau 3.4]  
 $k_{1,y} = 2,50$  Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]  
 $F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$   
 $F_{1,vb,Rd,y} = 2147,73$  [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,z}$**

$\alpha_{d,z} = 1,52$  Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]  
 $\alpha_{b,z} = 1,00$  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]  
 $F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$   
 $F_{1,vb,Rd,z} = 3780,00$  [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)]  
 $A_{vb} = 13,85$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]  
 $f_{ub} = 800000,00$  [kPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]  
 $F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \gamma_{M2}$   
 $F_{2,vb,Rd} = 219,90$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

**GLISSEMENT DE LA SEMELLE**

$C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]  
 $N_{c,Ed} = 5075,44$  [kN] Effort de compression [6.2.2.(6)]  
 $F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$   
 $F_{f,Rd} = 1522,63$  [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

**CONTROLE DU CISAILLEMENT**

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$   
 $V_{j,Rd,y} = 7679,76$  [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,00)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{t,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 7679,76$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement			
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,01)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,01)

## CONTROLE DES RAIDISSEURS

### Raidisseurs radiaux

$M_1 = 583,18$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 1240,12$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$Z_s = 176$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 957812,60$ [cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 4634,41$ [kPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_g = 56252,39$ [kPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\tau = 41337,21$ [kPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_z = 71747,99$ [kPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\max(\sigma_g, \tau / (0,58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,21 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,21)

## SOUDES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 7675,35$ [kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{\perp} = 7675,35$ [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{\parallel} = 4,61$ [kPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{z\parallel} = -1,98,25$ [kPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]	
$\beta_W = 0,90$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]	
$\sigma_{\perp} / (0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,02 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,02)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0(\tau_{\parallel}^2 + \tau_{z\parallel}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,04 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,04)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0(\tau_{z\parallel}^2 + \tau_{\parallel}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,04 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,04)

## SOUDES VERTICALES DES RAIDISSEURS

### Raidisseurs radiaux

$\sigma_{\perp} = 123711,48$ [kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{\perp} = 123711,48$ [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{\parallel} = 62005,82$ [kPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]	
$\sigma_z = 269726,32$ [kPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]	
$\beta_W = 0,90$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]	
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,67 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,67)

## SOUDES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

### Raidisseurs radiaux

$\sigma_{\perp} = 88844,45$ [kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{\perp} = 88844,45$ [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{\parallel} = 82327,57$ [kPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]	
$\sigma_z = 227830,71$ [kPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]	
$\beta_W = 0,90$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]	
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,57 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,57)

## RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

### Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} = 924$ [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 1707$ [mm]	Longueur effective de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1,275 \cdot E)$		
$k_{13,y} = 164$ [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]

$l_{eff} = 900$ [mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 799$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$		
$k_{15,y} = 2$ [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 572$ [mm]	Longueur effective 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]
$\lambda_{0,y} = 0,46$	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} = 26935201,67$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} = 3641127,19$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} \geq S_{j,rig,y}$	RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]
<b>Moment fléchissant <math>M_{j,Ed,z}</math></b>		
$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 \cdot E)$		
$k_{13,z} = 196$ [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} = 900$ [mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 799$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$		
$k_{15,z} = 2$ [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 572$ [mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$		
$k_{16,z} = 3$ [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} = 0,46$	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} = 16676470,59$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} = 3641127,19$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$	RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

**COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:**

RAIDISSEUR - SOUDURES VERTICALES

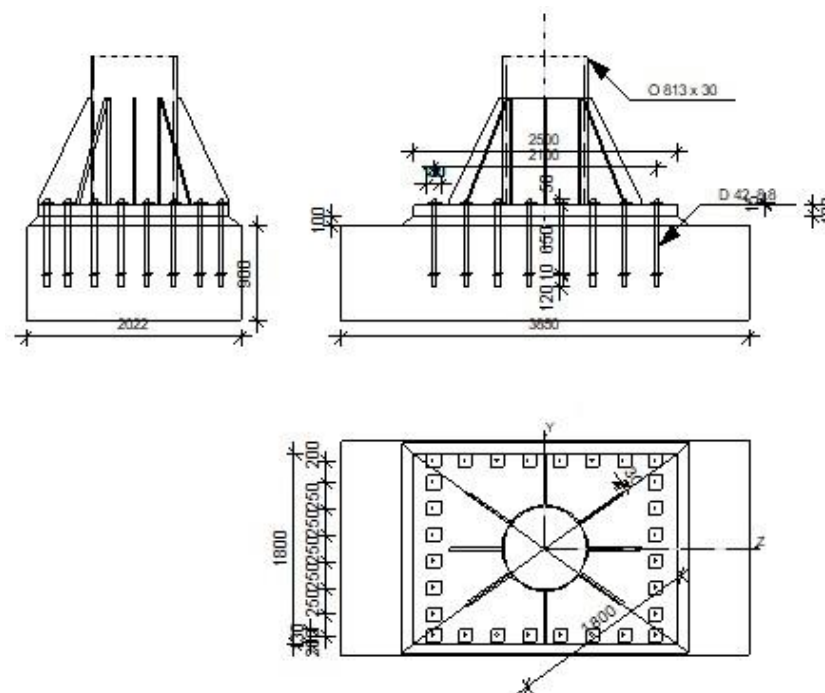
<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,67
--	-------	------



Robot Structural Analysis Professional 2025

**Calcul du Pied de Poteau encastré**

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009

Ratio  
**0,93****GENERAL**

Assemblage N°: 3  
 Nom de l'assemblage: Pied de poteau encastré  
 Noeud de la structure: 98  
 Barres de la structure: 2

**GEOMETRIE****POTEAU**

Profilé: O 813 x 30  
 Barre N°: 2  
 $L_c = 3,86$  [m] Longueur du poteau  
 $\alpha = 89,28$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 813$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 813$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 30$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 30$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 0$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 737,96$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 566374,24$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau: S 355  
 $f_{yc} = 355000,00$  [kPa] Résistance  
 $f_{uc} = 470000,00$  [kPa] Résistance ultime du matériau

**PLATINE DE PRESCELLEMENT**

$l_{pd} =$	2500	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	1800	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	100	[mm]	Epaisseur
Matériau: S 355			
$f_{ypd} =$	335000,00	[kPa]	Résistance
$f_{upd} =$	450000,00	[kPa]	Résistance ultime du matériau

**ANCRAGE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8		Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	640000,00	[kPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	800000,00	[kPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	42	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	11,20	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	13,85	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	8		Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	8		Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	300; 300; 300; 300	[mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	250; 250; 250; 200	[mm]	

**Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1 =$	50	[mm]
$L_2 =$	650	[mm]
$L_3 =$	120	[mm]

**Plaque d'ancrage**

$l_p =$	100	[mm]	Longueur
$b_p =$	100	[mm]	Largeur
$t_p =$	10	[mm]	Epaisseur
Matériau: S 235			
$f_y =$	235000,00	[kPa]	Résistance

**Platine**

$l_{wd} =$	130	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	130	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	15	[mm]	Epaisseur

**RAIDISSEUR**

$l_s =$	1800	[mm]	Longueur
$h_s =$	1000	[mm]	Hauteur
$t_s =$	30	[mm]	Epaisseur
$d_1 =$	30	[mm]	Grugeage
$d_2 =$	30	[mm]	Grugeage

**COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

**SEMELLE ISOLEE**

$L =$	3850	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	2022	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	900	[mm]	Hauteur de la semelle

**Béton**

Classe	C40/50		
$f_{ck} =$	40000,00	[kPa]	Résistance caractéristique à la compression

**Mortier de calage**

$t_g =$	100	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12000,00	[kPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

**SOUDES**

$a_p =$	10	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_s =$	10	[mm]	Raidisseurs

**EFFORTS**

Cas: 11: G+1.5V- (1+2+3+4+5+6) \* 1.00 + 8 \* 1.50

$N_{j,Ed} =$	1691,07	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	12,01	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	314,64	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	1065,21	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	45,56	[kN*m]	Moment fléchissant

**RESULTATS****ZONE TENDUE****RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE**

$A_b =$	11,20	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} =$	800000,00	[kPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$\beta =$	0,85		Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$				
$F_{t,Rd,s1} =$	548,35	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,s} = F_{t,Rd,s1}$				
$F_{t,Rd,s} =$	548,35	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	

**RÉSISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION**

$F_{t,Rd} = F_{t,Rd,s}$			
$F_{t,Rd} =$	548,35	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à traction

**FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE****Moment fléchissant  $M_{j,Ed,y}$** 

$l_{eff,1} =$	900	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	900	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	799	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	753,75	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	753,75	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	3774,95	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	2388,00	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	4386,82	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,y} =$	2388,00	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

**Moment fléchissant  $M_{j,Ed,z}$** 

$l_{eff,1} =$	900	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	900	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	799	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	753,75	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	753,75	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	3774,95	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	2388,00	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	4386,82	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,z} =$	2388,00	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

**RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE**

$N_{j,Rd} = 8358,00$	[kN]	Résistance de la semelle à la traction axiale	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$			
$F_{T,Rd,y} = 2388,00$	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$			
$F_{T,Rd,z} = 2388,00$	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

**CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)		$0,20 < 1,00$	vérifié	(0,20)
$e_y = 630$	[mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 625$	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 1050$	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 1880,37$	[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)		$0,57 < 1,00$	vérifié	(0,57)
$e_z = 27$	[mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 450$	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 825$	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 124,61$	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)		$0,37 < 1,00$	vérifié	(0,37)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$		$0,93 < 1,00$	vérifié	(0,93)

**CISAILLEMENT****PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE****Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,y}$** 

$\alpha_{d,y} = 0,57$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 0,57$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 2147,73$	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,z}$** 

$\alpha_{d,z} = 1,52$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 1,00$	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]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 3780,00$	[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)]
$A_{vb} = 13,85$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 800000,00$	[kPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$		Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 219,90$	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

**GLISSEMENT DE LA SEMELLE**

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 0,00$	[kN]	Effort de compression [6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 0,00$	[kN]	Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

**CONTROLE DU CISAILLEMENT**

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 6157,13$	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$		$0,00 < 1,00$	vérifié (0,00)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 6157,13$	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		$0,05 < 1,00$	vérifié (0,05)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		$0,05 < 1,00$	vérifié (0,05)

**CONTROLE DES RAIDISSEURS****Raidisseurs radiaux**

$M_1 =$	300,63	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	467,18	[kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s =$	176	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	957812,60	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	2389,03	[kPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	28997,94	[kPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	15572,56	[kPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	27078,06	[kPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0,58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1,0$ (6.1)				0,09 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,09)

**SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE**

$\sigma_{\perp} =$	3709,83	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	3709,83	[kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	74,54	[kPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z\parallel} =$	1478,90	[kPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,90		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1,0$ (4.1)				0,01 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,01)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0(\tau_{\parallel}^2 + \tau_{z\parallel}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)				0,02 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,02)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0(\tau_{z\parallel}^2 + \tau_{\parallel}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)				0,02 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,02)

**SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS****Raidisseurs radiaux**

$\sigma_{\perp} =$	63772,89	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	63772,89	[kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	23358,84	[kPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	133808,94	[kPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,90		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)				0,33 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,33)

**SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS****Raidisseurs radiaux**

$\sigma_{\perp} =$	33469,49	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	33469,49	[kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	31087,26	[kPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	85907,39	[kPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,90		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)				0,21 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,21)

**RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE****Moment fléchissant  $M_{j,Ed,y}$** 

$b_{eff} =$	924	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	1707	[mm]	Longueur effective de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$K_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1,275 \cdot E)$				
$K_{13,y} =$	164	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	900	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	799	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$K_{15,y} = 0,850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$K_{15,y} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	572	[mm]	Longueur effective 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]
$\lambda_{0,y} =$	0,18	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	470012,90 [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	9252202,86 [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)]
<b>Moment fléchissant <math>M_{j,Ed,z}</math></b>			
$k_{13,z} = E_c \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 * E)$			
$k_{13,z} =$	196 [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	900 [mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	799 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,z} =$	2 [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	572 [mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$			
$k_{16,z} =$	3 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,18	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	290161,02 [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	9252202,86 [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$		SEMI-RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

**COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:**

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

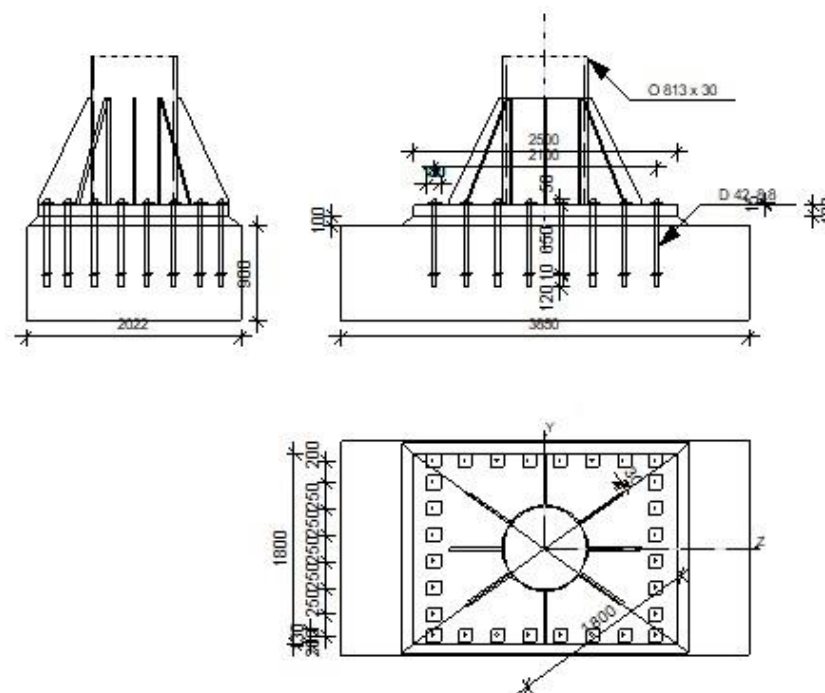
<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,93
--	-------	------



Robot Structural Analysis Professional 2025

**Calcul du Pied de Poteau encastré**

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009

Ratio  
**0,62****GENERAL**

Assemblage N°: 9  
 Nom de l'assemblage: Pied de poteau encastré  
 Noeud de la structure: 99  
 Barres de la structure: 449

**GEOMETRIE****POTEAU**

Profilé: O 813 x 30  
 Barre N°: 449  
 $L_c = 9,80$  [m] Longueur du poteau  
 $\alpha = 84,81$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 813$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 813$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 30$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 30$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 0$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 737,96$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 566374,24$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau: S 355  
 $f_{yc} = 355000,00$  [kPa] Résistance  
 $f_{uc} = 470000,00$  [kPa] Résistance ultime du matériau

**PLATINE DE PRESCELLEMENT**

$l_{pd} =$	2500	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	1800	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	100	[mm]	Epaisseur
Matériau: S 355			
$f_{ypd} =$	335000,00	[kPa]	Résistance
$f_{upd} =$	450000,00	[kPa]	Résistance ultime du matériau

**ANCRAGE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8		Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	640000,00	[kPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	800000,00	[kPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	42	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	11,20	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	13,85	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	8		Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	8		Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	300; 300; 300; 300	[mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	250; 250; 250; 200	[mm]	

**Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1 =$	50	[mm]
$L_2 =$	650	[mm]
$L_3 =$	120	[mm]

**Plaque d'ancrage**

$l_p =$	100	[mm]	Longueur
$b_p =$	100	[mm]	Largeur
$t_p =$	10	[mm]	Epaisseur
Matériau: S 235			
$f_y =$	235000,00	[kPa]	Résistance

**Platine**

$l_{wd} =$	130	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	130	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	15	[mm]	Epaisseur

**RAIDISSEUR**

$l_s =$	1800	[mm]	Longueur
$h_s =$	1000	[mm]	Hauteur
$t_s =$	30	[mm]	Epaisseur
$d_1 =$	30	[mm]	Grugeage
$d_2 =$	30	[mm]	Grugeage

**COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

**SEMELLE ISOLEE**

$L =$	3850	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	2022	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	900	[mm]	Hauteur de la semelle

**Béton**

Classe	C40/50		
$f_{ck} =$	40000,00	[kPa]	Résistance caractéristique à la compression

**Mortier de calage**

$t_g =$	100	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12000,00	[kPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

**SOUDES**

$a_p =$	10	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_s =$	10	[mm]	Raidisseurs

**EFFORTS**

Cas: 9: 1.35G+1.5V+ (1+2+4+3+5+6) \*1.35+7\*1.50

$N_{j,Ed} =$	-4747,25	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	0,06	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	-16,30	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	-693,89	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	0,07	[kN*m]	Moment fléchissant

**RESULTATS****ZONE COMPRIMEE****COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} =$	26666,67	[kPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	5587,99	[kPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$				
$c =$	447	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	924	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	1707	[mm]	Longueur effective de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	15774,10	[cm <sup>2</sup> ]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	36882,37	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$				
$F_{rd,u} =$	64320,6	[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)]
$A_{c1,g} =$	18505,2	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge dans le mortier de calage	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u,g} =$	13668,1	[kN]	Résistance du mortier de calage à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(2)]
$f_{jd} = \beta_j*\min(F_{rd,u}, F_{rd,u,g})/(b_{eff}*l_{eff})$				
$f_{jd} =$	5776,61	[kPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	45000,00	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	22500,00	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	22500,00	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$				
$F_{c,Rd,n} =$	25994,77	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	12997,38	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	12997,38	[kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

**AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION**

$CL =$	1,00		Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} =$	85756,56	[cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	30443,58	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	1250	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$				
$F_{c,fc,Rd,y} =$	24354,86	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} =$	79115,75	[cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	28086,09	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

$W_{pl,z} = 79115,75$ [cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$h_{f,z} = 900$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$		
$F_{c,fc,Rd,z} = 31206,77$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

**RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE**

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$		
$N_{j,Rd} = 25994,77$ [kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$		
$F_{C,Rd,y} = 12997,38$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$		
$F_{C,Rd,z} = 12997,38$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

**CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,18 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,18)
$e_y = 146$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 625$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 1050$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 3079,41$ [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)	$0,23 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,23)
$e_z = 0$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 450$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 825$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 0,39$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,18 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,18)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,41 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,41)

**CISAILLEMENT****PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE****Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,y}$** 

$\alpha_{d,y} = 0,57$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 0,57$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 2147,73$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,z}$** 

$\alpha_{d,z} = 1,52$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 1,00$	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]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 3780,00$ [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)]
$A_{vb} = 13,85$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 800000,00$ [kPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 219,90$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]

**GLISSEMENT DE LA SEMELLE**

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 4747,25$ [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 1424,17$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

**CONTROLE DU CISAILLEMENT**

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$	
$V_{j,Rd,y} = 7581,30$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,00)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{t,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 7581,30$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement			
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,00)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,00)

## CONTROLE DES RAIDISSEURS

### Raidisseurs radiaux

$M_1 = 532,01$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 = 1131,30$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$Z_s = 176$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s = 957812,60$ [cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d = 4227,76$ [kPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 51316,50$ [kPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 37710,06$ [kPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 65452,43$ [kPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0,58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1,0$ (6.1)	$0,20 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,20)

## SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 7155,37$ [kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 7155,37$ [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} = 0,38$ [kPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z\parallel} = -76,61$ [kPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,90$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1,0$ (4.1)	$0,02 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,02)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{z\parallel}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)	$0,04 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,04)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{z\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)	$0,04 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,04)

## SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

### Raidisseurs radiaux

$\sigma_{\perp} = 112856,36$ [kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 112856,36$ [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} = 56565,09$ [kPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 246059,07$ [kPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,90$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)	$0,62 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,62)

## SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

### Raidisseurs radiaux

$\sigma_{\perp} = 81048,76$ [kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 81048,76$ [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} = 75099,88$ [kPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 207835,46$ [kPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,90$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)	$0,52 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,52)

## RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

### Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} = 924$ [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 1707$ [mm]	Longueur effective de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1,275 \cdot E)$		
$k_{13,y} = 164$ [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]

$l_{eff} = 900$ [mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 799$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$		
$k_{15,y} = 2$ [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 572$ [mm]	Longueur effective 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]
$\lambda_{0,y} = 0,46$	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} = 26935201,67$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} = 3641127,29$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} \geq S_{j,rig,y}$ RIGIDE		[5.2.2.5.(2)]
<b>Moment fléchissant <math>M_{j,Ed,z}</math></b>		
$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 \cdot E)$		
$k_{13,z} = 196$ [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} = 900$ [mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 799$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$		
$k_{15,z} = 2$ [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 572$ [mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$		
$k_{16,z} = 3$ [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} = 0,46$	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} = 16676470,59$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} = 3641127,29$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE		[5.2.2.5.(2)]

**COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:**

RAIDISSEUR - SOUDURES VERTICALES

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

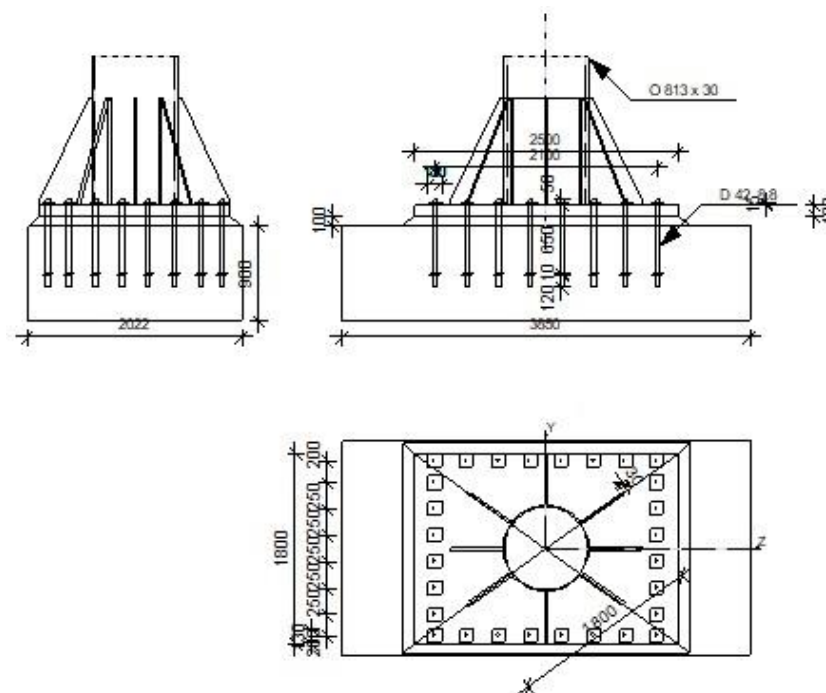
Ratio | 0,62



Robot Structural Analysis Professional 2025

**Calcul du Pied de Poteau encastré**

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009

Ratio  
0,65**GENERAL**

Assemblage N°: 6  
 Nom de l'assemblage: Pied de poteau encastré  
 Noeud de la structure: 338  
 Barres de la structure: 543

**GEOMETRIE****POTEAU**

Profilé: O 813 x 30  
 Barre N°: 543  
 $L_c = 3,80$  [m] Longueur du poteau  
 $\alpha = 90,00$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 813$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 813$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 30$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 30$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 0$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 737,96$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 566374,24$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau: S 355  
 $f_{yc} = 355000,00$  [kPa] Résistance  
 $f_{uc} = 470000,00$  [kPa] Résistance ultime du matériau

**PLATINE DE PRESCELLEMENT**

$l_{pd} =$	2500	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	1800	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	100	[mm]	Epaisseur
Matériau: S 355			
$f_{ypd} =$	335000,00	[kPa]	Résistance
$f_{upd} =$	450000,00	[kPa]	Résistance ultime du matériau

**ANCRAGE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8		Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	640000,00	[kPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	800000,00	[kPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	42	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	11,20	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	13,85	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	8		Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	8		Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	300; 300; 300; 300	[mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	250; 250; 250; 200	[mm]	

**Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1 =$	50	[mm]
$L_2 =$	650	[mm]
$L_3 =$	120	[mm]

**Plaque d'ancrage**

$l_p =$	100	[mm]	Longueur
$b_p =$	100	[mm]	Largeur
$t_p =$	10	[mm]	Epaisseur
Matériau: S 235			
$f_y =$	235000,00	[kPa]	Résistance

**Platine**

$l_{wd} =$	130	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	130	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	15	[mm]	Epaisseur

**RAIDISSEUR**

$l_s =$	1800	[mm]	Longueur
$h_s =$	1000	[mm]	Hauteur
$t_s =$	30	[mm]	Epaisseur
$d_1 =$	30	[mm]	Grugeage
$d_2 =$	30	[mm]	Grugeage

**COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

**SEMELLE ISOLEE**

$L =$	3850	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	2022	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	900	[mm]	Hauteur de la semelle

**Béton**

Classe	C40/50		
$f_{ck} =$	40000,00	[kPa]	Résistance caractéristique à la compression

**Mortier de calage**

$t_g =$	100	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12000,00	[kPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

**SOUDES**

$a_p =$	10	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_s =$	10	[mm]	Raidisseurs

**EFFORTS**

Cas: 11: G+1.5V- (1+2+3+4+5+6) \* 1.00+8\*1.50

$N_{j,Ed} =$	963,45	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	-197,27	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	667,28	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	294,27	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	-728,81	[kN*m]	Moment fléchissant

**RESULTATS****ZONE TENDUE****RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE**

$A_b =$	11,20	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} =$	800000,00	[kPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$\beta =$	0,85		Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$				
$F_{t,Rd,s1} =$	548,35	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,s} = F_{t,Rd,s1}$				
$F_{t,Rd,s} =$	548,35	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	

**RÉSISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION**

$F_{t,Rd} = F_{t,Rd,s}$			
$F_{t,Rd} =$	548,35	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à traction

**FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE****Moment fléchissant  $M_{j,Ed,y}$** 

$l_{eff,1} =$	900	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	900	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	799	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	753,75	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	753,75	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	3774,95	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	2388,00	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	4386,82	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,y} =$	2388,00	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

**Moment fléchissant  $M_{j,Ed,z}$** 

$l_{eff,1} =$	900	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	900	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	799	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	753,75	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	753,75	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	3774,95	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	2388,00	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	4386,82	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,z} =$	2388,00	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

**RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE**

$N_{j,Rd} = 8358,00$	[kN]	Résistance de la semelle à la traction axiale	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$			
$F_{T,Rd,y} = 2388,00$	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$			
$F_{T,Rd,z} = 2388,00$	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

**CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)		$0,12 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,12)
$e_y = 305$	[mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,y} = 625$	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,y} = 1050$	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 1130,02$	[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)		$0,26 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,26)
$e_z = 756$	[mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,z} = 450$	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,z} = 825$	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 1884,72$	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)		$0,39 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,39)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$		$0,65 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,65)

**CISAILLEMENT****PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE****Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,y}$** 

$\alpha_{d,y} = 0,57$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 0,57$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 2147,73$	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,z}$** 

$\alpha_{d,z} = 1,52$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 1,00$	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]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 3780,00$	[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)]
$A_{vb} = 13,85$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 800000,00$	[kPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$		Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 219,90$	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

**GLISSEMENT DE LA SEMELLE**

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 0,00$	[kN]	Effort de compression [6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 0,00$	[kN]	Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

**CONTROLE DU CISAILLEMENT**

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 6157,13$	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$		$0,03 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,03)
$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 6157,13$	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		$0,11 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,11)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		$0,14 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,14)

**CONTROLE DES RAIDISSEURS****Raidisseurs radiaux**

$M_1 =$	150,77	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	322,25	[kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s =$	176	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	957812,60	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	1198,11	[kPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	14542,58	[kPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	10741,72	[kPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	18643,74	[kPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0,58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1,0$ (6.1)				0,06 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,06)

**SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE**

$\sigma_{\perp} =$	2309,37	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	2309,37	[kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{y  } =$	-1223,92	[kPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z  } =$	3136,42	[kPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,90		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0,9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1,0$ (4.1)				0,01 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,01)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{y  }^2 + \tau_{z  }^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)				0,01 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,01)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{z  }^2 + \tau_{y  }^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)				0,02 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,02)

**SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS****Raidisseurs radiaux**

$\sigma_{\perp} =$	31982,37	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	31982,37	[kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{  } =$	16112,58	[kPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	69787,77	[kPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,90		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{  } * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)				0,17 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,17)

**SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS****Raidisseurs radiaux**

$\sigma_{\perp} =$	23086,76	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	23086,76	[kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{  } =$	20168,19	[kPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	57898,72	[kPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,90		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{  } * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)				0,14 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,14)

**RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE****Moment fléchissant  $M_{j,Ed,y}$** 

$b_{eff} =$	924	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	1707	[mm]	Longueur effective de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$K_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1,275 * E)$				
$K_{13,y} =$	164	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	900	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	799	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$K_{15,y} = 0,850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$K_{15,y} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	572	[mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$K_{16,y} = 1,6 * A_b / L_b$				

$k_{16,y} =$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,18		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	470012,90	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	9393132,34	[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)]
<b>Moment fléchissant <math>M_{j,Ed,z}</math></b>				
$k_{13,z} = E_c \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 * E)$				
$k_{13,z} =$	196	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	900	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	799	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	572	[mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,18		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	290161,02	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	9393132,34	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$			SEMI-RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

**COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:**

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

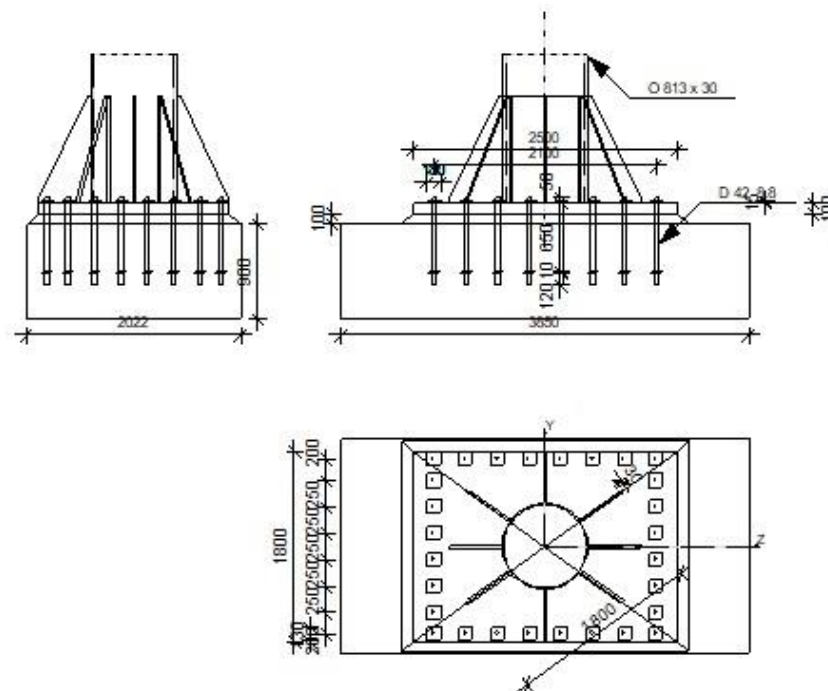
<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,65
--	-------	------



Robot Structural Analysis Professional 2025

**Calcul du Pied de Poteau encastré**

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009

Ratio  
**0,67****GENERAL**

Assemblage N°: 10  
 Nom de l'assemblage: Pied de poteau encastré  
 Noeud de la structure: 417  
 Barres de la structure: 451

**GEOMETRIE****POTEAU**

Profilé: O 813 x 30  
 Barre N°: 451  
 $L_c = 9,80$  [m] Longueur du poteau  
 $\alpha = 84,81$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 813$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 813$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 30$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 30$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 0$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 737,96$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 566374,24$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau: S 355  
 $f_{yc} = 355000,00$  [kPa] Résistance  
 $f_{uc} = 470000,00$  [kPa] Résistance ultime du matériau

**PLATINE DE PRESCELLEMENT**

$l_{pd} =$	2500	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	1800	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	100	[mm]	Epaisseur
Matériau: S 355			
$f_{ypd} =$	335000,00	[kPa]	Résistance
$f_{upd} =$	450000,00	[kPa]	Résistance ultime du matériau

**ANCRAGE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8		Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	640000,00	[kPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	800000,00	[kPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	42	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	11,20	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	13,85	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	8		Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	8		Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	300; 300; 300; 300	[mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	250; 250; 250; 200	[mm]	

**Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1 =$	50	[mm]
$L_2 =$	650	[mm]
$L_3 =$	120	[mm]

**Plaque d'ancrage**

$l_p =$	100	[mm]	Longueur
$b_p =$	100	[mm]	Largeur
$t_p =$	10	[mm]	Epaisseur
Matériau: S 235			
$f_y =$	235000,00	[kPa]	Résistance

**Platine**

$l_{wd} =$	130	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	130	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	15	[mm]	Epaisseur

**RAIDISSEUR**

$l_s =$	1800	[mm]	Longueur
$h_s =$	1000	[mm]	Hauteur
$t_s =$	30	[mm]	Epaisseur
$d_1 =$	30	[mm]	Grugeage
$d_2 =$	30	[mm]	Grugeage

**COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

**SEMELLE ISOLEE**

$L =$	3850	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	2022	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	900	[mm]	Hauteur de la semelle

**Béton**

Classe	C40/50		
$f_{ck} =$	40000,00	[kPa]	Résistance caractéristique à la compression

**Mortier de calage**

$t_g =$	100 [mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12000,00 [kPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0,30	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

**SOUDES**

$a_p =$	10 [mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_s =$	10 [mm]	Raidisseurs

**EFFORTS**

Cas: 9: 1.35G+1.5V+ (1+2+4+3+5+6) \*1.35+7\*1.50

$N_{j,Ed} =$	-5076,06 [kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	-0,56 [kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	-42,46 [kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	-802,31 [kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	-27,01 [kN*m]	Moment fléchissant

**RESULTATS****ZONE COMPRIMEE****COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} =$	26666,67 [kPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	5587,99 [kPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$			
$c =$	447 [mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	924 [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	1707 [mm]	Longueur effective de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	15774,10 [cm <sup>2</sup> ]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	36882,37 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$			
$F_{rd,u} =$	64320,6 [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)]
$A_{c1,g} =$	18505,2 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge dans le mortier de calage	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u,g} =$	13668,1 [kN]	Résistance du mortier de calage à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(2)]
$f_{jd} = \beta_j*\min(F_{rd,u}, F_{rd,u,g})/(b_{eff}*l_{eff})$			
$f_{jd} =$	5776,61 [kPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	45000,00 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	22500,00 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	22500,00 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$			
$F_{c,Rd,n} =$	25994,77 [kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	12997,38 [kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	12997,38 [kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

**AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION**

$CL =$	1,00	Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} =$	85756,56 [cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	30443,58 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	1250 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y} =$	24354,86 [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} =$	79115,75 [cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	28086,09 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

$W_{pl,z} = 79115,75$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]  
 $h_{f,z} = 900$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]  
 $F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$   
 $F_{c,fc,Rd,z} = 31206,77$  [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

#### **RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE**

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$   
 $N_{j,Rd} = 25994,77$  [kN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]  
 $F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$   
 $F_{C,Rd,y} = 12997,38$  [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]  
 $F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$   
 $F_{C,Rd,z} = 12997,38$  [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

#### **CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,20 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,20)
$e_y = 158$ [mm] Excentricité de l'effort axial			[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 625$ [mm] Bras de levier $F_{C,Rd,y}$			[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 1050$ [mm] Bras de levier $F_{T,Rd,y}$			[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 3279,34$ [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)	$0,24 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,24)
$e_z = 5$ [mm] Excentricité de l'effort axial			[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 450$ [mm] Bras de levier $F_{C,Rd,z}$			[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 825$ [mm] Bras de levier $F_{T,Rd,z}$			[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 136,71$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion			[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,20 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,20)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,44 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,44)

#### **CISAILLEMENT**

##### **PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE**

###### **Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$**

$\alpha_{d,y} = 0,57$  Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]  
 $\alpha_{b,y} = 0,57$  Coef. pour les calculs de la résistance  $F_{1,vb,Rd}$  [Tableau 3.4]  
 $k_{1,y} = 2,50$  Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]  
 $F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$   
 $F_{1,vb,Rd,y} = 2147,73$  [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

###### **Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$**

$\alpha_{d,z} = 1,52$  Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]  
 $\alpha_{b,z} = 1,00$  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]  
 $F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$   
 $F_{1,vb,Rd,z} = 3780,00$  [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)]  
 $A_{vb} = 13,85$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]  
 $f_{ub} = 800000,00$  [kPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]  
 $F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \gamma_{M2}$   
 $F_{2,vb,Rd} = 219,90$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

##### **GLISSEMENT DE LA SEMELLE**

$C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]  
 $N_{c,Ed} = 5076,06$  [kN] Effort de compression [6.2.2.(6)]  
 $F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$   
 $F_{f,Rd} = 1522,82$  [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

##### **CONTROLE DU CISAILLEMENT**

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$   
 $V_{j,Rd,y} = 7679,94$  [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,00)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{t,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 7679,94$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement			
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,01)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,01)

## CONTROLE DES RAIDISSEURS

### Raidisseurs radiaux

$M_1 = 583,07$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 1239,87$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$Z_s = 176$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 957812,60$ [cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 4633,49$ [kPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_g = 56241,17$ [kPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\tau = 41328,97$ [kPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_z = 71733,67$ [kPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\max(\sigma_g, \tau / (0,58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,21 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,21)

## SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 7676,83$ [kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{\perp} = 7676,83$ [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{\parallel} = -3,51$ [kPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{z\parallel} = -199,57$ [kPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]	
$\beta_W = 0,90$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]	
$\sigma_{\perp} / (0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,02 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,02)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{z\parallel}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,04 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,04)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{z\parallel}^2 + \tau_{\parallel}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,04 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,04)

## SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

### Raidisseurs radiaux

$\sigma_{\perp} = 123686,80$ [kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{\perp} = 123686,80$ [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{\parallel} = 61993,45$ [kPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]	
$\sigma_z = 269672,52$ [kPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]	
$\beta_W = 0,90$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]	
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,67 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,67)

## SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

### Raidisseurs radiaux

$\sigma_{\perp} = 88826,73$ [kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{\perp} = 88826,73$ [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{\parallel} = 82303,03$ [kPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]	
$\sigma_z = 227776,47$ [kPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]	
$\beta_W = 0,90$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]	
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,57 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,57)

## RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

### Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} = 924$ [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 1707$ [mm]	Longueur effective de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1,275 \cdot E)$		
$k_{13,y} = 164$ [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]

$l_{eff} = 900$ [mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 799$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$		
$k_{15,y} = 2$ [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 572$ [mm]	Longueur effective 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]
$\lambda_{0,y} = 0,46$	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} = 26935201,67$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} = 3641127,19$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} \geq S_{j,rig,y}$	RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]
<b>Moment fléchissant <math>M_{j,Ed,z}</math></b>		
$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 \cdot E)$		
$k_{13,z} = 196$ [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} = 900$ [mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 799$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$		
$k_{15,z} = 2$ [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 572$ [mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$		
$k_{16,z} = 3$ [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} = 0,46$	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} = 16676470,59$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} = 3641127,19$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$	RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

**COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:**

RAIDISSEUR - SOUDURES VERTICALES

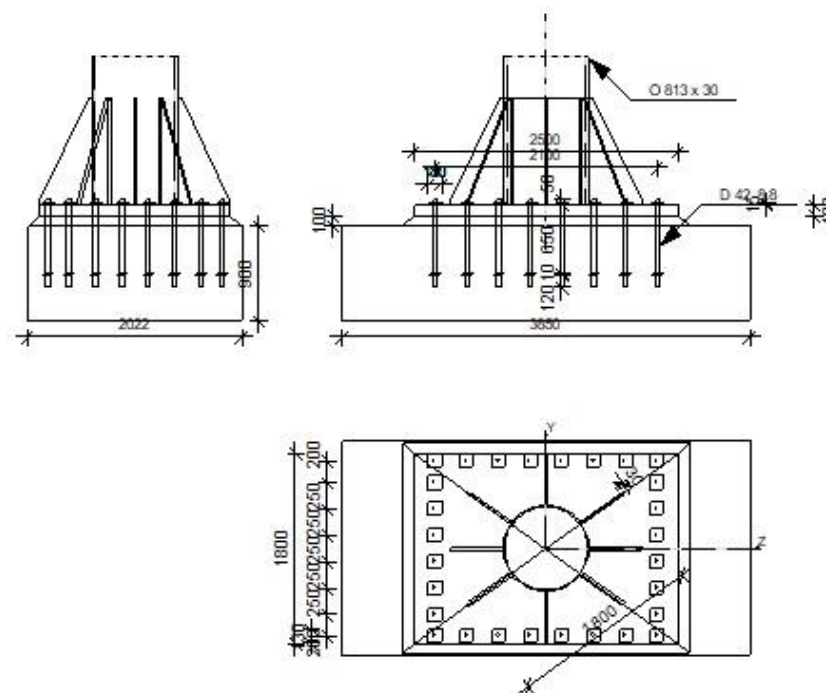
<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,67
--	-------	------



Robot Structural Analysis Professional 2025

**Calcul du Pied de Poteau encastré**

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009

Ratio  
**0,94****GENERAL**

Assemblage N°: 7  
 Nom de l'assemblage: Pied de poteau encastré  
 Noeud de la structure: 427  
 Barres de la structure: 714

**GEOMETRIE****POTEAU**

Profilé: O 813 x 30  
 Barre N°: 714  
 $L_c = 3,80$  [m] Longueur du poteau  
 $\alpha = 89,27$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 813$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 813$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 30$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 30$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 0$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 737,96$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 566374,24$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau: S 355  
 $f_{yc} = 355000,00$  [kPa] Résistance  
 $f_{uc} = 470000,00$  [kPa] Résistance ultime du matériau

**PLATINE DE PRESCELLEMENT**

$l_{pd} =$	2500	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	1800	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	100	[mm]	Epaisseur
Matériau: S 355			
$f_{ypd} =$	335000,00	[kPa]	Résistance
$f_{upd} =$	450000,00	[kPa]	Résistance ultime du matériau

**ANCRAGE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	640000,00	[kPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	800000,00	[kPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	42	[mm] Diamètre du boulon
$A_s =$	11,20	[cm <sup>2</sup> ] Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	13,85	[cm <sup>2</sup> ] Aire de la section du boulon
$n_H =$	8	Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	8	Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	300; 300; 300; 300	[mm]
Entraxe $e_{Vi} =$	250; 250; 250; 200	[mm]

**Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1 =$	50	[mm]
$L_2 =$	650	[mm]
$L_3 =$	120	[mm]

**Plaque d'ancrage**

$l_p =$	100	[mm]	Longueur
$b_p =$	100	[mm]	Largeur
$t_p =$	10	[mm]	Epaisseur
Matériau: S 235			
$f_y =$	235000,00	[kPa]	Résistance

**Platine**

$l_{wd} =$	130	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	130	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	15	[mm]	Epaisseur

**RAIDISSEUR**

$l_s =$	1800	[mm]	Longueur
$h_s =$	1000	[mm]	Hauteur
$t_s =$	30	[mm]	Epaisseur
$d_1 =$	30	[mm]	Grugeage
$d_2 =$	30	[mm]	Grugeage

**COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

**SEMELLE ISOLEE**

$L =$	3850	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	2022	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	900	[mm]	Hauteur de la semelle

**Béton**

Classe	C40/50		
$f_{ck} =$	40000,00	[kPa]	Résistance caractéristique à la compression

### Mortier de calage

$t_g =$	100	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12000,00	[kPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

### SOUDES

$a_p =$	10	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_s =$	10	[mm]	Raidisseurs

### EFFORTS

Cas: 11: G+1.5V- (1+2+3+4+5+6) \* 1.00+8\*1.50

$N_{j,Ed} =$	1694,64	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	-15,80	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	318,06	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	1061,86	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	-59,33	[kN*m]	Moment fléchissant

### RESULTATS

#### ZONE TENDUE

##### RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b =$	11,20	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} =$	800000,00	[kPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$\beta =$	0,85		Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$				
$F_{t,Rd,s1} =$	548,35	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,s} = F_{t,Rd,s1}$				
$F_{t,Rd,s} =$	548,35	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	

##### RÉSISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = F_{t,Rd,s}$			
$F_{t,Rd} =$	548,35	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à traction

##### FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

###### Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} =$	900	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	900	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	799	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	753,75	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	753,75	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	3774,95	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	2388,00	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	4386,82	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,y} =$	2388,00	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

###### Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} =$	900	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	900	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	799	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	753,75	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	753,75	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	3774,95	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	2388,00	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	4386,82	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,z} =$	2388,00	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

**RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE**

$N_{j,Rd} = 8358,00$	[kN]	Résistance de la semelle à la traction axiale	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$			
$F_{T,Rd,y} = 2388,00$	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$			
$F_{T,Rd,z} = 2388,00$	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

**CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)		$0,20 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,20)
$e_y = 627$	[mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 625$	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 1050$	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 1874,19$	[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)		$0,57 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,57)
$e_z = 35$	[mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 450$	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 825$	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 160,40$	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)		$0,37 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,37)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$		$0,94 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,94)

**CISAILLEMENT****PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE****Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,y}$** 

$\alpha_{d,y} = 0,57$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 0,57$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 2147,73$	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,z}$** 

$\alpha_{d,z} = 1,52$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 1,00$	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]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 3780,00$	[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)]
$A_{vb} = 13,85$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 800000,00$	[kPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$		Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 219,90$	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

**GLISSEMENT DE LA SEMELLE**

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 0,00$	[kN]	Effort de compression [6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 0,00$	[kN]	Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

**CONTROLE DU CISAILLEMENT**

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 6157,13$	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$		$0,00 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,00)
$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 6157,13$	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		$0,05 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,05)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		$0,05 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,05)

**CONTROLE DES RAIDISSEURS****Raidisseurs radiaux**

$M_1 =$	300,91	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	467,62	[kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s =$	176	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	957812,60	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	2391,28	[kPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	29025,31	[kPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	15587,26	[kPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	27103,62	[kPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0,58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1,0$ (6.1)				0,09 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,09)

**SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE**

$\sigma_{\perp} =$	3715,86	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	3715,86	[kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	-98,03	[kPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z\parallel} =$	1495,01	[kPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,90		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0,9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1,0$ (4.1)				0,01 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,01)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{y\parallel}^2 + \tau_{z\parallel}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)				0,02 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,02)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{z\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)				0,02 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,02)

**SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS****Raidisseurs radiaux**

$\sigma_{\perp} =$	63833,09	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	63833,09	[kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	23380,89	[kPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	133935,24	[kPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,90		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)				0,33 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,33)

**SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS****Raidisseurs radiaux**

$\sigma_{\perp} =$	33501,09	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	33501,09	[kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	30943,96	[kPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	85801,38	[kPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,90		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)				0,21 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,21)

**RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE****Moment fléchissant  $M_{j,Ed,y}$** 



$b_{eff} =$	924	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	1707	[mm]	Longueur effective de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$K_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1,275 * E)$				
$K_{13,y} =$	164	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	900	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	799	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$K_{15,y} = 0,850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$K_{15,y} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	572	[mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$K_{16,y} = 1,6 * A_b / L_b$				

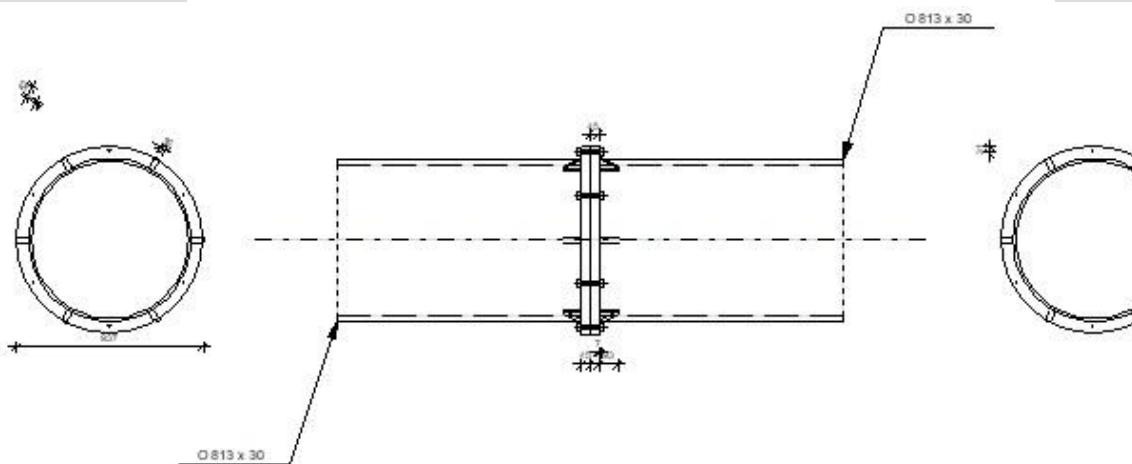
$k_{16,y} =$	3 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,18	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	470012,90 [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	9386231,29 [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$		SEMI-RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]
<b>Moment fléchissant <math>M_{j,Ed,z}</math></b>			
$k_{13,z} = E_c \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 * E)$			
$k_{13,z} =$	196 [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	900 [mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	799 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,z} =$	2 [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	572 [mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$			
$k_{16,z} =$	3 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,18	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	290161,02 [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	9386231,29 [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$		SEMI-RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

**COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:**

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,94
--	-------	------

	Robot Structural Analysis Professional 2025	
	<b>Calcul de l'assemblage des tube/tube par platine</b> EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + SN044a	



## GENERAL

Assemblage N°: 13  
 Nom de l'assemblage: Assemblage tube/tube par platine  
 Noeud de la structure: 109  
 Barres de la structure: 451, 452

## POUTRE DROITE

Profilé: O 813 x 30  
 $d_1 = 813$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $t_1 = 30$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $A_1 = 737,96$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 Matériau: S 355  
 $f_{y1} = 355000,00$  [kPa] Résistance  
 $f_{u1} = 470000,00$  [kPa] Résistance à la traction

## POUTRE GAUCHE

Profilé: O 813 x 30  
 $d_2 = 813$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $t_2 = 30$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $A_2 = 737,96$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 Matériau: S 355  
 $f_{y2} = 355000,00$  [kPa] Résistance  
 $f_{u2} = 470000,00$  [kPa] Résistance à la traction

## PLATINE

$d_p = 937$  [mm] Longueur de la platine  
 $t_p = 45$  [mm] Épaisseur de la platine  
 Matériau: S 235  
 $f_{yp} = 235000,00$  [kPa] Résistance de calcul  
 $f_{up} = 360000,00$  [kPa] Résistance à la traction

## RAIDISSEUR

$l_s =$	93	[mm]	Longueur du raidisseur
$h_s =$	62	[mm]	Hauteur du raidisseur
$t_s =$	30	[mm]	Epaisseur du raidisseur
$c_{1s} =$	7	[mm]	Grugeage
$c_{2s} =$	7	[mm]	Grugeage

## BOULONS

Catégorie d'assemblage D

Classe =	5.6		Classe du boulon
$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	22	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	2,45	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3,14	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	300000,00	[kPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	500000,00	[kPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_b =$	6		Nombre de colonnes des boulons
$e_1 =$	31	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	458	[mm]	Entraxe

## SOUDESURES

$a_w =$	15	[mm]
$a_s =$	15	[mm]

## COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

## EFFORTS

Cas: 9: 1.35G+1.5V+ (1+2+4+3+5+6) \*1.35+7\*1.50

## ETAT LIMITE: ULTIME

$N_{Ed1} =$	-5001,18	[kN]	Effort axial
$N_{Ed2} =$	-4990,89	[kN]	Effort axial

Seuls les efforts axiaux sont pris en compte pour la vérification de l'assemblage

## RESULTATS

### DROITE

#### SECTION

$N_{c,Rd} =$	26197,58	[kN]	Résistance à la compression	$N_{c,Rd} = A_i \cdot f_y$
$ N_{Ed}  \leq N_{c,Rd}$	-5001,18  < 26197,58 <b>vérifié</b>			(0,19)

#### SOUDESURES

#### SOUDESURES D'ANGLE ENTRE UNE PLATINE, LA BARRE ET LES RAIDISSEURS

$A_w =$	494,72	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la soudure	$A_w = \pi \cdot d_1 \cdot a_w + h_s \cdot n_s \cdot 2 \cdot a_s$
$\sigma =$	-101091,75	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	$N_{Ed} / A_w$
$\sigma_{\perp} =$	-71482,66	[kPa]	Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure	$\sigma_{\perp} = \sigma / \sqrt{2}$

$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ -71482,66  < 259200,00$	<b>vérifié</b>	(0,28)
$\tau_{\perp} = -71482,66$ [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$
$\beta_w = 0,80$	Coefficient de corrélation		[Tableau 4.1]
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot \tau_{\perp}^2]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$142965,32 < 360000,00$	<b>vérifié</b>	(0,40)

**SOUDES D'ANGLE ENTRE DES RAIDISSEURS ET LA BARRE**

$A_w = 167,40$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la soudure	$A_w = n_s \cdot l_s \cdot 2 \cdot a_s$	
$\tau_{\parallel} = -67394,50$ [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	$\tau_{\parallel} = N_{Ed,s} / A_w$	
$\beta_w = 0,80$	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]	
$\sqrt{[3 \cdot \tau_{\parallel}^2]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$116730,70 < 360000,00$	<b>vérifié</b>	(0,32)

**GAUCHE****SECTION**

$N_{c,Rd} = 26197,58$ [kN]	Résistance à la compression	$N_{c,Rd} = A_i \cdot f_y$	
$ N_{Ed}  \leq N_{c,Rd}$	$ -4990,89  < 26197,58$	<b>vérifié</b>	(0,19)

**SOUDES****SOUDES D'ANGLE ENTRE UNE PLATINE, LA BARRE ET LES RAIDISSEURS**



$A_w = 494,72$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la soudure	$A_w = \pi \cdot d_2 \cdot a_w + h_s \cdot n_s \cdot 2 \cdot a_s$	
$\sigma = -100883,66$ [kPa]	Contrainte normale dans la soudure	$N_{Ed} / A_w$	
$\sigma_{\perp} = -71335,52$ [kPa]	Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure	$\sigma_{\perp} = \sigma / \sqrt{2}$	
$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ -71335,52  < 259200,00$	<b>vérifié</b>	(0,28)
$\tau_{\perp} = -71335,52$ [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$	
$\beta_w = 0,80$	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]	
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot \tau_{\perp}^2]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$142671,04 < 360000,00$	<b>vérifié</b>	(0,40)

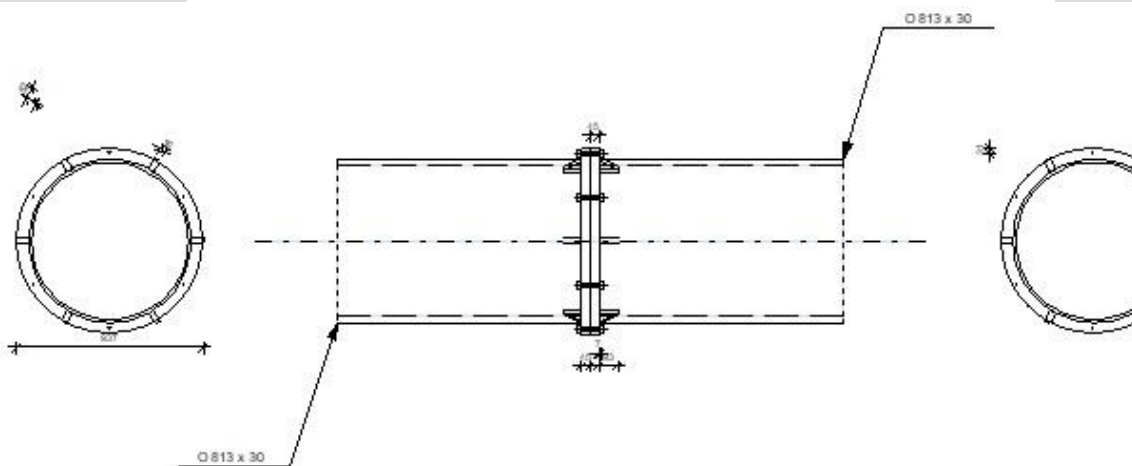
**SOUDES D'ANGLE ENTRE DES RAIDISSEURS ET LA BARRE**

$A_w = 167,40$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la soudure	$A_w = n_s \cdot l_s \cdot 2 \cdot a_s$	
$\tau_{\parallel} = -67255,77$ [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	$\tau_{\parallel} = N_{Ed,s} / A_w$	
$\beta_w = 0,80$	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]	
$\sqrt{[3 \cdot \tau_{\parallel}^2]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$116490,42 < 360000,00$	<b>vérifié</b>	(0,32)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,40

	Robot Structural Analysis Professional 2025	
	<b>Calcul de l'assemblage des tube/tube par platine</b> EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + SN044a	



## GENERAL

Assemblage N°: 11  
 Nom de l'assemblage: Assemblage tube/tube par platine  
 Noeud de la structure: 200  
 Barres de la structure: 447, 448

## POUTRE DROITE

Profilé: Ø 813 x 30  
 $d_1 = 813$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $t_1 = 30$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $A_1 = 737,96$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 Matériau: S 355  
 $f_{y1} = 355000,00$  [kPa] Résistance  
 $f_{u1} = 470000,00$  [kPa] Résistance à la traction

## POUTRE GAUCHE

Profilé: Ø 813 x 30  
 $d_2 = 813$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $t_2 = 30$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $A_2 = 737,96$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 Matériau: S 355  
 $f_{y2} = 355000,00$  [kPa] Résistance  
 $f_{u2} = 470000,00$  [kPa] Résistance à la traction

## PLATINE

$d_p = 937$  [mm] Longueur de la platine  
 $t_p = 45$  [mm] Épaisseur de la platine  
 Matériau: S 235  
 $f_{yp} = 235000,00$  [kPa] Résistance de calcul  
 $f_{up} = 360000,00$  [kPa] Résistance à la traction

## RAIDISSEUR

$l_s =$	93	[mm]	Longueur du raidisseur
$h_s =$	62	[mm]	Hauteur du raidisseur
$t_s =$	30	[mm]	Epaisseur du raidisseur
$c_{1s} =$	7	[mm]	Grugeage
$c_{2s} =$	7	[mm]	Grugeage

## BOULONS

Catégorie d'assemblage D

Classe =	5.6		Classe du boulon
$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	22	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	2,45	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3,14	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	300000,00	[kPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	500000,00	[kPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_b =$	6		Nombre de colonnes des boulons
$e_1 =$	31	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	458	[mm]	Entraxe

## SOUDESURES

$a_w =$	15	[mm]
$a_s =$	15	[mm]

## COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

## EFFORTS

Cas: 9: 1.35G+1.5V+ (1+2+4+3+5+6) \*1.35+7\*1.50

## ETAT LIMITE: ULTIME

$N_{Ed1} =$	-5000,57	[kN]	Effort axial
$N_{Ed2} =$	-4990,06	[kN]	Effort axial

Seuls les efforts axiaux sont pris en compte pour la vérification de l'assemblage

## RESULTATS

### DROITE

#### SECTION

$N_{c,Rd} =$	26197,58	[kN]	Résistance à la compression	$N_{c,Rd} = A_i \cdot f_y$
$ N_{Ed}  \leq N_{c,Rd}$			$  -5000,57   < 26197,58$ vérifié	(0,19)

#### SOUDESURES

#### SOUDESURES D'ANGLE ENTRE UNE PLATINE, LA BARRE ET LES RAIDISSEURS

$A_w =$	494,72	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la soudure	$A_w = \pi \cdot d_1 \cdot a_w + h_s \cdot n_s \cdot 2 \cdot a_s$
$\sigma =$	-101079,30	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	$N_{Ed} / A_w$
$\sigma_{\perp} =$	-71473,86	[kPa]	Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure	$\sigma_{\perp} = \sigma / \sqrt{2}$

$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ -71473,86  < 259200,00$	<b>vérifié</b>	(0,28)
$\tau_{\perp} = -71473,86$ [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$
$\beta_w = 0,80$	Coefficient de corrélation		[Tableau 4.1]
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot \tau_{\perp}^2]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$142947,72 < 360000,00$	<b>vérifié</b>	(0,40)

**SOUDURES D'ANGLE ENTRE DES RAIDISSEURS ET LA BARRE**

$A_w = 167,40$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la soudure	$A_w = n_s \cdot l_s \cdot 2 \cdot a_s$	
$\tau_{II} = -67386,20$ [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	$\tau_{II} = N_{Ed,s} / A_w$	
$\beta_w = 0,80$	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]	
$\sqrt{[3 \cdot \tau_{II}^2]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$116716,32 < 360000,00$	<b>vérifié</b>	(0,32)

**GAUCHE****SECTION**

$N_{c,Rd} = 26197,58$ [kN]	Résistance à la compression	$N_{c,Rd} = A_i \cdot f_y$	
$ N_{Ed}  \leq N_{c,Rd}$	$ -4990,06  < 26197,58$	<b>vérifié</b>	(0,19)

**SOUDURES****SOUDURES D'ANGLE ENTRE UNE PLATINE, LA BARRE ET LES RAIDISSEURS**



$A_w = 494,72$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la soudure	$A_w = \pi \cdot d_2 \cdot a_w + h_s \cdot n_s \cdot 2 \cdot a_s$	
$\sigma = -100866,94$ [kPa]	Contrainte normale dans la soudure	$N_{Ed} / A_w$	
$\sigma_{\perp} = -71323,69$ [kPa]	Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure	$\sigma_{\perp} = \sigma / \sqrt{2}$	
$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ -71323,69  < 259200,00$	<b>vérifié</b>	(0,28)
$\tau_{\perp} = -71323,69$ [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$	
$\beta_w = 0,80$	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]	
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot \tau_{\perp}^2]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$142647,39 < 360000,00$	<b>vérifié</b>	(0,40)

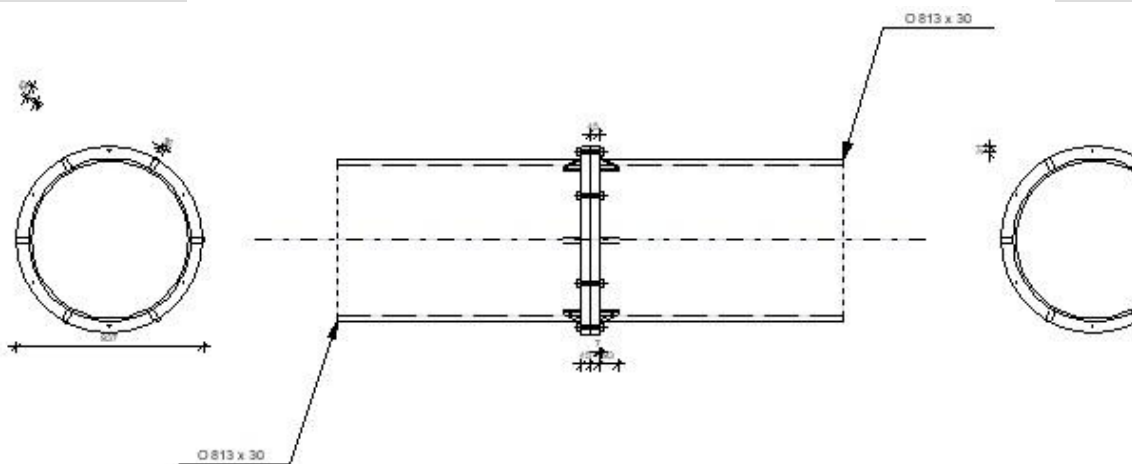
**SOUDURES D'ANGLE ENTRE DES RAIDISSEURS ET LA BARRE**

$A_w = 167,40$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la soudure	$A_w = n_s \cdot l_s \cdot 2 \cdot a_s$	
$\tau_{II} = -67244,62$ [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	$\tau_{II} = N_{Ed,s} / A_w$	
$\beta_w = 0,80$	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]	
$\sqrt{[3 \cdot \tau_{II}^2]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$116471,10 < 360000,00$	<b>vérifié</b>	(0,32)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,40

	Robot Structural Analysis Professional 2025	
	<b>Calcul de l'assemblage des tube/tube par platine</b> EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + SN044a	



## GENERAL

Assemblage N°: 12  
 Nom de l'assemblage: Assemblage tube/tube par platine  
 Noeud de la structure: 201  
 Barres de la structure: 449, 450

## POUTRE DROITE

Profilé: O 813 x 30  
 $d_1 = 813$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $t_1 = 30$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $A_1 = 737,96$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 Matériau: S 355  
 $f_{y1} = 355000,00$  [kPa] Résistance  
 $f_{u1} = 470000,00$  [kPa] Résistance à la traction

## POUTRE GAUCHE

Profilé: O 813 x 30  
 $d_2 = 813$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $t_2 = 30$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $A_2 = 737,96$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 Matériau: S 355  
 $f_{y2} = 355000,00$  [kPa] Résistance  
 $f_{u2} = 470000,00$  [kPa] Résistance à la traction

## PLATINE

$d_p = 937$  [mm] Longueur de la platine  
 $t_p = 45$  [mm] Épaisseur de la platine  
 Matériau: S 235  
 $f_{yp} = 235000,00$  [kPa] Résistance de calcul  
 $f_{up} = 360000,00$  [kPa] Résistance à la traction

## RAIDISSEUR

$l_s =$	93	[mm]	Longueur du raidisseur
$h_s =$	62	[mm]	Hauteur du raidisseur
$t_s =$	30	[mm]	Epaisseur du raidisseur
$c_{1s} =$	7	[mm]	Grugeage
$c_{2s} =$	7	[mm]	Grugeage

### **BOULONS**

Catégorie d'assemblage D

Classe =	5.6		Classe du boulon
$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	22	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	2,45	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3,14	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	300000,00	[kPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	500000,00	[kPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_b =$	6		Nombre de colonnes des boulons
$e_1 =$	31	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	458	[mm]	Entraxe

### **SOUDES**

$a_w =$	15	[mm]
$a_s =$	15	[mm]

### **COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

### **EFFORTS**

---

Cas: 9: 1.35G+1.5V+ (1+2+4+3+5+6) \*1.35+7\*1.50

### **ETAT LIMITE: ULTIME**

$N_{Ed1} =$	-4672,37	[kN]	Effort axial
$N_{Ed2} =$	-4664,13	[kN]	Effort axial

Seuls les efforts axiaux sont pris en compte pour la vérification de l'assemblage

### **RESULTATS**

---

#### **DROITE**

---

#### **SECTION**

$N_{c,Rd} =$	26197,58	[kN]	Résistance à la compression	$N_{c,Rd} = A_i \cdot f_y$
$ N_{Ed}  \leq N_{c,Rd}$	-4672,37  < 26197,58 <b>vérifié</b>			(0,18)

#### **SOUDES**

#### **SOUDES D'ANGLE ENTRE UNE PLATINE, LA BARRE ET LES RAIDISSEURS**

$A_w =$	494,72	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la soudure	$A_w = \pi \cdot d_1 \cdot a_w + h_s \cdot n_s \cdot 2 \cdot a_s$
$\sigma =$	-94445,36	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	$N_{Ed} / A_w$
$\sigma_{\perp} =$	-66782,95	[kPa]	Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure	$\sigma_{\perp} = \sigma / \sqrt{2}$

$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9f_u/\gamma_{M2}$	$ -66782,95  < 259200,00$	<b>vérifié</b>	(0,26)
$\tau_{\perp} = -66782,95$ [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$
$\beta_w = 0,80$	Coefficient de corrélation		[Tableau 4.1]
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2]} \leq f_u/(\beta_w \gamma_{M2})$	$133565,90 < 360000,00$	<b>vérifié</b>	(0,37)

**SOUDES D'ANGLE ENTRE DES RAIDISSEURS ET LA BARRE**

$A_w = 167,40$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la soudure	$A_w = n_s \cdot l_s \cdot 2 \cdot a_s$	
$\tau_{II} = -62963,57$ [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	$\tau_{II} = N_{Ed,s}/A_w$	
$\beta_w = 0,80$	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]	
$\sqrt{[3\tau_{II}^2]} \leq f_u/(\beta_w \gamma_{M2})$	$109056,10 < 360000,00$	<b>vérifié</b>	(0,30)

**GAUCHE****SECTION**

$N_{c,Rd} = 26197,58$ [kN]	Résistance à la compression	$N_{c,Rd} = A_i \cdot f_y$	
$ N_{Ed}  \leq N_{c,Rd}$	$ -4664,13  < 26197,58$	<b>vérifié</b>	(0,18)

**SOUDES****SOUDES D'ANGLE ENTRE UNE PLATINE, LA BARRE ET LES RAIDISSEURS**

$A_w = 494,72$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la soudure	$A_w = \pi \cdot d_2 \cdot a_w + h_s \cdot n_s \cdot 2 \cdot a_s$	
$\sigma = -94278,74$ [kPa]	Contrainte normale dans la soudure	$N_{Ed}/A_w$	
$\sigma_{\perp} = -66665,14$ [kPa]	Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure	$\sigma_{\perp} = \sigma/\sqrt{2}$	
$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9f_u/\gamma_{M2}$	$ -66665,14  < 259200,00$	<b>vérifié</b>	(0,26)
$\tau_{\perp} = -66665,14$ [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$	
$\beta_w = 0,80$	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]	
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2]} \leq f_u/(\beta_w \gamma_{M2})$	$133330,27 < 360000,00$	<b>vérifié</b>	(0,37)

**SOUDES D'ANGLE ENTRE DES RAIDISSEURS ET LA BARRE**

$A_w = 167,40$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la soudure	$A_w = n_s \cdot l_s \cdot 2 \cdot a_s$	
$\tau_{II} = -62852,49$ [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	$\tau_{II} = N_{Ed,s}/A_w$	
$\beta_w = 0,80$	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]	
$\sqrt{[3\tau_{II}^2]} \leq f_u/(\beta_w \gamma_{M2})$	$108863,71 < 360000,00$	<b>vérifié</b>	(0,30)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,37

**Annexe E**  
**Notes de calcul des assemblages sous**  
**Idea Statica**

**Projet :** Verification des Assemblages  
**Projet N° :** 1  
**Auteur :** Meziani Ghiles



## Données du projet

Nom de projet : Verification des Assemblages  
Numéro du projet : 1  
Auteur : Meziani Ghiles  
Description : Membrane inferieure et diagonale de la poutre intermediaire en treillis  
Date : 28/06/2025  
Norme : EN

## Matériau

Acier : S 355

Projet : **Verification des Assemblages**  
 Projet N° : **1**  
 Auteur : **Meziani Ghiles**



### Sections transversales

Nom	Matériau
2 - CHS356,16	S 355
3 - CHS156,6	S 355

### Boulons

Nom	Diamètre [mm]	$f_y$ [MPa]	$f_u$ [MPa]	Superficie brute [mm <sup>2</sup> ]
M39 10.9	39	900,0	1000,0	1195

### Chargements (Équilibre n'est pas exigé)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE4	B1 / Fin	4273,4	-0,1	13,3	0,0	-45,6	-1,1
	M3 / Fin	-632,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	M6 / Fin	-661,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	M5 / Fin	653,1	-0,1	0,0	0,0	0,0	0,0
	M7 / Fin	623,7	-6,0	0,0	0,0	0,0	0,0

### Vérification

#### Résumé

Nom	Valeur	Résultat de la vérification
Analyse	100,0%	OK
Platines	2,5 < 5,0%	OK
Déformation locale	0,8 < 3%	OK
Boulons	99,2 < 100%	OK
Soudures	98,9 < 100%	OK
Voilement	33,99	
GMNA	Calculé	

Projet : **Verification des Assemblages**  
 Projet N° : **1**  
 Auteur : **Meziani Ghiles**



### Platines

Nom	$t_p$ [mm]	Charges	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pl}$ [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Résultat
B1	16,0	LE4	323,2	0,2	0,0	OK
B2	16,0	LE4	325,9	1,5	0,0	OK
M3	6,0	LE4	325,6	1,4	0,0	OK
M5	6,0	LE4	324,7	0,9	0,0	OK
M6	6,0	LE4	326,0	1,5	0,0	OK
M7	6,0	LE4	327,2	2,1	0,0	OK
PP1a	23,5	LE4	327,9	2,5	392,4	OK
PP1b	23,5	LE4	327,1	2,1	392,4	OK
RIB1a	20,0	LE4	308,9	0,0	0,0	OK
RIB1b	20,0	LE4	301,7	0,1	0,0	OK
RIB1c	20,0	LE4	323,1	0,2	0,0	OK
RIB1d	20,0	LE4	302,9	0,1	0,0	OK
RIB1e	20,0	LE4	319,4	0,1	0,0	OK
RIB1f	20,0	LE4	323,1	0,2	0,0	OK
RIB1g	20,0	LE4	305,6	0,0	0,0	OK
RIB1h	20,0	LE4	311,1	0,1	0,0	OK
RIB2a	20,0	LE4	302,3	0,0	0,0	OK
RIB2b	20,0	LE4	323,0	0,1	0,0	OK
RIB2c	20,0	LE4	307,8	0,1	0,0	OK
RIB2d	20,0	LE4	315,3	0,1	0,0	OK
RIB2e	20,0	LE4	313,7	0,1	0,0	OK
RIB2f	20,0	LE4	251,4	0,0	0,0	OK
RIB2g	20,0	LE4	323,1	0,2	0,0	OK
RIB2h	20,0	LE4	319,2	0,2	0,0	OK

### Données de conception

Matériau	$f_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
S 355	355,0	5,0

### Explication des symboles

$t_p$	Épaisseur de platine
$\sigma_{Ed}$	Contrainte équivalente
$\epsilon_{pl}$	Déformation plastique
$\sigma_{c,Ed}$	Contrainte de contact
$f_y$	Limite d'élasticité
$\epsilon_{lim}$	Déformation plastique limite

Projet : **Verification des Assemblages**  
 Projet N° : **1**  
 Auteur : **Meziani Ghiles**



### Résultat détaillé pour PP1a

#### Valeurs de conception utilisées dans l'analyse

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 322,7 \text{ MPa}$$

Où :

$$f_{yk} = 355,0 \text{ MPa} \quad \text{– limite d'élasticité caractéristique}$$

$$\gamma_{M0} = 1,10 \quad \text{– coefficient partiel de sécurité pour matériau en acier EN 1993-1-1 – 6.1}$$

#### Déformation locale

Nom	d <sub>0</sub> [mm]	Charges	δ [mm]	δ <sub>lim</sub> [mm]	δ/d <sub>0</sub> [%]	Résultat de la vérification
B1	356	LE4	0	11	0,1	OK
B2	356	LE4	1	11	0,4	OK
M3	156	LE4	1	5	0,8	OK
M5	156	LE4	0	5	0,2	OK
M6	156	LE4	1	5	0,8	OK
M7	156	LE4	0	5	0,2	OK

#### Explication des symboles

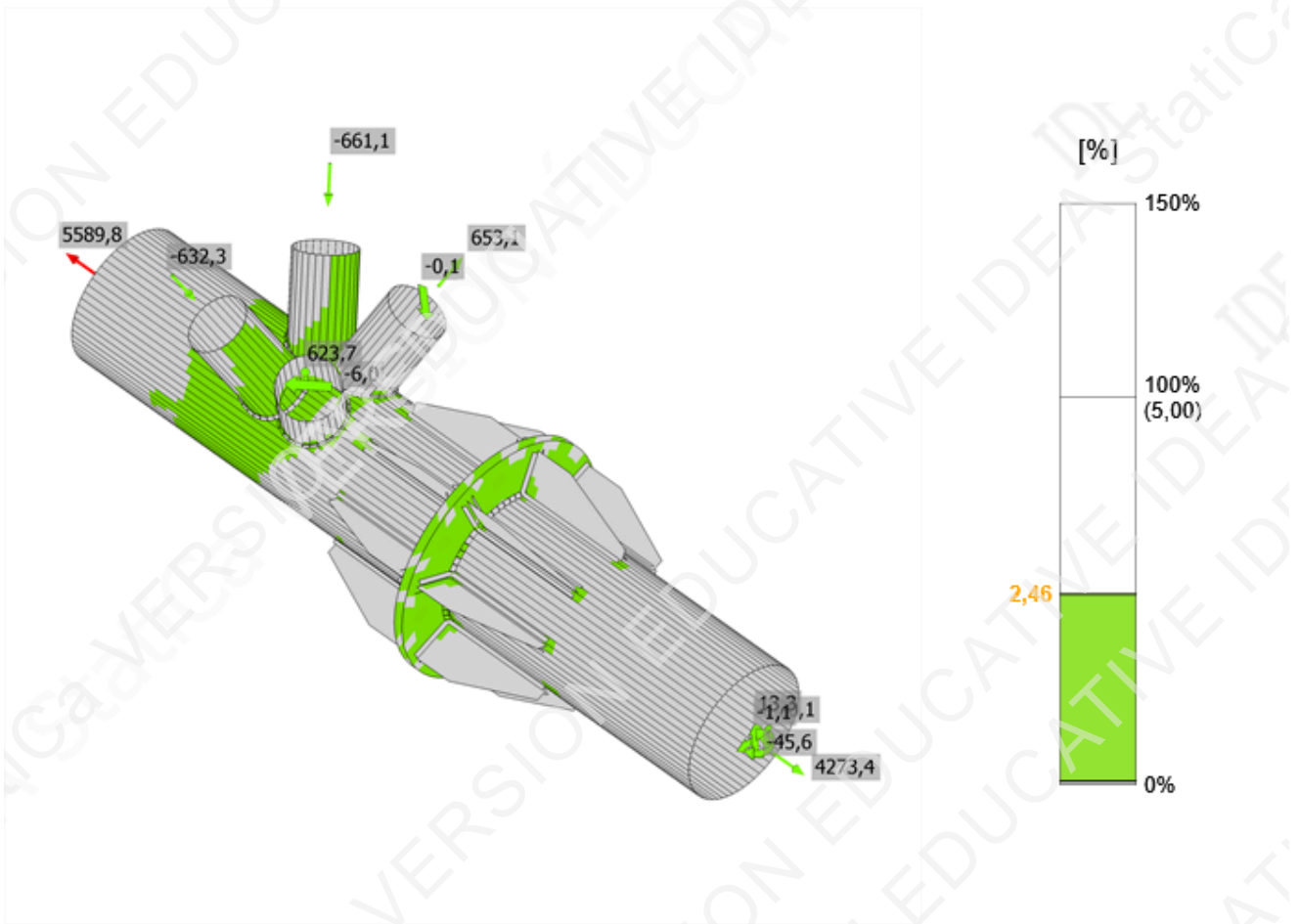
d<sub>0</sub> Taille de la section transversale  
 δ Déformation locale de section transversale  
 δ<sub>lim</sub> Déformation permise

Projet : **Verification des Assemblages**  
Projet N° : **1**  
Auteur : **Meziani Ghiles**



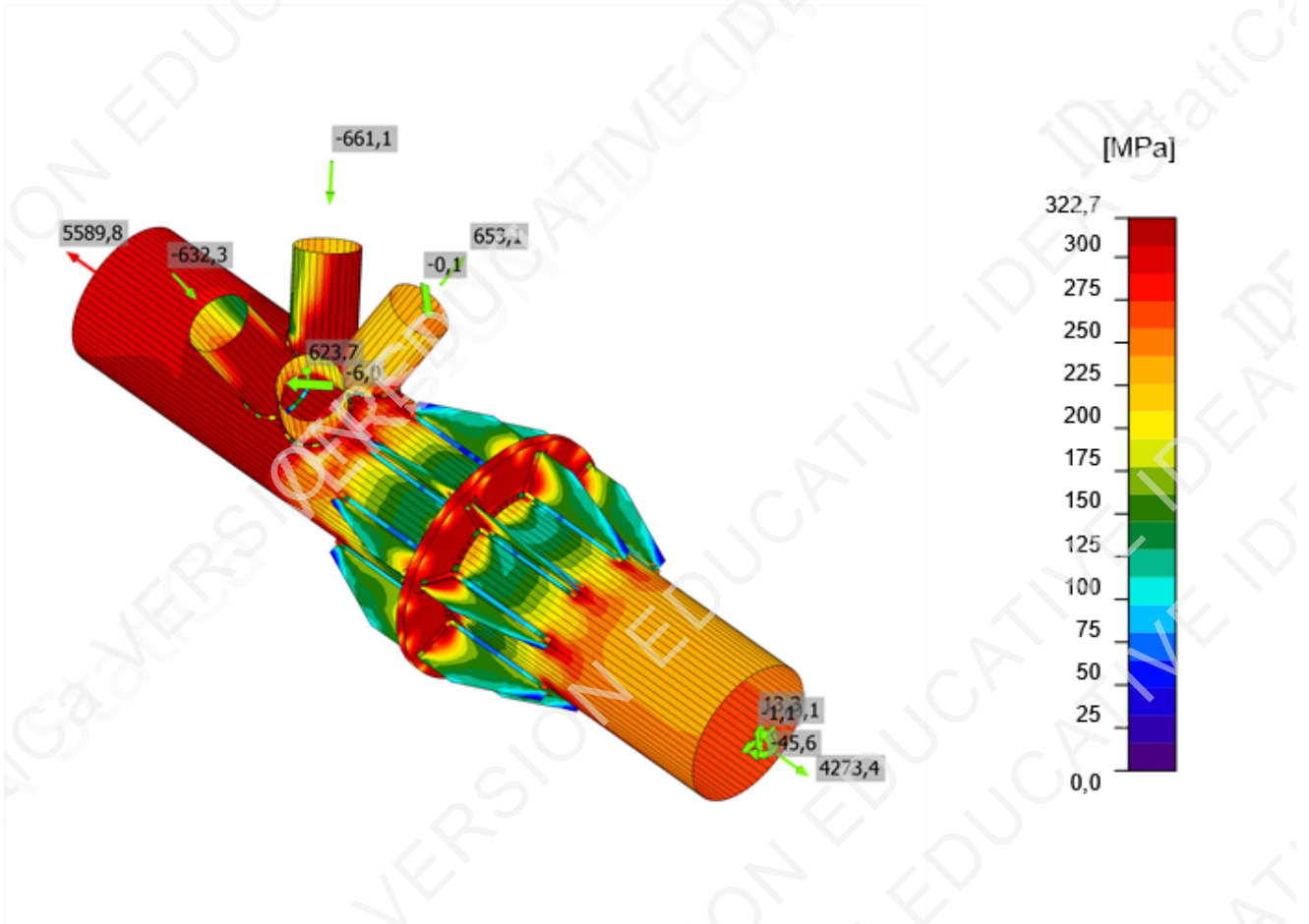
Vérification globale, LE4

Projet : **Verification des Assemblages**  
 Projet N° : **1**  
 Auteur : **Meziani Ghiles**



Vérification de déformation, LE4

Projet : Verification des Assemblages  
 Projet N° : 1  
 Auteur : Meziani Ghiles



Contrainte équivalente, LE4

### Boulons

Forme	Élément	Classe	Charges	$F_{t,Ed}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{b,Rd}$ [kN]	$U_{t_t}$ [%]	$U_{t_s}$ [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Principes de construction	Résultat
	B1	M39 10.9 - 1	LE4	674,6	0,8	464,3	96,0	0,2	68,8	OK	OK
	B2	M39 10.9 - 1	LE4	660,1	2,6	418,9	93,9	0,7	67,8	OK	OK
	B3	M39 10.9 - 1	LE4	648,1	1,9	398,5	92,2	0,5	66,4	OK	OK
	B4	M39 10.9 - 1	LE4	656,0	1,8	395,3	93,4	0,4	67,1	OK	OK
	B5	M39 10.9 - 1	LE4	671,6	0,8	405,0	95,6	0,2	68,5	OK	OK
	B6	M39 10.9 - 1	LE4	690,4	4,8	427,3	98,2	1,2	71,4	OK	OK
	B7	M39 10.9 - 1	LE4	696,8	2,5	403,4	99,2	0,6	71,5	OK	OK
	B8	M39 10.9 - 1	LE4	692,4	1,1	399,9	98,5	0,3	70,7	OK	OK

Projet : **Verification des Assemblages**  
 Projet N° : **1**  
 Auteur : **Meziani Ghiles**

**Données de conception**

Classe	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M39 10.9 - 1	702,7	1097,8	390,4

**Explication des symboles**

$F_{t,Ed}$	Effort de traction
$F_{v,Ed}$	Résultante des efforts de cisaillement Vy et Vz de boulon aux plans de cisaillement
$F_{b,Rd}$	Résistance à la pression diamétrale de platine EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
$U_t$	Usage en traction
$U_s$	Utilisation en cisaillement
$U_{ts}$	Interaction de traction et cisaillement EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
$F_{t,Rd}$	Résistance à la traction de boulon EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
$B_{p,Rd}$	Résistance au cisaillement par poinçonnement EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
$F_{v,Rd}$	Résistance au cisaillement de boulon EN 1993-1-8 – Tab. 3.4

**Résultat détaillé pour B7****Vérification de résistance à la traction** (EN 1993-1-8 – Tableau 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 702,7 \text{ kN} \geq F_{t,Ed} = 696,8 \text{ kN}$$

Où :

$k_2 = 0,90$	– Facteur
$f_{ub} = 1000,0 \text{ MPa}$	– Résistance à la traction ultime du boulon
$A_s = 976 \text{ mm}^2$	– Zone d'effort de traction du boulon
$\gamma_{M2} = 1,25$	– Facteur de sécurité

**Vérification de résistance au poinçonnement** (EN 1993-1-8 – Tableau 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 1097,8 \text{ kN} \geq F_{t,Ed} = 696,8 \text{ kN}$$

Où :

$d_m = 63,2 \text{ mm}$	– Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue
$t_p = 23,5 \text{ mm}$	– Épaisseur de platine
$f_u = 490,0 \text{ MPa}$	– Résistance ultime
$\gamma_{M2} = 1,25$	– Facteur de sécurité

Projet : **Verification des Assemblages**

Projet N° : **1**

Auteur : **Meziani Ghiles**



### Vérification de résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 – Tableau 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 390,4 \text{ kN} \geq F_{v,Ed} = 2,5 \text{ kN}$$

Où :

- $\beta_p = 1,00$  – Facteur de réduction pour fourrure
- $\alpha_v = 0,50$  – Facteur de réduction pour contrainte par cisaillement
- $f_{ub} = 1000,0 \text{ MPa}$  – Résistance à la traction ultime du boulon
- $A = 976 \text{ mm}^2$  – Zone d'effort de traction du boulon
- $\gamma_{M2} = 1,25$  – Facteur de sécurité

### Vérification de résistance à la pression diamétrale (EN 1993-1-8 – Tableau 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u dt}{\gamma_{M2}} = 403,4 \text{ kN} \geq F_{b,Ed} = 2,5 \text{ kN}$$

Où :

- $k_1 = \min(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7, 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7, 2,5) = 2,36$  – Facteur de distance au bord et d'espacement des boulons perpendiculairement à la direction du transfert de charge
- $\alpha_b = \min(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1) = 0,48$  – Facteur de pince et d'espacement des boulons dans la direction du transfert de charge
- $e_2 = 61 \text{ mm}$  – Distance au bord de la platine perpendiculairement à l'effort de cisaillement
- $p_2 = 184 \text{ mm}$  – Entraxe perpendiculairement à l'effort de cisaillement
- $d_0 = 42,0 \text{ mm}$  – Diamètre du trou du boulon
- $e_1 = 60 \text{ mm}$  – Distance au bord de la platine dans la direction de l'effort de cisaillement
- $p_1 = \infty \text{ mm}$  – Entraxe dans la direction de l'effort de cisaillement
- $f_{ub} = 1000,0 \text{ MPa}$  – Résistance à la traction ultime du boulon
- $f_u = 490,0 \text{ MPa}$  – Résistance ultime de platine
- $d = 39,0 \text{ mm}$  – Diamètre nominal de moyen d'assemblage
- $t = 23,5 \text{ mm}$  – Épaisseur de la platine
- $\gamma_{M2} = 1,25$  – Facteur de sécurité

### Usage en traction

$$\frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = 0,99 \leq 1,0$$

Où :

- $F_{t,Ed} = 696,8 \text{ kN}$  – Effort de traction
- $F_{t,Rd} = 702,7 \text{ kN}$  – Résistance à la traction
- $B_{p,Rd} = 1097,8 \text{ kN}$  – Résistance au poinçonnement

Projet : **Verification des Assemblages**  
Projet N° : **1**  
Auteur : **Meziani Ghiles**

**Usage en cisaillement**

$$\max\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}; \frac{F_{b,Ed}}{F_{b,Rd}}\right) = 0,01 \leq 1,0$$

Où :

$$F_{v,Ed} = 2,5 \text{ kN} \quad \text{– Effort de cisaillement (pour platine de cisaillement décisive)}$$

$$F_{v,Rd} = 390,4 \text{ kN} \quad \text{– Résistance au cisaillement}$$

$$F_{b,Ed} = 2,5 \text{ kN} \quad \text{– Effort de pression diamétrale (pour platine décisive)}$$

$$F_{b,Rd} = 403,4 \text{ kN} \quad \text{– Résistance à la pression diamétrale}$$

**Interaction de traction et cisaillement (EN 1993-1-8 – Tableau 3.4)**

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} = 0,71 \leq 1,0$$

Où :

$$F_{v,Ed} = 2,5 \text{ kN} \quad \text{– Effort de cisaillement (pour platine de cisaillement décisive)}$$

$$F_{v,Rd} = 390,4 \text{ kN} \quad \text{– Résistance au cisaillement}$$

$$F_{t,Ed} = 696,8 \text{ kN} \quad \text{– Effort de traction}$$

$$F_{t,Rd} = 702,7 \text{ kN} \quad \text{– Résistance à la traction}$$

Projet : **Verification des Assemblages**  
 Projet N° : **1**  
 Auteur : **Meziani Ghiles**

## Soudures

Élément	Bord	T <sub>w</sub> [mm]	L [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pl}$ [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\parallel}$ [MPa]	Ut [%]	Ut <sub>c</sub> [%]	Principes de construction	Résultat
PP1a	RIB1a	▲ 11,0 ▼	109	LE4	403,5	0,0	142,5	141,9	-165,4	92,6	61,3	OK	OK
		▲ 11,0 ▼											
B1-arc 4	RIB1a	▲ 11,0 ▼	299	LE4	246,8	0,0	52,8	50,0	129,9	56,7	42,8	OK	OK
		▲ 11,0 ▼											
PP1a	RIB1b	▲ 11,0 ▼	109	LE4	355,0	0,0	163,2	174,8	-50,8	81,5	57,4	OK	OK
		▲ 11,0 ▼											
B1-arc 12	RIB1b	▲ 11,0 ▼	299	LE4	239,4	0,0	50,4	47,2	126,6	55,0	43,2	OK	OK
		▲ 11,0 ▼											
PP1a	RIB1c	▲ 11,0 ▼	109	LE4	427,0	0,1	43,4	34,3	-242,8	98,0	66,9	OK	OK
		▲ 11,0 ▼											
B1-arc 20	RIB1c	▲ 11,0 ▼	299	LE4	244,6	0,0	49,3	47,0	130,1	56,2	42,6	OK	OK
		▲ 11,0 ▼											
PP1a	RIB1d	▲ 11,0 ▼	109	LE4	311,1	0,0	138,7	160,8	1,2	71,4	54,1	OK	OK
		▲ 11,0 ▼											
B1-arc 28	RIB1d	▲ 11,0 ▼	299	LE4	268,3	0,0	-28,6	-47,7	146,4	61,6	46,5	OK	OK
		▲ 11,0 ▼											
PP1a	RIB1e	▲ 11,0 ▼	109	LE4	355,2	0,0	128,0	185,2	47,9	81,5	59,0	OK	OK
		▲ 11,0 ▼											

## Annexe E : Notes de calcul des assemblages sous Idea Statica

Projet : Verification des Assemblages

Projet N° : 1

Auteur : Meziani Ghiles



Élément	Bord	$T_w$ [mm]	L [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pl}$ [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\parallel}$ [MPa]	Ut [%]	Ut <sub>c</sub> [%]	Principes de construction	Résultat
		▲ 11,0 ▼	109	LE4	382,0	0,0	169,7	-145,9	133,3	87,7	62,1	OK	OK
B1-arc 36	RIB1e	▲ 11,0 ▼	299	LE4	262,8	0,0	55,7	52,2	138,8	60,3	44,2	OK	OK
		▲ 11,0 ▼	299	LE4	264,8	0,0	51,8	-55,9	-139,1	60,8	44,5	OK	OK
PP1a	RIB1f	▲ 11,0 ▼	109	LE4	411,2	0,0	-15,5	46,1	-232,7	94,4	74,5	OK	OK
		▲ 11,0 ▼	109	LE4	426,9	0,0	52,4	1,3	244,6	98,0	74,6	OK	OK
B1-arc 44	RIB1f	▲ 11,0 ▼	299	LE4	276,3	0,0	59,0	55,1	145,8	63,4	46,1	OK	OK
		▲ 11,0 ▼	299	LE4	277,8	0,0	54,5	-59,1	-145,8	63,8	45,7	OK	OK
PP1a	RIB1g	▲ 11,0 ▼	109	LE4	355,4	0,0	158,8	133,7	-125,8	81,6	55,0	OK	OK
		▲ 11,0 ▼	109	LE4	354,2	0,0	115,0	-139,7	133,8	81,3	53,6	OK	OK
B1-arc 52	RIB1g	▲ 11,0 ▼	299	LE4	267,9	0,0	58,1	54,3	140,9	61,5	44,5	OK	OK
		▲ 11,0 ▼	299	LE4	268,7	0,0	54,4	-58,7	-140,2	61,7	44,8	OK	OK
PP1a	RIB1h	▲ 11,0 ▼	109	LE4	389,4	0,0	144,0	186,8	-93,5	89,4	62,1	OK	OK
		▲ 11,0 ▼	109	LE4	366,5	0,0	131,1	-190,9	-51,1	84,1	60,6	OK	OK
B1-arc 60	RIB1h	▲ 11,0 ▼	299	LE4	263,7	0,0	55,3	51,9	139,5	60,5	45,8	OK	OK
		▲ 11,0 ▼	299	LE4	265,4	0,0	51,4	-55,3	-139,7	60,9	44,6	OK	OK
PP1b	RIB2a	▲ 11,0 ▼	109	LE4	347,7	0,0	159,1	147,1	-101,1	79,8	59,3	OK	OK
		▲ 11,0 ▼	109	LE4	325,3	0,0	148,4	-167,0	-6,3	74,7	55,5	OK	OK
B2-arc 4	RIB2a	▲ 11,0 ▼	299	LE4	261,8	0,0	54,2	49,0	139,5	60,1	44,5	OK	OK

## Annexe E : Notes de calcul des assemblages sous Idea Statica

Projet : Verification des Assemblages

Projet N° : 1

Auteur : Meziani Ghiles



Élément	Bord	$T_w$ [mm]	L [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{PI}$ [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\parallel}$ [MPa]	Ut [%]	Ut <sub>c</sub> [%]	Principes de construction	Résultat
		▲ 11,0 ▼	299	LE4	256,9	0,0	46,2	-52,2	-136,2	59,0	43,8	OK	OK
PP1b	RIB2b	▲ 11,0 ▼	109	LE4	426,8	0,0	32,5	46,3	-241,3	98,0	68,2	OK	OK
		▲ 11,0 ▼	110	LE4	426,9	0,0	42,2	-28,6	243,6	98,0	67,0	OK	OK
B2-arc 12	RIB2b	▲ 11,0 ▼	299	LE4	267,5	0,0	48,7	48,7	143,8	61,4	45,3	OK	OK
		▲ 11,0 ▼	299	LE4	272,3	0,0	47,6	-47,9	-147,2	62,5	44,1	OK	OK
PP1b	RIB2c	▲ 11,0 ▼	109	LE4	363,6	0,0	148,5	189,1	31,2	83,5	58,2	OK	OK
		▲ 11,0 ▼	109	LE4	368,7	0,0	177,0	-174,4	66,6	84,6	57,1	OK	OK
B2-arc 20	RIB2c	▲ 11,0 ▼	299	LE4	261,7	0,0	48,8	46,1	141,1	60,1	42,6	OK	OK
		▲ 11,0 ▼	299	LE4	263,4	0,0	45,9	-48,9	-141,5	60,5	45,4	OK	OK
PP1b	RIB2d	▲ 11,0 ▼	109	LE4	343,9	0,0	138,7	157,9	-89,8	79,0	56,1	OK	OK
		▲ 11,0 ▼	109	LE4	369,5	0,0	192,3	-174,5	52,2	84,8	60,0	OK	OK
B2-arc 28	RIB2d	▲ 11,0 ▼	299	LE4	254,2	0,0	46,9	50,9	134,9	58,4	43,2	OK	OK
		▲ 11,0 ▼	299	LE4	268,8	0,0	54,3	-49,9	-143,6	61,7	46,3	OK	OK
PP1b	RIB2e	▲ 11,0 ▼	109	LE4	376,0	0,0	128,9	195,4	58,3	86,3	60,5	OK	OK
		▲ 11,0 ▼	109	LE4	394,0	0,0	141,4	-181,9	109,6	90,5	62,3	OK	OK
B2-arc 36	RIB2e	▲ 11,0 ▼	299	LE4	279,7	0,0	55,9	51,1	149,8	64,2	47,4	OK	OK
		▲ 11,0 ▼	299	LE4	275,7	0,0	47,1	-52,7	-147,7	63,3	45,6	OK	OK
PP1b	RIB2f	▲ 11,0 ▼	109	LE4	334,6	0,0	103,6	135,8	-123,7	76,8	53,1	OK	OK

Annexe E : Notes de calcul des assemblages sous Idea Statica

Projet : **Verification des Assemblages**  
 Projet N° : **1**  
 Auteur : **Meziani Ghiles**



Élément	Bord	T <sub>w</sub> [mm]	L [mm]	Charges	σ <sub>w,Ed</sub> [MPa]	ε <sub>pl</sub> [%]	σ <sub>⊥</sub> [MPa]	τ <sub>⊥</sub> [MPa]	τ <sub>∥</sub> [MPa]	Ut [%]	Ut <sub>c</sub> [%]	Principes de construction	Résultat
		▲ 11,0 ▼	109	LE4	339,4	0,0	178,6	-162,1	38,6	77,9	53,5	OK	OK
B2-arc 44	RIB2f	▲ 11,0 ▼	299	LE4	308,2	0,0	57,0	55,4	165,9	70,8	49,4	OK	OK
		▲ 11,0 ▼	299	LE4	312,2	0,0	54,5	-56,4	-168,3	71,7	49,4	OK	OK
PP1b	RIB2g	▲ 11,0 ▼	109	LE4	427,7	0,5	12,1	35,6	-244,2	98,2	75,9	OK	OK
		▲ 11,0 ▼	109	LE4	427,6	0,5	36,2	-12,0	245,7	98,2	77,3	OK	OK
B2-arc 52	RIB2g	▲ 11,0 ▼	299	LE4	329,9	0,0	59,6	58,9	177,9	75,8	51,6	OK	OK
		▲ 11,0 ▼	299	LE4	337,4	0,0	59,4	-60,4	-182,0	77,5	54,9	OK	OK
PP1b	RIB2h	▲ 11,0 ▼	109	LE4	426,9	0,0	62,0	84,3	-228,8	98,0	69,9	OK	OK
		▲ 11,0 ▼	109	LE4	426,9	0,0	62,5	-43,1	240,0	98,0	69,2	OK	OK
B2-arc 60	RIB2h	▲ 11,0 ▼	299	LE4	274,7	0,0	48,6	52,0	147,2	63,1	44,4	OK	OK
		▲ 11,0 ▼	299	LE4	289,5	0,0	56,0	-52,3	-155,4	66,5	50,0	OK	OK
PP1a	B1	▲ 12,0	1068	LE4	428,6	1,0	296,0	-155,3	89,0	98,4	92,7	OK	OK
PP1b	B2	▲ 12,0	1068	LE4	428,5	1,0	312,5	-168,1	-19,7	98,4	94,3	OK	OK
B2-arc 14	M3	▲ 8,0	491	LE4	427,9	0,6	-53,0	79,4	-231,9	98,2	64,5	OK	OK
M6-arc 13	M5	▲ 10,0	108	LE4	429,5	1,5	76,2	-187,8	155,9	98,6	85,0	OK	OK
B2-arc 18	M5	▲ 7,0	374	LE4	430,4	2,0	223,4	-146,6	153,6	98,8	83,5	OK	OK
B2-arc 19	M6	▲ 6,0	491	LE4	429,1	1,3	-131,2	66,1	226,4	98,5	89,8	OK	OK
B2-arc 15	M7	▲ 7,0	374	LE4	430,3	2,0	241,1	-149,8	-141,2	98,8	89,1	OK	OK
M3-arc 1	M7	▲ 8,0	108	LE4	430,7	2,2	26,1	-150,8	-197,1	98,9	96,8	OK	OK

**Données de conception**

Matériau	f <sub>u</sub> [MPa]	β <sub>w</sub> [-]	σ <sub>w,Rd</sub> [MPa]	0.9 σ [MPa]
S 355	490,0	0,90	435,6	352,8

Projet : **Verification des Assemblages**  
 Projet N° : **1**  
 Auteur : **Meziani Ghiles**



### Explication des symboles

$T_w$	Épaisseur a
L	Longueur
$\sigma_{w,Ed}$	Contrainte équivalente
$\varepsilon_{pl}$	Déformation
$\sigma_{\perp}$	Contrainte perpendiculaire
$\tau_{\perp}$	Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure
$\tau_{\parallel}$	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
Ut	Utilisation
$U_{t,c}$	Estimation de capacité de la soudure
▲	Soudure d'angle
$f_u$	Résistance ultime de soudure
$\beta_w$	Facteur de corrélation EN 1993-1-8 – Tab. 4.1
$\sigma_{w,Rd}$	Résistance aux contraintes équivalentes
$0,9 \sigma$	Résistance de contrainte perpendiculaire : $0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$

### Résultat détaillé pour M3-arc 1 / M7

#### Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 430,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 82,0 \text{ MPa}$$

où :

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{– Facteur de corrélation EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

#### Usage de contrainte

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} ; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,99 \leq 1,0$$

Où :

$$\sigma_{w,Ed} = 430,7 \text{ MPa} \quad \text{– Contrainte normale maximale transversale à l'axe de la soudure}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 435,6 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance aux contraintes équivalentes}$$

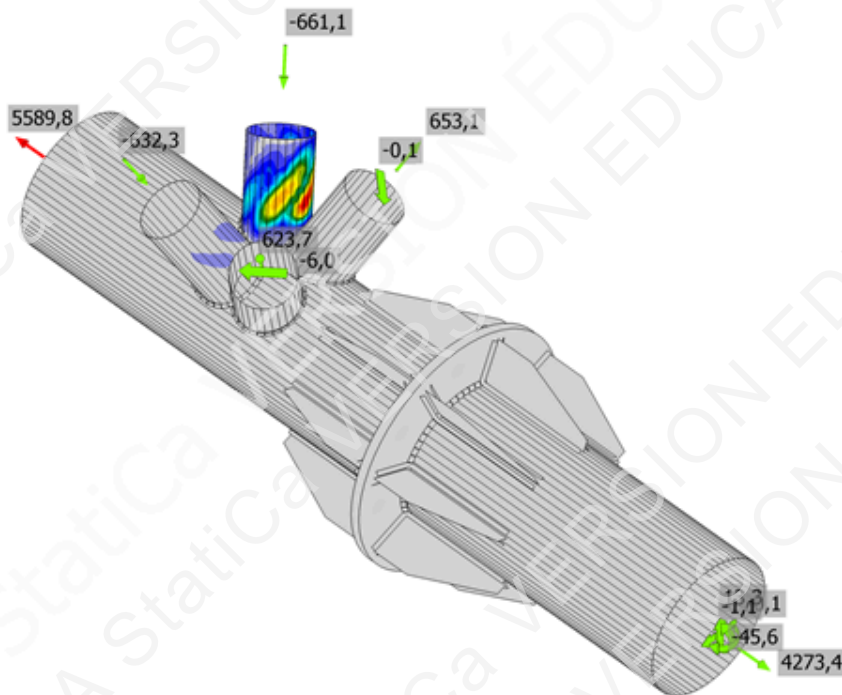
$$\sigma_{\perp} = 82,0 \text{ MPa} \quad \text{– Contrainte normale perpendiculaire à la gorge}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 352,8 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance à la contrainte perpendiculaire}$$

Projet : Verification des Assemblages  
 Projet N° : 1  
 Auteur : Meziani Ghiles

## Voilement

Charges	Forme	Coefficient [-]
LE4	1	33,99
	2	34,16
	3	35,16
	4	35,25
	5	37,68
	6	38,01



Forme du premier module de voilement, LE4

Projet : **Verification des Assemblages**  
 Projet N° : **1**  
 Auteur : **Meziani Ghiles**



## Paramétrage de norme

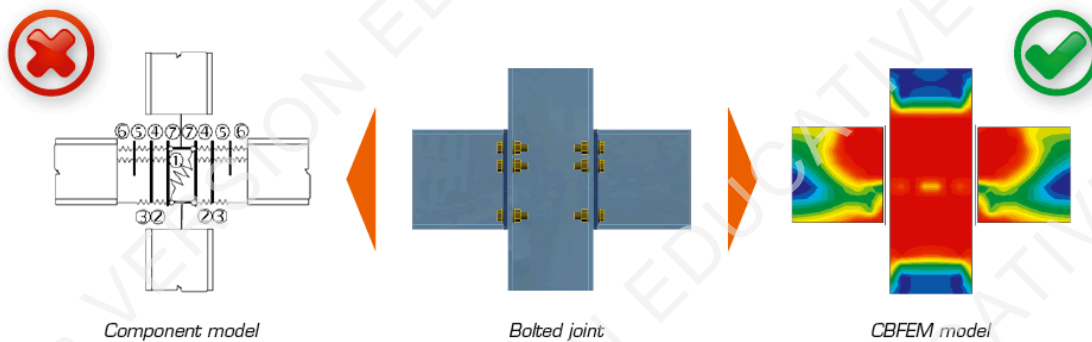
Élément	Valeur	Unité	Référence
Facteur de sécurité $\gamma_{M0}$	1,10	-	EN 1993-1-1 – 6.1
Facteur de sécurité $\gamma_{M1}$	1,00	-	EN 1993-1-1 – 6.1
Facteur de sécurité $\gamma_{M2}$	1,25	-	EN 1993-1-1 – 6.1, EN 1993-1-8 – Tableau 2.1
Facteur de sécurité $\gamma_{M3}$	1,25	-	EN 1993-1-8 – Tableau 2.1
Facteur de sécurité $\gamma_C$	1,50	-	EN 1992-1-1 – 2.4.2.4
Facteur de sécurité $\gamma_{Inst}$	1,20	-	EN 1992-4 – Tableau 4.1
Coefficient du matériau de scellement $\beta_j$	0,67	-	EN 1993-1-8 – 6.2.5(7)
Zone effective – influence de taille de maillage	0,10	-	
Coefficient de frottement - béton	0,25	-	EN 1993-1-8
Coefficient de frottement en résistance au glissement	0,30	-	EN 1993-1-8 – Tableau 3.7
Déformation plastique limite	0,05	-	EN 1993-1-5
Principes de construction	Oui		
Entraxe [d0]	2,20	-	EN 1993-1-8 – Tableau 3.3
Pince [d0]	1,20	-	EN 1993-1-8 – Tableau 3.3
Résistance à l'éclatement du béton	Les deux		
Béton fissuré	Oui		EN 1992-4
Vérification de déformation locale	Oui		
Limite de déformation locale	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 – 1.1
Non-linéarité géométrique (GMNA)	Oui		Grandes déformations des sections creuses
Structure contreventée	Oui		EN 1993-1-8 – 5.2.2.5

Projet : Verification des Assemblages  
 Projet N° : 1  
 Auteur : Meziani Ghiles

## Theoretical Background

### CBFEM versus Component method

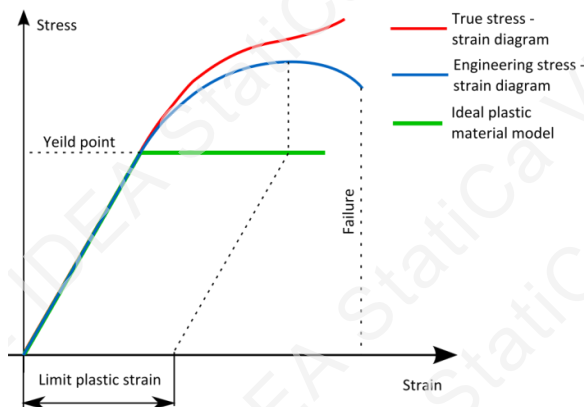
The weak point of standard Component method is in analyzing of internal forces and stress in a joint. CBFEM replaces specific analysis of internal forces in joint with general FEA.



Check methods of specific components like bolts or welds are done according to standard Component method (Eurocode). For the fasteners – bolts and welds – special FEM components had to be developed to model the welds and bolts behaviour in joint. All parts of 1D members and all additional plates are modelled as plate/walls. These elements are made of steel (metal in general) and the behaviour of this material is significantly nonlinear.

The real stress-strain diagram of steel is replaced by the ideal plastic material for design purposes in building practice. The advantage of ideal plastic material is, that only yield strength and modulus of elasticity must be known to describe the material curve. The granted ductility of construction steel is 15 %. The real usable value of limit plastic strain is 5% for ordinary design (1993-1-5 appendix C paragraph C.8 note 1).

The stress in steel cannot exceed the yield strength when using the ideal elastic-plastic stress-strain diagram.



Real tension curve and the ideal elastic-plastic diagram of material

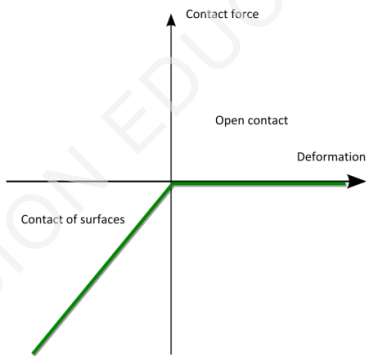
CBFEM method aims to model the real state precisely. Meshes of plates / walls are not merged, no intersections are generated between them, unlike it is used when modelling structures and buildings. Mesh of finite elements is generated on each individual plate independently on mesh of other plates.

Between the meshes, special massless force interpolation constraints are added. They ensure the connection between the edge of one plate and the surface or edge of the other plate.

This unique calculation model provides very good results – both for the point of view of precision and of the analysis speed. The method is protected by patent.

The steel base plate is placed loosely on the concrete foundation. It is a contact element in the analysis model – the connection resists compression fully, but does not resist tension.

Projet : **Verification des Assemblages**  
 Projet N° : **1**  
 Auteur : **Meziani Ghiles**

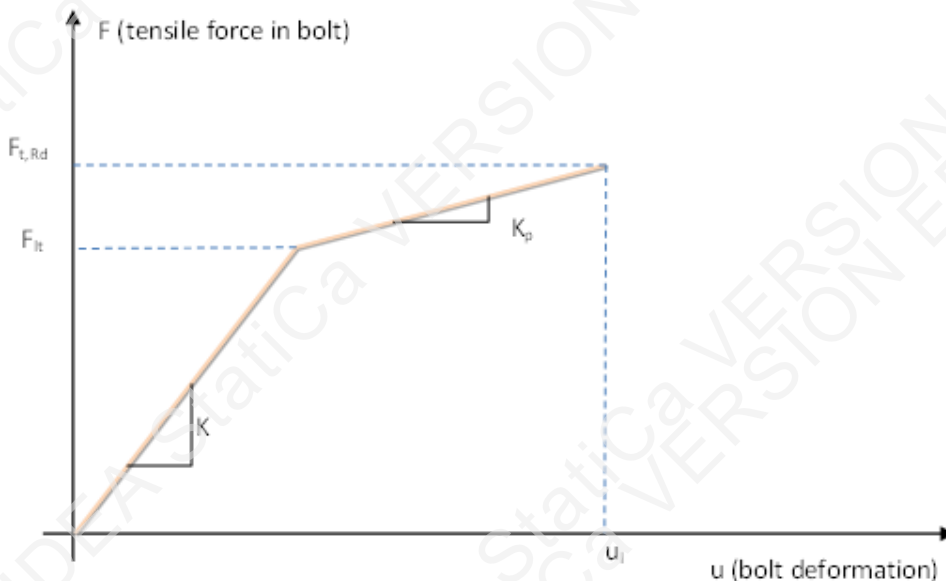


*Stress-strain diagram of contact between the concrete block and the base plate*

Welds are modelled using a special elastoplastic element, which is added to the interpolation links between the plates. The element respects the weld throat thickness, position and orientation. The plasticity state is controlled by stresses in the weld throat section. The plastic redistribution of stress in welds allows for stress peaks to be redistributed along the longer part of the weld.

Bolted connection consists of two or more clasped plates and one or more bolts. Plates are placed loosely on each other. A contact element is inserted between plates in the analysis model, which acts only in compression. No forces are carried in tension.

Shear force is taken by bearing. Special model for its transferring in the force direction only is implemented. IDEA StatiCa Connection can check bolts for interaction of shear and tension. The bolt behavior is implemented according to the following picture.

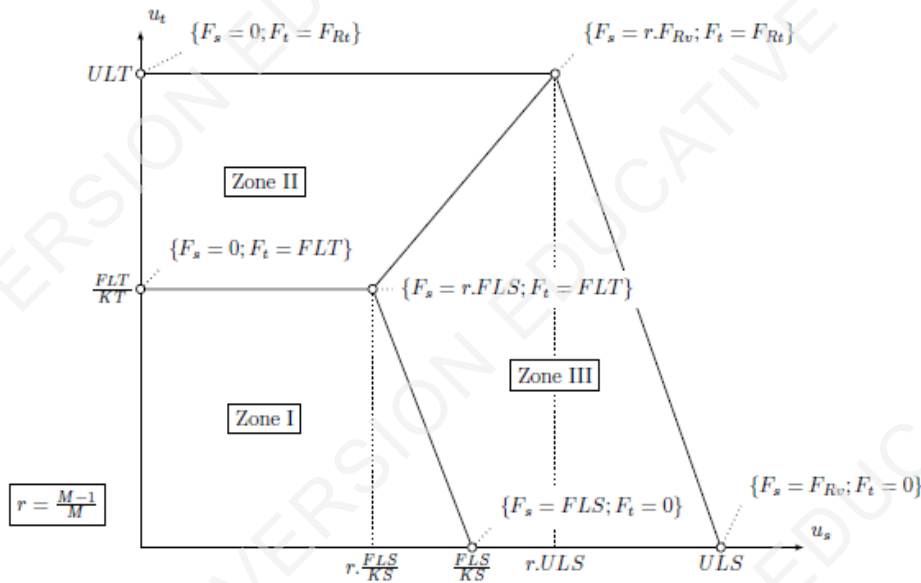


*Bolt – tension*

Symbols explanation:

- $K$  – linear stiffness of bolt,
- $K_p$  – stiffness of bolt at plastic branch,
- $F_{lt}$  – limit force for linear behaviour of bolt,
- $F_{t,Rd}$  – limit bolt resistance,
- $u_l$  – limit deformation of bolt.

Projet : **Verification des Assemblages**  
 Projet N° : **1**  
 Auteur : **Meziani Ghiles**



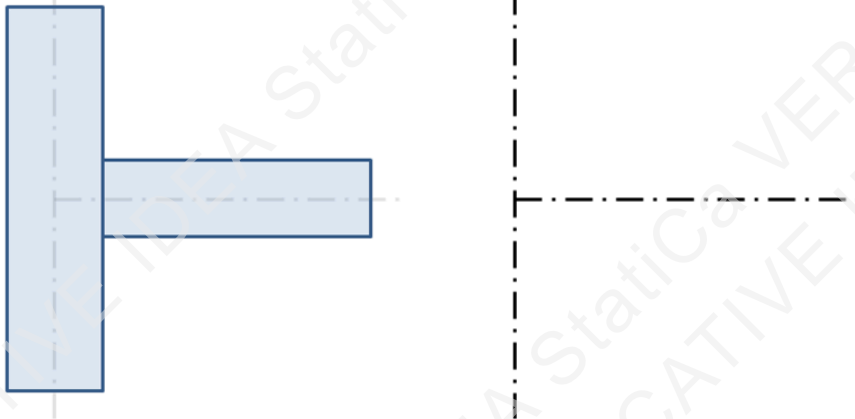
**Bolt – interaction of shear and tension**

The concrete block in CBFEM is modelled using Winkler-Pasternak subsoil model. The stiffness of subsoil is determined using modulus of elasticity of concrete and effective height of subsoil. The concrete block is not designed by CBFEM method.

**Loads**

End forces of member of the frame analysis model are transferred to the ends of member segments. Eccentricities of members caused by the joint design are respected during load transfer.

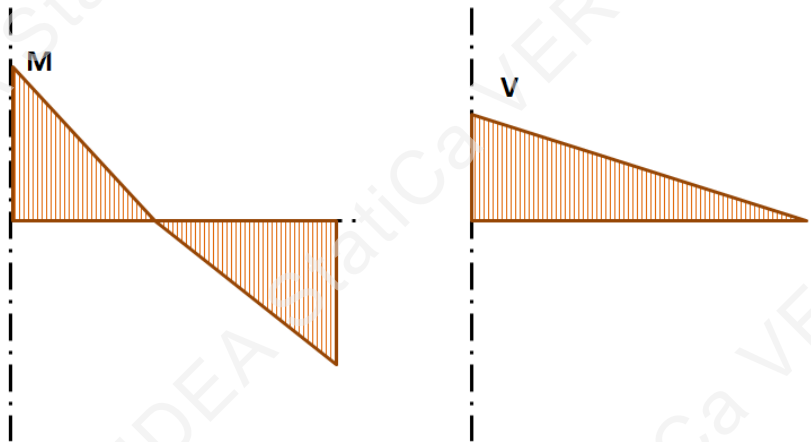
The analysis model created by CBFEM method corresponds to the real joint very precisely, whereas the analysis of internal forces is performed on very idealised 3D FEM 1D model, where individual beams are modelled using centrelines and the joints are modelled using immaterial nodes.



*Joint of a vertical column and a horizontal beam*

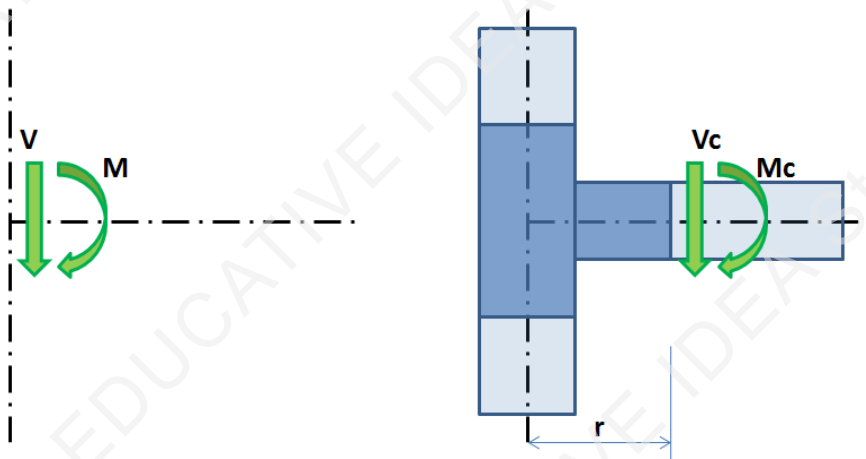
Internal forces are analysed using 1D members in 3D model. There is an example of courses of internal forces in the following picture.

Projet : Verification des Assemblages  
 Projet N° : 1  
 Auteur : Meziani Ghiles



Internal forces in horizontal beam.  $M$  and  $V$  are the end forces at joint.

The effects caused by member on the joint are important to design the joint (connection). The effects are illustrated in the following picture.



Effects of the member on the joint. CBFEM model is drawn in dark blue color.

Moment  $M$  and shear force  $V$  act in a theoretical joint. The point of theoretical joint does not exist in CBFEM model, thus the load cannot be applied here. The model must be loaded by actions  $M$  and  $V$ , which have to be transferred to the end of segment in the distance  $r$ .

$$M_c = M - V \cdot r$$

$$V_c = V$$

In CBFEM model, the end section of segment is loaded by moment  $M_c$  and force  $V_c$ .

## Welds

### Design resistance

The stress in the throat section of fillet weld is determined according to EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3:

$$\sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5}$$

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2})$$

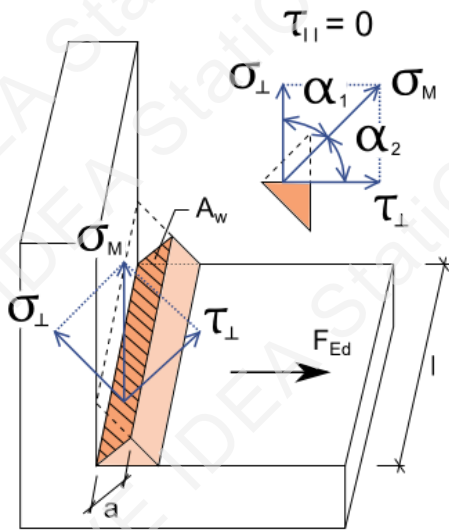
$$0.9 \cdot \sigma_{w,Rd} = f_u / \gamma_{M2}$$

### Weld utilisation

$$U_t = \min(\sigma_{w,Ed}/\sigma_{w,Rd}; \sigma_{\perp}/0.9 \cdot \sigma_{w,Rd})$$

$\beta_w$  – correlation factor – Tab. 4.1

Projet : Verification des Assemblages  
 Projet N° : 1  
 Auteur : Meziani Ghiles



## Bolts

Design tension resistance of bolt:  $F_{t,Rd} = 0.9 f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$ .

Design shear resistance at punching of bolt head or nut EN 1993-1-8:  $B_{p,Rd} = 0.6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$ .

Design shear resistance per one shear plane:  $F_{v,Rd} = \alpha_v f_{ub} A / \gamma_{M2}$ .

Design bearing resistance of plate EN 1993-1-8:  $F_{b,Rd} = k_1 a_b f_u d t / \gamma_{M2}$ .

Utilisation in tension [%]:  $U_{tt} = F_{t,Ed} / \min(F_{t,Rd}, B_{p,Rd})$ .

Utilisation in shear [%]:  $U_{ts} = V / \min(F_{v,Rd}, F_{b,Rd})$ .

Interaction of shear and tension [%]:  $U_{tts} = (V / F_{v,Rd}) + (F_{t,Ed} / 1.4 F_{t,Rd})$ .

where

- $A$  – gross cross-section of the bolt or tensile stress area of the bolt if threads are intercepted by shear area,
- $A_s$  – tensile stress area of the bolt,
- $f_{ub}$  – ultimate tensile strength,
- $d_m$  – bolt head diameter,
- $d$  – bolt diameter,
- $t_p$  – plate thickness under the bolt head/nut,
- $f_u$  – ultimate steel strength,
- $\alpha_v = 0.6$  for classes (4.6, 5.6, 8.8)
- $\alpha_v = 0.5$  for classes (4.8, 5.8, 6.8, 10.9),
- $k_1 \leq 2.5$  – factor from Table 3.4,
- $a_b \leq 1.0$  – factor from Table 3.4,
- $F_{t,Ed}$  – design tensile force in bolt,
- $V$  – resultant of shear forces in bolt.

## Preloaded bolts

The design slip resistance of a preloaded class 8.8 or 10.9 bolt is subjected to an applied tensile force,  $F_{t,Ed}$ .

Preloading force to be used EN 1993-1-8 – 3.9 (3.7)

$$F_{p,C} = 0.7 f_{ub} A_s$$

Design slip resistance per bolt EN 1993-1-8 3.9 – (3.8)

$$F_{s,Rd} = k_s n \mu (F_{p,C} - 0.8 F_{t,Ed}) / \gamma_{M3}$$

Utilisation in shear [%]:

$$U_{ts} = V / F_{s,Rd} \text{ where}$$

- $A_s$  – tensile stress area of the bolt,
- $f_{ub}$  – ultimate tensile strength,
- $k_s$  – coefficient given in Table 3.6;  $k_s = 1$ ,
- $\mu$  – slip factor obtained,
- $n$  – number of the friction surfaces. Check is calculated for each friction surface separately,
- $\gamma_{M3}$  – safety factor,

Projet : Verification des Assemblages  
 Projet N° : 1  
 Auteur : Meziani Ghiles



- $V$  – shear force,
- $F_{t,Ed}$  – design tensile force in bolt.

## Anchors

Anchors are checked according to EN 1992-4. The following checks are performed:

- Tensile steel resistance (Cl. 7.2.1.3) is checked for each individual anchor.
- Concrete cone failure resistance (Cl. 7.2.1.4) is checked for an anchor or a group of anchors loaded in tension with a common concrete cone.
- Pull-out resistance (Cl. 7.2.1.5) is checked for each individual anchor with washer plate.
- Concrete blowout resistance (Cl. 7.2.1.8) is checked for a group of anchors with washer plates near a concrete edge.
- Anchor shear steel resistance (Cl. 7.2.2.3) is checked for each individual anchor. Anchoring with stand-off: direct is considered as shear without lever arm (Cl. 7.2.2.3.1), and anchoring with stand-off: mortar joint is considered as shear with lever arm (Cl. 7.2.2.3.2).
- Concrete pryout failure (Cl. 7.2.2.4) is checked for a group of anchors.
- Concrete edge failure (Cl. 7.2.2.5) is checked for a group of anchors near a concrete edge. It is assumed that the full shear load acting on a base plate is transferred via this group of anchors.

Note that pull-out and combined pull-out and concrete failures of bonded anchors are not checked due to missing values of shear strength of glue. Concrete splitting failure is not checked due to missing splitting forces of post-installed anchor. These checks, if relevant, must be verified by anchor manufacturer.

## Anchors with stand-off

Anchor with stand-off is designed as a bar element loaded by shear force, bending moment, and compressive or tensile force. The bar element is designed according to EN 1993-1-1. The linear interaction of tension (compression) and bending moment is assumed.

## Concrete block

Concrete resistance at concentrated compression:

$$F_{jd} = \beta_j k_j f_{ck} / \gamma_c$$

Average stress under the base plate:

$$\sigma = N / A_{eff}$$

Utilisation in compression [%]:

$$U_t = \sigma / F_{jd}$$

where

- $f_{ck}$  – characteristic compressive concrete strength,
- $\beta_j = 0.67$  – foundation joint material coefficient,
- $k_j$  – concentration factor,
- $\gamma_c$  – safety factor,
- $A_{eff}$  – effective area, on which the column force  $N$  is distributed.

## Shear in concrete block

1. Shear is transferred only by friction:

$$V_{Rd,y} = N \cdot C_f$$

$$V_{Rd,z} = N \cdot C_f$$

2. Shear is transferred by shear iron:

$$V_{Rd,y} = A_{vy} \cdot f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})$$

$$V_{Rd,z} = A_{vz} \cdot f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})$$

Plates of shear lug, welds to the base plate and concrete in bearing are checked.

3. Shear is transferred by anchors:

Anchors loaded in shear are checked according to EN 1992-4.

Utilisation in shear [%]:

$$U_t = \min (V_y / V_{Rd,y}, V_z / V_{Rd,z})$$

where

- $A_{vy}$  – shear area of shear iron cross-section,
- $A_{vz}$  – shear area of shear iron cross-section,
- $f_y$  – yield strength,

**Projet :** Verification des Assemblages

**Projet N° :** 1

**Auteur :** Meziani Ghiles



- $\gamma_{M0}$  – safety factor,
- $V_y$  – shear force component in the base plate plane in y-direction,
- $V_z$  – shear force component in the base plate plane in z-direction,
- $N$  – compressive force perpendicular to the base plate,
- $C_f$  – coefficient of friction between steel and concrete.

Projet :  
 Projet N° :  
 Auteur :

## Élément du projet N651

### Conception

Nom N651  
 Description  
 Analyse Contrainte, déformation/ charges en équilibre

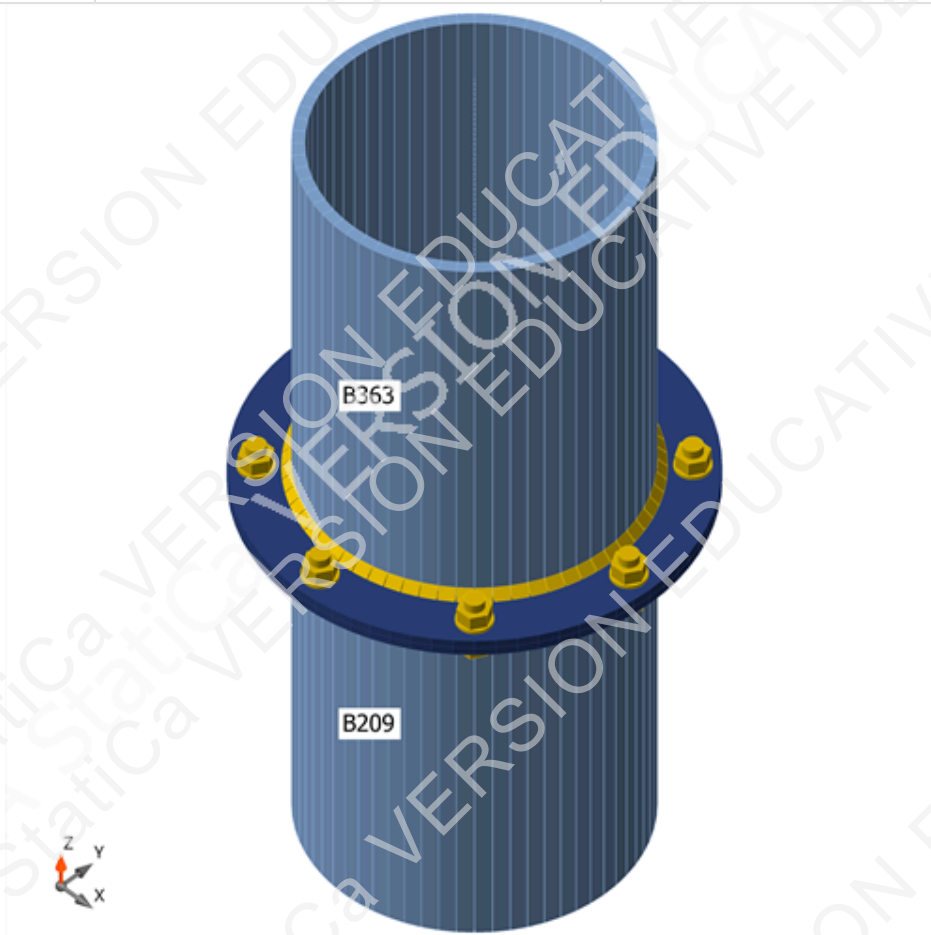
### Éléments

#### Géométrie

Nom	Section transversale	$\beta$ – Direction [°]	$\gamma$ – Angle [°]	$\alpha$ – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]
B209	6 - O 813 x 30	0,0	90,0	0,0	0	0	0
B363	6 - O 813 x 30	0,0	90,0	0,0	0	0	0

#### Appuis et efforts

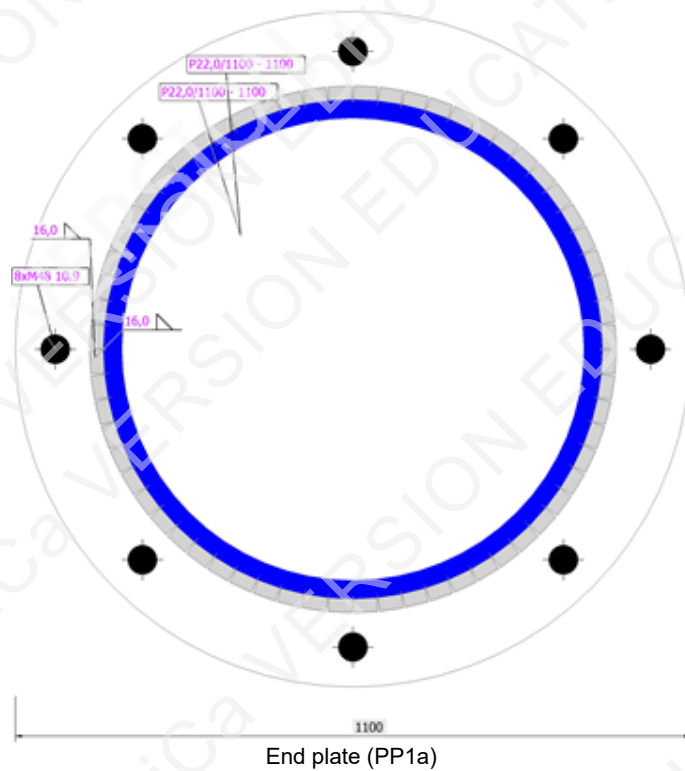
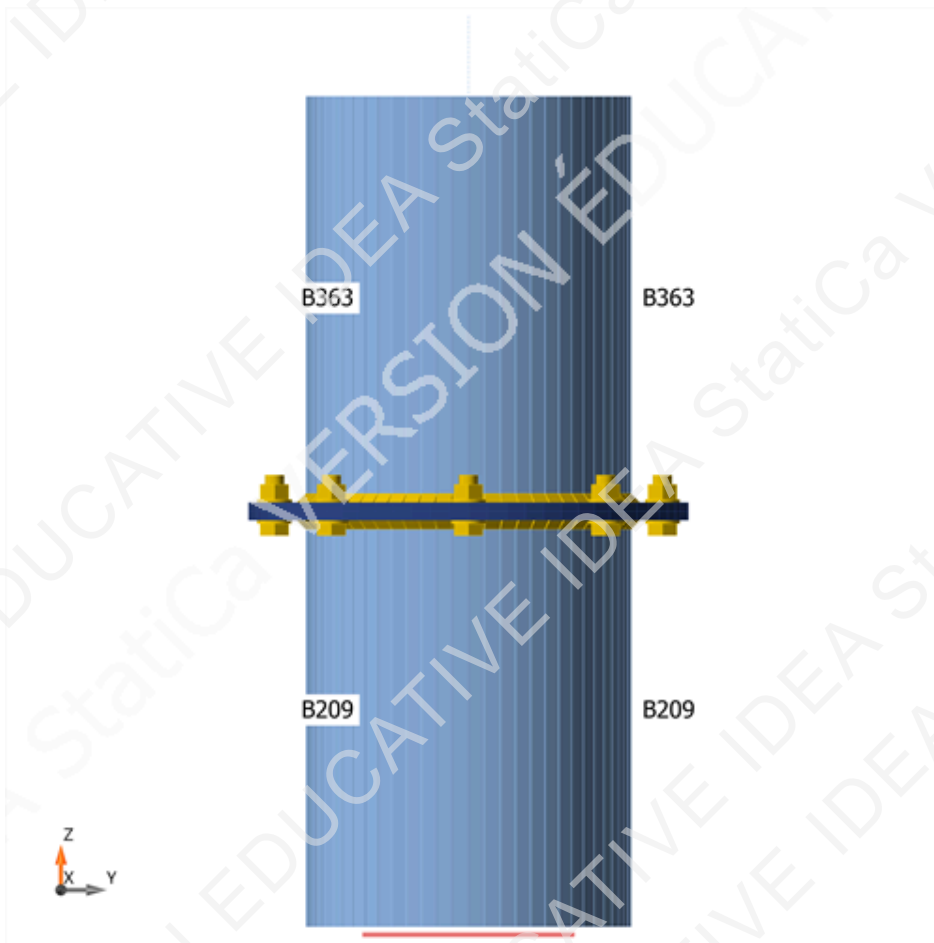
Nom	Appui	Efforts dans	X [mm]
B209 / fin	N-Vy-Vz-Mx-My-Mz	Position	0
B363 / fin		Position	0



Projet :  
Projet N° :  
Auteur :



Projet :  
 Projet N° :  
 Auteur :



Projet :

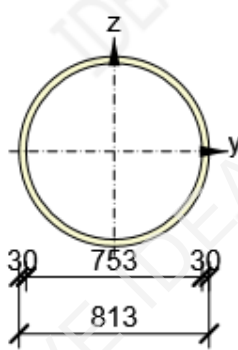
Projet N° :

Auteur :

## Sections transversales

Nom	Matériau
6 - O 813 x 30	S 355

## Sections transversales

Nom	Matériau	Dessin
6 - O 813 x 30	S 355	

## Boulons

Nom	Diamètre [mm]	$f_y$ [MPa]	$f_u$ [MPa]	Superficie brute [mm <sup>2</sup> ]
M48 10.9	48	900,0	1000,0	1810

## Chargements (efforts en équilibre)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
NonlinCombi-1.35G+1.5V+-9(1)	B209 / Début	3747,6	0,0	314,4	0,0	574,2	-0,2
	B363 / Fin	-3762,0	0,0	42,2	0,0	-574,2	0,2
NonlinCombi-G+1.5V--11(2)	B209 / Début	129,4	0,0	-319,0	0,1	-1283,0	-0,3
	B363 / Fin	-108,0	0,0	-115,2	-0,1	1283,0	0,3
NonlinCombi-1.35G+1.5E-14(5)	B209 / Début	2509,2	0,0	243,9	0,0	541,1	-0,2
	B363 / Fin	-2520,1	0,0	39,8	0,0	-541,1	0,2

## Efforts non équilibrés

Nom	X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
NonlinCombi-1.35G+1.5V+-9(1)	-356,6	0,0	-14,3	0,0	0,0	0,0
NonlinCombi-G+1.5V--11(2)	434,3	0,0	21,4	0,0	0,0	0,0
NonlinCombi-1.35G+1.5E-14(5)	-283,7	0,0	-11,0	0,0	0,0	0,0

Projet :  
 Projet N° :  
 Auteur :



## Vérification

### Résumé

Nom	Valeur	Résultat de la vérification
Analyse	100,0%	OK
Platines	2,1 < 5,0%	OK
Déformation locale	0,1 < 3%	OK
Boulons	96,0 < 100%	OK
Soudures	98,6 < 100%	OK
Voilement	31,95	
GMNA	Calculé	

### Platines

Nom	$t_p$ [mm]	Charges	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pl}$ [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Résultat
B209	30,0	NonlinCombi-G+1.5V--11(2)	330,6	0,0	0,0	OK
B363	30,0	NonlinCombi-G+1.5V--11(2)	331,7	0,0	0,0	OK
PP1a	22,0	NonlinCombi-G+1.5V--11(2)	359,2	2,0	280,8	OK
PP1b	22,0	NonlinCombi-G+1.5V--11(2)	359,4	2,1	280,8	OK

### Données de conception

Matériau	$f_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
S 355	355,0	5,0

### Explication des symboles

$t_p$	Épaisseur de platine
$\sigma_{Ed}$	Contrainte équivalente
$\epsilon_{pl}$	Déformation plastique
$\sigma_{c,Ed}$	Contrainte de contact
$f_y$	Limite d'élasticité
$\epsilon_{lim}$	Déformation plastique limite

### Résultat détaillé pour PP1b

#### Valeurs de conception utilisées dans l'analyse

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 355,0 \text{ MPa}$$

Où :

$$f_{yk} = 355,0 \text{ MPa} \quad \text{-- limite d'élasticité caractéristique}$$

$$\gamma_{M0} = 1,00 \quad \text{-- coefficient partiel de sécurité pour matériau en acier EN 1993-1-1 – 6.1}$$

Projet :

Projet N° :

Auteur :

### Déformation locale

Nom	$d_0$ [mm]	Charges	$\delta$ [mm]	$\delta_{lim}$ [mm]	$\delta/d_0$ [%]	Résultat de la vérification
B209	813	NonlinCombi-G+1.5V--11(2)	1	24	0,1	OK
B363	813	NonlinCombi-G+1.5V--11(2)	1	24	0,1	OK

### Explication des symboles

- $d_0$  Taille de la section transversale  
 $\delta$  Déformation locale de section transversale  
 $\delta_{lim}$  Déformation permise

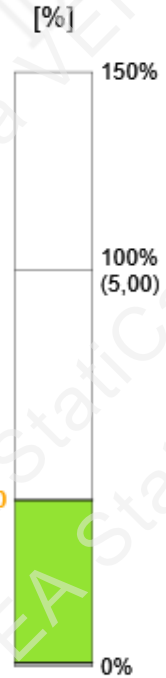
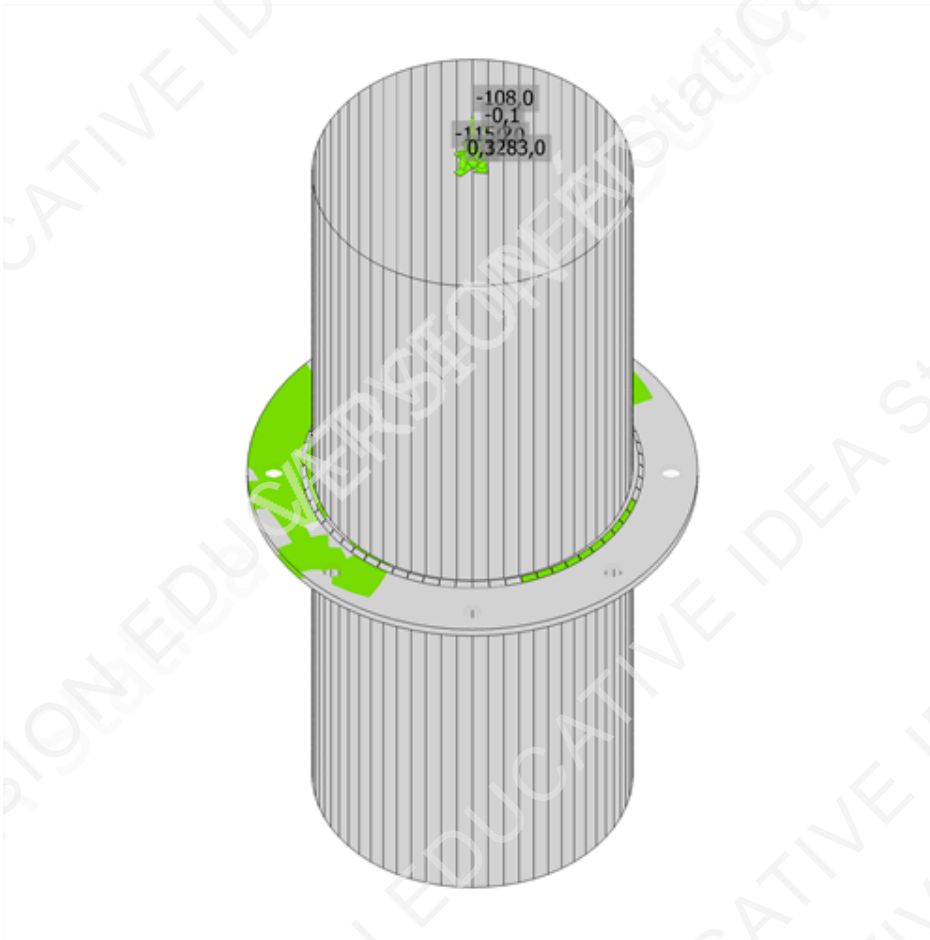


Vérification globale, NonlinCombi-G+1.5V--11(2)

Projet :

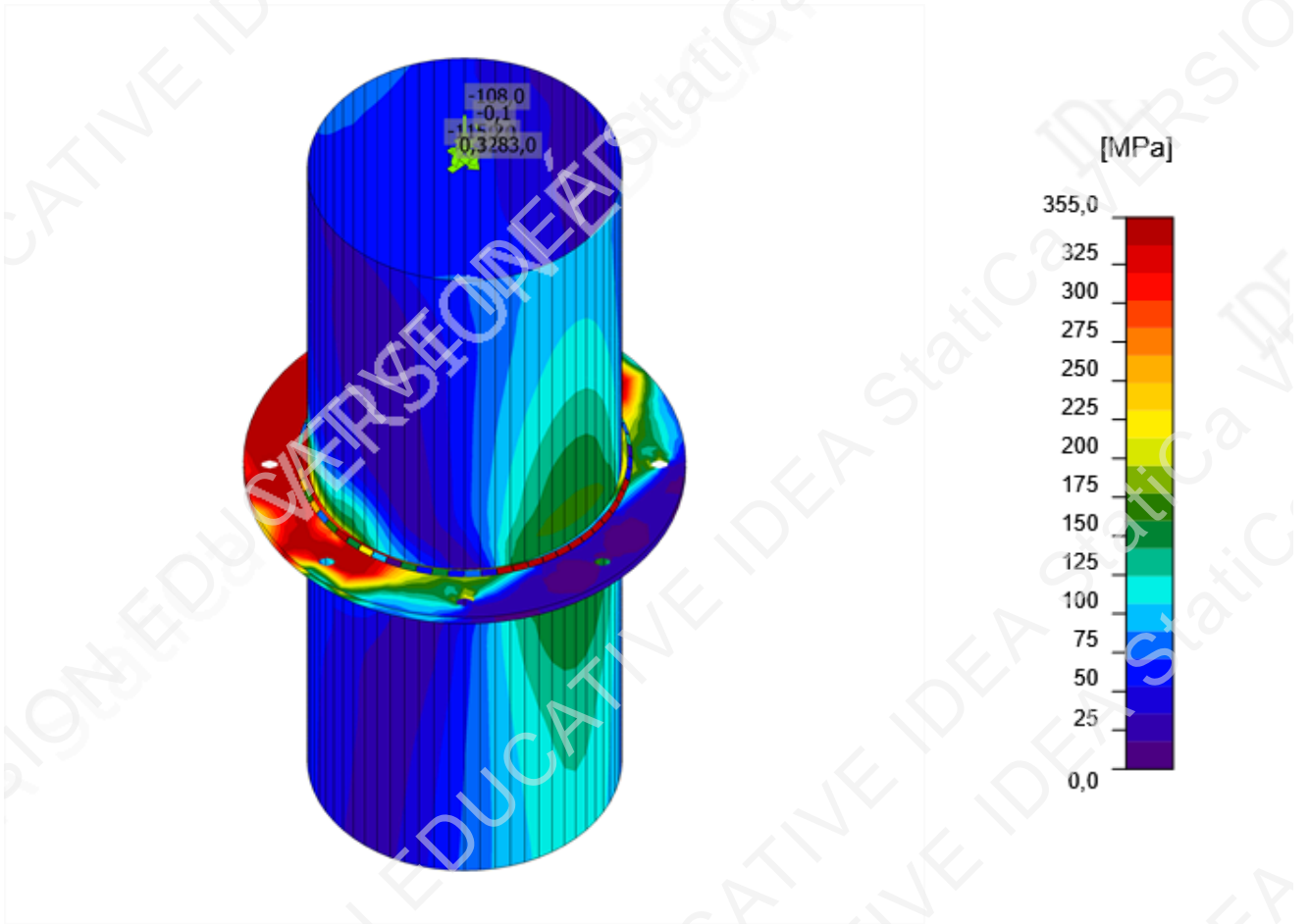
Projet N° :

Auteur :



Vérification de déformation, NonlinCombi-G+1.5V--11(2)


Projet :  
Projet N° :  
Auteur :



Contrainte équivalente, NonlinCombi-G+1.5V--11(2)

Projet :  
 Projet N° :  
 Auteur :

## Boulons

Forme	Élément	Classe	Charges	$F_{t,Ed}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{b,Rd}$ [kN]	$U_{t_t}$ [%]	$U_{t_s}$ [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Principes de construction	Résultat
	B1	M48 10.9 - 1	NonlinCombi- G+1.5V- -11(2)	943,6	20,3	556,9	89,0	3,7	67,0	OK	OK
	B2	M48 10.9 - 1	NonlinCombi- G+1.5V- -11(2)	1001,0	11,6	351,5	94,4	3,3	69,4	OK	OK
	B3	M48 10.9 - 1	NonlinCombi- G+1.5V- -11(2)	1017,6	8,7	439,2	96,0	2,0	70,0	OK	OK
	B4	M48 10.9 - 1	NonlinCombi- G+1.5V- -11(2)	1001,5	11,5	351,4	94,4	3,3	69,4	OK	OK
	B5	M48 10.9 - 1	NonlinCombi- G+1.5V- -11(2)	951,9	20,3	554,5	89,7	3,7	67,6	OK	OK
	B6	M48 10.9 - 1	NonlinCombi- G+1.5V- -11(2)	105,2	15,3	338,2	9,9	4,5	9,7	OK	OK
	B7	M48 10.9 - 1	NonlinCombi- G+1.5V- -11(2)	4,1	12,2	439,2	0,4	2,8	2,4	OK	OK
	B8	M48 10.9 - 1	NonlinCombi- G+1.5V- -11(2)	102,6	15,4	338,4	9,7	4,5	9,5	OK	OK

### Données de conception

Classe	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M48 10.9 - 1	1060,6	1281,0	589,2

### Explication des symboles

- $F_{t,Ed}$  Effort de traction  
 $F_{v,Ed}$  Résultante des efforts de cisaillement  $V_y$  et  $V_z$  de boulon aux plans de cisaillement  
 $F_{b,Rd}$  Résistance à la pression diamétrale de platine EN 1993-1-8 – Tab. 3.4  
 $U_{t_t}$  Usage en traction  
 $U_{t_s}$  Utilisation en cisaillement  
 $U_{t_{ts}}$  Interaction de traction et cisaillement EN 1993-1-8 – Tab. 3.4  
 $F_{t,Rd}$  Résistance à la traction de boulon EN 1993-1-8 – Tab. 3.4  
 $B_{p,Rd}$  Résistance au cisaillement par poinçonnement EN 1993-1-8 – Tab. 3.4  
 $F_{v,Rd}$  Résistance au cisaillement de boulon EN 1993-1-8 – Tab. 3.4

### Résultat détaillé pour B3

Projet :

Projet N° :

Auteur :

**Vérification de résistance à la traction** (EN 1993-1-8 – Tableau 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 1060,6 \text{ kN} \geq F_{t,Ed} = 1017,6 \text{ kN}$$

Où :

- $k_2 = 0,90$  – Facteur
- $f_{ub} = 1000,0 \text{ MPa}$  – Résistance à la traction ultime du boulon
- $A_s = 1473 \text{ mm}^2$  – Zone d'effort de traction du boulon
- $\gamma_{M2} = 1,25$  – Facteur de sécurité

**Vérification de résistance au poinçonnement** (EN 1993-1-8 – Tableau 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 1281,0 \text{ kN} \geq F_{t,Ed} = 1017,6 \text{ kN}$$

Où :

- $d_m = 78,8 \text{ mm}$  – Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue
- $t_p = 22,0 \text{ mm}$  – Épaisseur de platine
- $f_u = 490,0 \text{ MPa}$  – Résistance ultime
- $\gamma_{M2} = 1,25$  – Facteur de sécurité

**Vérification de résistance au cisaillement** (EN 1993-1-8 – Tableau 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 589,2 \text{ kN} \geq F_{v,Ed} = 8,7 \text{ kN}$$

Où :

- $\beta_p = 1,00$  – Facteur de réduction pour fourrure
- $\alpha_v = 0,50$  – Facteur de réduction pour contrainte par cisaillement
- $f_{ub} = 1000,0 \text{ MPa}$  – Résistance à la traction ultime du boulon
- $A = 1473 \text{ mm}^2$  – Zone d'effort de traction du boulon
- $\gamma_{M2} = 1,25$  – Facteur de sécurité

Projet :

Projet N° :

Auteur :

**Vérification de résistance à la pression diamétrale (EN 1993-1-8 – Tableau 3.4)**

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 439,2 \text{ kN} \geq F_{b,Ed} = 8,7 \text{ kN}$$

Où :

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7, 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7, 2,5\right) = 2,50$$

– Facteur de distance au bord et d'espacement des boulons perpendiculairement à la direction du transfert de charge

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = 0,42$$

– Facteur de pince et d'espacement des boulons dans la direction du transfert de charge

$$e_2 = 79 \text{ mm}$$

– Distance au bord de la platine perpendiculairement à l'effort de cisaillement

$$p_2 = \infty \text{ mm}$$

– Entraxe perpendiculairement à l'effort de cisaillement

$$d_0 = 51,0 \text{ mm}$$

– Diamètre du trou du boulon

$$e_1 = 65 \text{ mm}$$

– Distance au bord de la platine dans la direction de l'effort de cisaillement

$$p_1 = \infty \text{ mm}$$

– Entraxe dans la direction de l'effort de cisaillement

$$f_{ub} = 1000,0 \text{ MPa}$$

– Résistance à la traction ultime du boulon

$$f_u = 490,0 \text{ MPa}$$

– Résistance ultime de platine

$$d = 48,0 \text{ mm}$$

– Diamètre nominal de moyen d'assemblage

$$t = 22,0 \text{ mm}$$

– Épaisseur de la platine

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

– Facteur de sécurité

**Usage en traction**

$$\frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = 0,96 \leq 1,0$$

Où :

$$F_{t,Ed} = 1017,6 \text{ kN} \quad \text{– Effort de traction}$$

$$F_{t,Rd} = 1060,6 \text{ kN} \quad \text{– Résistance à la traction}$$

$$B_{p,Rd} = 1281,0 \text{ kN} \quad \text{– Résistance au poinçonnement}$$

**Usage en cisaillement**

$$\max\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}; \frac{F_{b,Ed}}{F_{b,Rd}}\right) = 0,02 \leq 1,0$$

Où :

$$F_{v,Ed} = 8,7 \text{ kN} \quad \text{– Effort de cisaillement (pour platine de cisaillement décisive)}$$

$$F_{v,Rd} = 589,2 \text{ kN} \quad \text{– Résistance au cisaillement}$$

$$F_{b,Ed} = 8,7 \text{ kN} \quad \text{– Effort de pression diamétrale (pour platine décisive)}$$

$$F_{b,Rd} = 439,2 \text{ kN} \quad \text{– Résistance à la pression diamétrale}$$

Projet :

Projet N° :

Auteur :



## Interaction de traction et cisaillement (EN 1993-1-8 – Tableau 3.4)

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} = 0,70 \leq 1,0$$

Où :

 $F_{v,Ed} = 8,7 \text{ kN}$  – Effort de cisaillement (pour platine de cisaillement décisive)

 $F_{v,Rd} = 589,2 \text{ kN}$  – Résistance au cisaillement

 $F_{t,Ed} = 1017,6 \text{ kN}$  – Effort de traction

 $F_{t,Rd} = 1060,6 \text{ kN}$  – Résistance à la traction

## Soudures

Élément	Bord	T <sub>w</sub> [mm]	L [mm]	Charges	σ <sub>w,Ed</sub> [MPa]	ε <sub>pl</sub> [%]	σ <sub>⊥</sub> [MPa]	T <sub>⊥</sub> [MPa]	T <sub>∥</sub> [MPa]	U <sub>t</sub> [%]	U <sub>t,c</sub> [%]	Principes de construction	Résultat
PP1a	B209	▲ 16,0	2459	NonlinCombi-G+1.5V-11(2)	429,3	1,4	-219,4	213,0	3,8	98,6	79,5	OK	OK
PP1b	B363	▲ 16,0	2459	NonlinCombi-G+1.5V-11(2)	428,9	1,2	-221,0	212,2	-4,5	98,5	74,5	OK	OK

## Données de conception

Matériau	f <sub>u</sub> [MPa]	β <sub>w</sub> [-]	σ <sub>w,Rd</sub> [MPa]	0.9 σ [MPa]
S 355	490,0	0,90	435,6	352,8

## Explication des symboles

T <sub>w</sub>	Épaisseur a
L	Longueur
σ <sub>w,Ed</sub>	Contrainte équivalente
ε <sub>pl</sub>	Déformation
σ <sub>⊥</sub>	Contrainte perpendiculaire
T <sub>⊥</sub>	Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure
T <sub>∥</sub>	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
U <sub>t</sub>	Utilisation
U <sub>t,c</sub>	Estimation de capacité de la soudure
▲	Soudure d'angle
f <sub>u</sub>	Résistance ultime de soudure
β <sub>w</sub>	Facteur de corrélation EN 1993-1-8 – Tab. 4.1
σ <sub>w,Rd</sub>	Résistance aux contraintes équivalentes
0.9 σ	Résistance de contrainte perpendiculaire : 0,9*f <sub>u</sub> /γ <sub>M2</sub>

Projet :

Projet N° :

Auteur :

**Résultat détaillé pour PP1a / B209****Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)**

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 429,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 219,4 \text{ MPa}$$

où :

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{– Facteur de corrélation EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

**Usage de contrainte**

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} ; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,99 \leq 1,0$$

Où :

$$\sigma_{w,Ed} = 429,3 \text{ MPa} \quad \text{– Contrainte normale maximale transversale à l'axe de la soudure}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 435,6 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance aux contraintes équivalentes}$$

$$\sigma_{\perp} = -219,4 \text{ MPa} \quad \text{– Contrainte normale perpendiculaire à la gorge}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 352,8 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance à la contrainte perpendiculaire}$$

**Vérification des principes de construction**

- Soudure est trop petit. Épaisseur devrait être supérieur ou égal à 27,6 mm où la rupture de la soudure doit être évitée en vue de ductilité. (FprEN 1993-1-8:2023 – 6.9(4))

# Bibliographie

- [1] Radio Algérie Multimédia, “Stade de tizi-ouzou bientôt inauguré : les fans de la jsk s’en félicitent,” 2024. Le DJS mentionné dans son rôle dans la préparation et la livraison de l’infrastructure.
- [2] Algérie Presse Service (APS), “Le stade hocine aït ahmed homologué par la caf,” 2024. Rappelle que le stade a été inauguré le 10 juillet 2024.
- [3] Atalayar, “El nuevo estadio de tizi ouzou sufre retrasos : consorcio etrhb–haddad y fcc,” 09 2014. Presse éco : rappel du consorcio ETRHB–FCC sur le projet.
- [4] FCC Construcción, “Fcc construcción se adjudica la construcción del estadio de tizi ouzou en argelia,” 07 2009. Communiqué officiel : groupement avec ETRHB Haddad pour le stade de Tizi-Ouzou.
- [5] StadiumDB, “Stade de tizi ouzou (hocine aït ahmed stadium),” 2016. Fiche projet : historique du chantier, retrait de FCC et remplacement par MAPA Inṣaat.
- [6] Dzair Daily, “Stade de tizi ouzou : Cosider chargé d’achever les travaux.” <https://www.dzairdaily.com/>, Sept. 2020. Consulté en 2025.
- [7] TSA Algérie, “Stade de tizi ouzou : un joyau architectural qui rend hommage à la kabylie,” 2024. Précise que le stade a été dessiné par l’architecte Omar Malki (DUNE Architecture).
- [8] A. Ghemmouri and L. Ait Mansour, “Étude de la toiture du nouveau stade de boukhalfa tizi ouzou : présentation du projet et étude au vent, modélisation numérique et vérification,” Master’s thesis, Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, Tizi Ouzou, Algérie, 2016. Mémoire de Master, département de Génie Civil.
- [9] StadiumDB, “Stade de tizi ouzou (hocine aït ahmed stadium),” 2016. Consulté en 2025.
- [10] CEN, “En 1993-1-1 :2005+a1 :2014 eurocode 3 — design of steel structures — part 1-1 : General rules and rules for buildings.” European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2014.
- [11] CEN, “En 10025-2 : Produits laminés à chaud en aciers de construction – partie 2 : Conditions techniques de livraison pour les aciers non alliés de construction,” 2005.
- [12] M. Sadeghinia and al., “Enhancing the tensile properties and ductile-brittle transition of s355 structural steel,” *Materials*, vol. 17, no. 9, p. 1958, 2024. Consulté en 2025.
- [13] SteelProGroup, “S355 | high strength structural steel.” Site industriel, 2023. Consulté en 2025.
- [14] AZoM, “Structural steel - s235, s275, s355 chemical composition, mechanical properties and common applications.” AZoM Materials, 2012. Consulté en 2025.
- [15] N. Vani and C. Desodt, “Structures à câbles.” Culture Sciences de l’Ingénieur, École Normale Supérieure Paris-Saclay, 2019. Consulté en 2025.
- [16] Macalloy, “Macalloy 520 bar system – mechanical properties.” Site officiel de Macalloy, 2025. Consulté en 2025.
- [17] Autodesk, “Autocad – logiciel de conception assistée par ordinateur (cao),” 2025. Consulté en 2025.

- 
- [18] CEN, *Eurocode 1 : Actions sur les structures*. Bruxelles : Comité Européen de Normalisation, 2002. EN 1991-1-1 à EN 1991-1-7.
- [19] CEN, *Eurocode 0 : Bases de calcul des structures*. Bruxelles : Comité Européen de Normalisation, 2002. EN 1990.
- [20] Ministère de l’Habitat, de l’Urbanisme et de la Ville, *Règles Parasismiques Algériennes RPA 2024*. Alger, Algérie : Comité Technique Scientifique et Technique du Bâtiment (CTSTB), 2024. Titre II, Chapitre 2 : Analyse et modélisation de la structure.
- [21] CEN - European Committee for Standardization, *Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance – Part 1 : General rules, seismic actions and rules for buildings (EN 1998-1)*. Brussels, Belgium : CEN, 2004. Chapitre 3 : Modélisation et analyse globale.
- [22] Ministère de l’Habitat et de l’Urbanisme and CTC Algérie, *RNV-A 2013 — Règlement Neige et Vent Algérien (DTR C 2-4.7) : Actions du vent sur les constructions*. 2013. Document réglementaire national.
- [23] CEN, “En 1991-1-4 :2005+a1 :2010 eurocode 1 — actions on structures — part 1-4 : General actions — wind actions.” European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2010.
- [24] Ministère de l’Habitat et de l’Urbanisme, Algérie, *RNV 2013 DTR-C-2-47 : Règles Neige et Vent – Actions climatiques sur les constructions*. 2013. Tableau 2.6.3 : Valeurs des coefficients de frottement, extrait du document technique réglementaire.
- [25] Autodesk, *Robot Structural Analysis Professional – User Guide*. Autodesk Inc., 2022. Disponible sur : <https://help.autodesk.com/view/RSAPRO/2022/FRA/>.
- [26] Autodesk, *Robot Structural Analysis 2024 Help – Types of Structures*, 2024. Consulté en 2025.
- [27] D. S. Project, “Study of steel structure made of prs elements — comparative analysis with conventional rolled sections,” Master’s thesis, Dlubal GmbH / Projet de fin d’études, 2022. Mise en lumière d’une réduction de poids de 20 pour cent.
- [28] CEN, *Eurocode 0 : Basis of Structural Design (EN 1990 :2002)*. Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2002. Clause 6.4.3.2 : Snow loads and wind actions need not be considered simultaneously with construction loads.
- [29] G. H. E. Board, “Volume 2.8 – poutres treillis.” Handbook on Glued Laminated Timber, 2023. Consulté en 2025.
- [30] CEN, *Eurocode 3 : Design of steel structures – Part 3-1 : Towers, masts and chimneys*. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2006.
- [31] Autodesk, “Linear vs nonlinear analysis in robot structural analysis,” 2024. Consulté en 2025.
- [32] R. D. Cook, D. S. Malkus, M. E. Plesha, and R. J. Witt, *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*. New York : John Wiley & Sons, 4th ed., 2001.
- [33] Longsheng Technology, “Comment choisir le bon métal pour le soudage?,” 2023. Consulté en 2025.
- [34] CEN, “En 1993-1-8 :2005 eurocode 3 — design of steel structures — part 1-8 : Design of joints.” European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2005.
- [35] Y. Kurobane, J. Packer, J. Wardenier, and G. van der Vegte, *Design Guide for Circular and Rectangular Hollow Section Welded Joints under Fatigue Loading*. Cologne, Germany : CIDECT and TÜV-Verlag, 2008. CIDECT Design Guide No. 8.

- [36] IDEA StatiCa, *IDEA StatiCa Steel – Theoretical Background*. IDEA StatiCa, Brno, Czech Republic, 2023. Disponible sur : <https://www.ideastatica.com/>, consulté en 2024.
- [37] I. StatiCa, *Guide de l'utilisateur – Méthode CBFEM et vérification des assemblages acier*. IDEA StatiCa, 2023. Consulté en 2025.