République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Par : TEBBAKH Djaber

Thème

Étude d'un hangar en charpente métallique avec pont roulant de Dimensions 30 m × 70 m × 16,5 m à Blida

Soutenu publiquement le 21 juin 2025 devant le jury composé de :

Y. MEHANI	R.CGS	Président
Z. KHALDI	BET	Encadreur
Y. BOUKEZZI	ENSTP	C.Encadreur
A. CHABANE	CSECEC	Examinateur
M.LADJEL	ENSTP	Membre
KH. TOUNSI	ENSTP	Membre

Promotion 2024 / 2025

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Remerciement

Au terme de ce travail, je remercie tout d'abord Dieu, le Tout-Puissant, qui m’a donné la force, la patience, le courage et la volonté nécessaires pour mener à bien ce travail modeste.

Ce projet a été réalisé sous la direction de l’ingénieure Mme Z. KHALIDI, de l’ensemble du BET KHALIDI, ainsi que de Mme Y. BOUKEZZI, à qui j’adresse mes plus sincères et profonds remerciements pour leur aide, leur dévouement et leur compréhension.

Je les remercie également pour le temps qu’ils m’ont accordé, notamment pour leurs explications précieuses et leur accompagnement dans la réalisation de ce rapport.

J’adresse également mes remerciements aux membres du jury qui ont accepté d’évaluer ce travail. Je remercie l’ensemble du personnel enseignant et administratif du département DMS ainsi que de l’ENSTP pour leur soutien et leur encadrement tout au long de ma formation.

J’exprime ma profonde gratitude à ma famille pour son soutien moral constant et ses encouragements permanents.

Enfin, je remercie toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce travail à mes chers parents,
ma mère HOUDJEDJE Fatima Zohra et mon père Mahfoud,
à mon frère Hamid, à mes sœurs Fatiha, Bouchra et Houda,
ainsi qu'à ma grand-mère OUBAKA Manouna, pour leur soutien,
leur patience et leur amour inconditionnel.

À toute la famille TEBBAKH et toute la famille HOUDJEDJE,
pour leur présence bienveillante et leurs prières.

Je tiens également à exprimer ma profonde gratitude à tous mes amis qui m'ont soutenu tout au long de ce parcours. Un grand merci à Yacine TIRCHE,
Hani BOUGALIA, Abdebasset BENAHMED, Moncef BECHIRI,
Omar BENZNATI, Mohammed YESBA, Omar KADRI, Djamel ANKI,
Oussama LARBI BOUAMRANE, Ahmed SOUFAGHLEM, Yacine AZAIZ,
Mokhtar LASSELAT, Djamel GACEM, Ikbal TAHRAOUI, Tarek BOUAROURI,
Yacine BENMERAD , Hasane HEMKA , Yacine BOUGAILA , Brahim BABEKER
et Zaki HADJ SAID.
Votre amitié, votre bienveillance et vos encouragements ont été pour moi une source précieuse de motivation. Merci à vous tous d'avoir fait partie de ce parcours et de m'avoir accompagné avec votre amitié, vos rires et votre solidarité.

ملخص

يتناول هذا العمل دراسة معمّقة لهياكل معدنية مكوّنة من طابقين، مزوّدة بـأسقف مختلطة وتحتوي على رافعة جسريّة، تقع في ولاية البليدة المصنّفة ضمن المنطقة ذات الخطر الزلزالي العالي حسب تعليمات.RPA 2024

الهدف الرئيسي من هذا العمل هو تحليل مقاومة واستقرار وأداء المنشأة بشكل عام تحت مختلف أنواع الأحمال. ولتحقيق ذلك، تم تطوير نماذج رقمية لمحاكاة الأحمال الساكنة والديناميكية المطبّقة على المنشأة. كما أُجريت تحليلات إنشائية لتقييم الإجهادات والتشوهات والإزاحات التي تتعرض لها البنية.

وقد أظهرت النتائج أن المنشأة مطابقة للمعايير المعمول بها، مما سمح بـتحسين تصميمها من حيث السلامة والأداء الميكانيكي.

الكلمات المفتاحية:

هيكل معدني، سقف مختلط، رافعة جسرية، الأساسات، الموصلات، قوى الرياح، القوى الديناميكية، المقاومة، الاستقرار، التحليل الإنشائي، حساب التوصيلات.

Résumé

Le présent travail porte sur l'étude approfondie d'une structure à ossature métallique à deux étages, équipée de planchers mixtes et intégrant un pont roulant, implantée dans la wilaya de Blida, classée en zone de forte sismicité selon les prescriptions du RPA 2024.

L'objectif principal est d'analyser la résistance, la stabilité et la performance globale de la structure face aux différentes sollicitations. Pour cela, des modèles numériques ont été développés afin de simuler les charges statiques et dynamiques appliquées à l'ouvrage. Des analyses structurales ont ensuite été menées pour évaluer les contraintes, déformations et déplacements subis par la structure.

Les résultats obtenus ont permis de vérifier la conformité de l'ouvrage aux normes en vigueur et d'optimiser sa conception, tant sur le plan de la sécurité que de la performance mécanique.

Mots clés :

: charpente métallique, plancher mixte, pont roulant, fondations, connecteurs, forces du vent, forces dynamiques, résistance, stabilité, analyses structurales, calcul des assemblages.

Abstract

This work presents an in-depth study of a two-storey steel frame structure, equipped with composite floors and integrating an overhead crane, located in the Wilaya of Blida, which is classified as a high seismic risk zone according to the RPA 2024 regulations.

The main objective is to analyze the strength, stability, and overall performance of the structure under various loads. To achieve this, numerical models were developed to simulate the static and dynamic loads acting on the structure. Structural analyses were then conducted to assess the stresses, deformations, and displacements experienced by the building.

The results confirmed the compliance of the structure with applicable standards and enabled the optimization of its design in terms of both safety and mechanical performance.

Keywords:

steel structure, composite floor, overhead crane, foundations, connectors, wind loads, dynamic loads, strength, stability, structural analysis, connection design.

INTRODUCTION GENERALE

Le but des études en génie civil est de concevoir des structures capables de résister aux divers phénomènes naturels tels que les tremblements de terre, les vents extrêmes, etc. Cela implique la mise en place de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés mécaniques et géométriques, afin de supporter les efforts auxquels ils seront soumis et de les transmettre efficacement aux fondations.

Les structures modernes se caractérisent par la complexité de leurs formes, incluant des géométries variables, des courbures multiples, ainsi que de grandes portées. Ces caractéristiques ont favorisé le recours aux constructions métalliques, qui offrent plusieurs avantages dans le cadre des projets de construction, notamment :

Une grande fiabilité,

Une rapidité d'exécution,

Une excellente résistance mécanique de l'acier,

Une bonne tenue aux séismes grâce à la ductilité du matériau,

Des possibilités architecturales plus vastes que celles permises par le béton.

Par ailleurs, le poids réduit des structures métalliques, comparé aux autres alternatives, permet de réduire les dimensions des fondations et contribue de manière significative à la diminution des coûts globaux, grâce à une utilisation plus efficace des sites de construction.

Cependant, malgré leurs nombreux avantages, les structures métalliques présentent également certains inconvénients, tels que :

Une susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique due à la finesse des profils,

Une faible résistance au feu,

La nécessité d'un entretien régulier des protections anticorrosion pour garantir la durabilité de l'ouvrage.

Le calcul d'une structure métallique exige que, pour toutes les combinaisons de charges possibles définies par les règlements en vigueur (CM66, Eurocode 3…), la stabilité élastique soit assurée :

Soit globalement, à l'échelle de l'ensemble de la structure,

Soit localement, au niveau de chacun de ses éléments (poteaux, poutres, fermes, etc.).

Dans le cadre de ce projet de fin d'études qui nous a été confié, nous proposons de réaliser une étude technique complète de dimensionnement et de vérification d'un centre de recherche à deux étages, équipé d'un pont roulant, et conçu en charpente métallique.

Cette étude sera conduite dans le respect des normes et réglementations en vigueur, à savoir : RPA 2024, EUROCODE 3, CCM97, et RNVA99.

Pour assurer la stabilité de la structure, les efforts doivent être bien répartis jusqu'aux fondations. L'utilisation de logiciels spécialisés comme AutoCAD et Robot Structural Analysis garantit une conception précise, fiable et optimisée.

PLAN DE TRAVAIL

1. Présentation du projet

Nous avons commencé par présenter le projet, ses objectifs, son contexte d'implantation ainsi que les matériaux utilisés (acier et béton). Nous avons également précisé les hypothèses de calcul adoptées. Ce contenu se trouve dans le chapitre I.

2. Étude des charges climatiques

Dans le chapitre II, nous avons évalué les actions climatiques, principalement la neige et le vent, qui influencent fortement le comportement des structures métalliques. Les calculs ont permis de déterminer les pressions à appliquer sur les différents éléments du bâtiment.

3. Prédimensionnement des éléments secondaires

Le chapitre III est consacré au prédimensionnement des éléments secondaires, tels que les pannes, liernes et l'escalier métallique. Les charges agissant sur ces éléments ont été identifiées et intégrées dans les calculs pour choisir les profils appropriés.

4. Prédimensionnement des éléments principaux

Dans le chapitre IV, nous avons étudié les éléments porteurs principaux comme les solives, les planchers mixtes, les poutres et les goujons connecteurs. Les efforts, entraxes et profils ont été déterminés selon les exigences structurelles.

5. Dimensionnement des contreventements

Le chapitre V traite du calcul des contreventements, horizontaux et verticaux, nécessaires à la stabilité de l'ensemble face aux sollicitations latérales (vent, mouvements du pont roulant). Ces éléments permettent d'acheminer les efforts jusqu'aux fondations.

6. Étude de la poutre de roulement

Au chapitre VI, nous avons étudié la poutre de roulement, en analysant les charges dynamiques dues au pont roulant. Nous avons dimensionné la poutre en tenant compte des efforts verticaux et horizontaux, ainsi que des flèches admissibles.

7. Analyse sismique de la structure

Dans le chapitre VII, nous avons réalisé une étude sismique complète, en déterminant les forces sismiques selon les paramètres du site et les coefficients du RPA 2024. La stabilité et les déplacements horizontaux ont été vérifiés pour assurer la sécurité de l'ossature métallique.

8. Calcul des assemblages

Le chapitre VIII est dédié aux assemblages métalliques. Nous avons identifié les types d'assemblages (poteau-traverse, traverse-traverse, etc.) et effectué les vérifications nécessaires à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis.

9. Dimensionnement des fondations

Enfin, le chapitre IX traite du dimensionnement des fondations : semelles isolées et longrines. Nous avons vérifié la stabilité (renversement, poinçonnement), dimensionné le ferraillage aux états limites (ELU, ELS) et vérifié la non-fragilité des éléments porteurs.

SOMMAIRE

SOMMAIRE 11
Liste des figures 16
Listes des tableaux 18
CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET
I.1. Présentation du projet 2
I.2. Descriptif du projet 2
I.3. Les hypothèses de calculs : 4
I.3.1. Aciers : 4
I.3.2. Le béton : 4
CHAPITRE II : LES CHARGES CLIMATIQUES
II.1. Charges climatiques 6
II.1.1. Introduction 6
II.1.2. Action de la neige 6
II.1.2.1. Charge de neige sur le sol S_k 6
II.1.2.2. Coefficient de forme de la toiture **μ** 6
II.1.2.3. Charge de la neige (S) 7
II.1.3. Effet du vent 7
II.1.3.1. Données relatives au site 8
II.1.3.2. La pression dynamique de pointe 8
II.1.3.3. Détermination de la pression aérodynamique 11
II.1.4. Charge de température 21
CHAPITRE III : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES
III.1. Introduction 24
III.1.1. Les pannes 24
III.1.1.1. Evaluation des charges et surcharges 25
1) charges permanentes (G) 25
2) Surcharges d'entretien (P) : 25
3) Charge la neige 26
1) Charge la vent 26
III.2. Calcule des liernes (Toiture) 31

III.3. Escalier métallique 33
CHAPITRE IV : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX
IV.1. Introduction 41
IV.2. Étude du plancher mixte (collaborant) 41
IV.3. Pré dimensionnement des solives 41
IV.3.1. Entraxe des solives 42
IV.3.2. Choix du profile 42
IV.3.3. Entraxe des solives 47
IV.3.4. Choix du profile 47
IV.4. Calcul des goujons connecteurs 53
IV.4.1. Calcul de la résistance d'un connecteur P_{rd} 53
IV.4.2. Effort de cisaillement 54
IV.4.3. Espacement entre les goujons 55
IV.4.4. Vérification des soudures : 55
IV.5. Pré dimensionnement des poutres principales 55
CHAPITRE V : CALCUL DES CONTREVENTEMENTS
V.1. Introduction 63
V.2. Les différents types de contreventements 63
V.2.1. Contreventements de toiture (Poutre au vent) 63
V.2.2. Contreventement de façade (palée de stabilité) 63
V.2.3. Effort du vent sur le pignon 63
V.3. Calcul de la poutre au vent en pignon 63
V.3.1. Les efforts appliqués sur la poutre au vent 64
V.3.2. Effort de traction dans les diagonales 65
V.3.3. Section de la diagonale 66
V.3.4. Calcul de la palée de stabilité en long pan 66
CHAPITRE VI : ÉTUDE DE LA POUTRE DE ROULEMENT
VI.1. Introduction 69
VI.2. Ponts roulants 69
VI.2.1. Eléments constitutifs du pont roulant 69
VI.2.2. Différents mouvements possibles : 70
VI.2.3. Caractéristiques du pont roulant 71

VI.2.4. Classement des ponts roulants : 72
VI.2.5. Réactions des galets d'un pont roulant : 72
VI.2.6. Coefficients : 72
VI.3. Les charges 73
VI.3.1. Les charges verticales par galet 73
VI.3.2. Réaction verticale dynamique par galet 73
VI.3.3. Réactions horizontales R_t 73
VI.3.4. On considère que la réaction horizontale transversale maximale R_t 73
VI.3.5. Réactions horizontales R_l: 74
VI.4. Pré dimensionnement de la poutre de roulement 74
VI.4.1. Action de poids propre 76
VI.4.2. Action verticale des charge roulantes : 76
VI.4.3. Action horizontale des charge roulantes : 77
VI.4.4. Action de l'excentrement des charges : 77
VI.4.5. Combinaisons des contraintes : 78
VI.4.6. Flèche verticale : 78
VI.4.7. Flèche horizontale au niveau de la semelle supérieure : 79
VI.4.8. Classe du profilé : 79
VI.5. Evaluation des charges 80
VI.5.1. Resistance du profile sous charges verticales 80
VI.5.1.1. Vérification a ELU Effort tranchant 80
VI.5.2. Verification sous charge horizontale 81
VI.5.3. Resistance au déversement 81
VI.5.4. Resistance de l'ame a la charge transversale 82
VI.5.4.1. Résistance à l'écrasement 82
VI.5.4.2. Résistance à l'enfocement local 82
VI.5.4.3. Résistance au voilement de l'ame 82
VI.5.4.4. Flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'ame 83
VI.5.5. Calcul du support du chemin de roulemnt 83
CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE
VII.1. Introduction 86
VII.2. Objective de l'analyse de la structure 86

VII.3. Classification de la structure 86
VII.4. Parametres de calcul des forces sismiques 86
VII.4.1. Coefficient d'importance I 86
VII.4.2. Le coefficient d'accélération de zone A 87
VII.4.3. Le coefficient de comportement R 87
VII.4.4. Facteur de qualité Q_F 87
VII.5. Calcul de la force sismique 88
VII.5.1. Méthode statique équivalente 88
VII.5.2. Estimation de la période fondamentale de la structure 88
VII.5.3. Caractéristiques du site 89
VII.5.4. Spectre de calcul 89
VII.5.5. Estimation de la force sismique à la base 90
VII.6. Verification des deplacements 90
VII.6.1. Vérification des déplacements inter-étages 90
VII.7. Vérification des éléments résistants 91
VII.7.1. Vérification du poteau le plus sollicité 91
VII.7.2. Vérification de la traverse le plus sollicité 93
VII.7.1. Vérification de la diagonale de stabilité la plus sollicité 94
CHAPITRE VIII : CALCUL DES ASSEMBLAGES
VIII.1. Introduction 96
VIII.2. Classification des assemblages 96
VIII.3. Presentation d'autodesk robot 96
VIII.4. Calcul d'assemblages 97
VIII.4.1. Assemblage traverse – traverse 97
VIII.4.2. Assemblage Poteau – traverse 99
VIII.4.3. Assemblage poteau – poutre 103
VIII.4.4. Assemblage poutre - solive 106
VIII.4.5. Assemblage du Palées de stabilités 107
CHAPITRE IX : CALCUL DES FONDATION
IX.1. Introduction 110
IX.2. Charges appliquees 110
IX.3. Dimensionnement de la semelle 110

IX.4. Determination de d et h 111
IX.4.1. Détermination de d 111
IX.4.2. Détermination de h 111
IX.5. Verification de la stabilite au renversement 112
IX.6. Verification de poinçonnement 112
IX.7. Calcul du ferraillage 112
IX.7.1. Détermination de ferraillage 112
IX.7.1.1. Elu 112
IX.7.1.2. Els 113
IX.7.1.3. Détermination de l'espacement 113
IX.7.1.4. Type d'ancrage 113
IX.8. Calcul des longrines 114
IX.8.1. Dimensionnement des longrines : 114
IX.8.2. Calcul du ferraillag 114
IX.8.2.1. Elu 115
IX.8.2.2. Els 115
IX.8.2.3. Ferraillage : 115
IX.8.2.4. Vérification de condition de non-fragilité 116
IX.8.2.5. Calcul des armatures transversales 116
CONCLUSION GENERALE
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES
ANNEXE A VUES EN PLAN ET EN PERSPECTIVE
ANNEXE B VERIFICATION DES ELEMENTS
ANNEXE C VERIFICATION DES ASSEMBLAGES

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

CHAPITRE II : LES CHARGES CLIMATIQUES

Figure II-1 : Coefficient de forme toiture à deux versants 7

Figure II-2 : Schéma représentatif des hauteurs de référence et le profile correspondant 9

Figure II-3 : Directions du vent 11

Figure II-4 : Légende pour les parois verticales 12

Figure II-5 : Représentation des coefficients Cpe sur les différentes zones 13

Figure II-6 : Légende pour les toitures plates 13

Figure II-7 : Indice de perméabilité Cpi 15

Figure II-8 : Légende pour les parois verticales 18

Figure II-9 : Représentation des coefficients Cpe sur les différentes zones 18

Figure II-10 : Légende pour la toiture 19

Figure II-11 : Indice de perméabilité Cpi 20

Figure II-12 : Indice de perméabilité Cpi 21

CHAPITRE III : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III-1: Disposition de la panne 24

Figure III-2:Schéma statique de la poutre équivalente 26

Figure III-3 : Eléments constructif de la marche 34

CHAPITRE IV : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Figure IV-1 : Largeur de la dalle effective 45

Figure IV-2 : Largeur de la dalle effective 51

Figure IV-3 : Caractéristique de connecteur 53

Figure IV-4 : Largeur de la dalle effective 59

CHAPITRE V : CALCUL DES CONTREVENTEMENTS

Figure V-1 : Schéma statique de la poutre au vent 64

Figure V-2 : Effort Fd dans la diagonal d'extrémité 65

CHAPITRE VI : ÉTUDE DE LA POUTRE DE ROULEMENT

Figure VI-1 : Pont roulant 69

Figure VI-2 : Différents mouvements d'un pont roulant 70

Figure VI-3 : Schéma du pont roulant 71

Figure VI-4 : caractéristiques géométriques du rail 75

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE
CHAPITRE VIII : CALCUL DES ASSEMBLAGES
Figure VIII-1 : Schéma d'assemblage (traverse-traverse)..... 97
Figure VIII-2 : Schéma d'assemblage (pouteau-traverse)..... 100
Figure VIII-3 : Schéma d'assemblage (poteau-poutre) 103
Figure VIII-4 : Schéma d'assemblage (poutre- solive) 106
Figure VIII-5 : Schéma d'assemblage (Palées de stabilités) 107
CHAPITRE IX : CALCUL DES FONDATION
CONCLUSION GENERALE
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES
ANNEXE A VUES EN PLAN ET EN PERSPECTIVE
ANNEXE B VERIFICATION DES ELEMENTS
ANNEXE C VERIFICATION DES ASSEMBLAGES

LISTES DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

Figure I-1 : Vue en plan du 1er étage 2

Figure I-2 : Vue en plan du 2em étage 3

Figure I-3 : 3D 3

CHAPITRE II : LES CHARGES CLIMATIQUES

Tableau II-1 : coefficients de forme_ toiture à deux versant 6

Tableau II-2 : Coefficient en fonction de la catégorie de terrain (DTR RNV2013) 8

Tableau II-3:Récapitulatif du calcul du coefficient Cr conformément au (DTR RNV2013) 10

Tableau II-4 : Récapitulatif du calcul du coefficient Iv conformément au (DTR RNV2013) 10

Tableau II-5 : Récapitulatif du calcul du coefficient Ce conformément au (DTR RNV2013) 10

Tableau II-6 : Récapitulatif de tous les coefficients conformément au (DTR RNV2013) 11

Tableau II-7 Surface des zones en m^2 12

Tableau II-8 : Cpe pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire 12

Tableau II-9 : Surfaces des Zones en m^2 14

Tableau II-10 : Valeur Cpe pour la toiture 14

Tableau II-11 : Vérification de la condition de la toiture isolée 14

Tableau II-12 : Vérification de la condition de face dominante 15

Tableau II-13 : Les valeurs de pression W (ze) sur les parois verticales sens (V_1) 16

Tableau II-14 : Valeur de la pression W (ze) sur la toiture sous (V_1) 16

Tableau II-15 : Les valeurs de pression W (ze) sur les parois verticales sens (V_2) 16

Tableau II-16 : Valeur de la pression W (ze) sur la toiture sous (V_2) 17

Tableau II-17 : Valeurs Cpe pour les parois verticales 17

Tableau II-18 : Surface des zones en m^2 18

Tableau II-19 : Surfaces des Zones en m^2 19

Tableau II-20 : Valeur Cpe pour la toiture 19

Tableau II-21 : Les valeurs de pression W (ze) sens (V_3) 20

Tableau II-22 : Valeur de la pression W (ze) sur la terrasse sous (V_3) 20

Tableau II-23 : Les valeurs de pression W (ze) sens (V_4) 21

Tableau II-24 : Valeur de la pression W (ze) sur la terrasse sous (V_4) 21
CHAPITRE III : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES
Tableau III-1 :les resultats 29
Tableau III-2 : Les caractéristique de la cornière L50×50×5 35
Tableau III-3 : Les caractéristique de profilé UPN220 37
Tableau III-4 : Les caractéristique de profilé IPE120 38
Tableau III-5 : Récapitulatif de section des éléments d'escalier 39
CHAPITRE IV : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX
Tableau IV-1 : les dimensions de profilé IPE 180 42
Tableau IV-2 : les dimensions de profilé IPE 180 48
Tableau IV-3 : Les dimensions de profile HEA500 55
CHAPITRE V : CALCUL DES CONTREVENTEMENTS
Tableau V-1 : Les sollicitations Fi 65
Figure V-3: Schéma statique de la poutre au vent 66
CHAPITRE VI : ÉTUDE DE LA POUTRE DE ROULEMENT
Tableau VI-1 : DIMENSIONS 71
Tableau VI-2 : charges et vitesses 71
Tableau VI-3 : les groupes en fonction 72
Tableau VI-4 : Les coefficient φ_1 et φ_2 73
Tableau VI-5 : Dimensions du crapaud 75
Tableau VI-6 : Limite d'élasticité minimale fy 78
CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE
Tableau VII-1 : Vérification du facteur de qualité 87
Tableau VII-2 : Valeurs des Pondérations P_q 87
Tableau VII-3 : *Périodes de calcul* T_0 89
Tableau VII-4 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1 89
Tableau VII-5 : Spectre de calcul de la structure, normalisé par rapport à g 90
Tableau VII-6 : Efforts tranchants statiques à la base V 90
Tableau VII-7 : Vérifications des déplacements inter étage 90
TableauVII-8 : Vérification d'interaction N et M. 91
Tableau VII-9:Paramètres du flambement. 92

Tableau VII-10: Paramètres du déversement. 93
CHAPITRE VIII : CALCUL DES ASSEMBLAGES
CHAPITRE IX : CALCUL DES FONDATION
Tableau IX-1 : Les valeurs des Moment et les efforts normaux à E.L.U et E.L.S 110
Tableau IX-1 les paramètres A I S 114
Figure IX-2 : Ferraillage des longrines..... 116
CONCLUSION GENERALE
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES
ANNEXE A VUES EN PLAN ET EN PERSPECTIVE
ANNEXE B VERIFICATION DES ELEMENTS
ANNEXE C VERIFICATION DES ASSEMBLAGES

CHAPITRE I :
PRESENTATION DE PROJET

CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

I.1. PRESENTATION DU PROJET

L'objet de cette note de calcul est de présenter l'étude de génie civil de la structure en charpentes métalliques d'un projet hangar qui contient un plancher collaborant sis à Boufarik wilaya de BLIDA zone de forte sismicité (**VI**) conformément à la classification du règlement parasismique algérienne (RPA 2024), tout en respectant les autres règlements en vigueur en l'occurrence :

- Charges permanentes et charges d'exploitations DTR B.C 2.2.
- DTR BC 2.44 CCM 97 dimensionnement des structures en acier.
- DTR BC 2.48 RPA 2024 règle parasismique.
- Eurocode 3 calcul des structures en acier.
- Le règlement « RNV2013 ».

Cette structure sera équipée d'un pont roulant de 5 tonnes**.**

I.2. DESCRIPTIF DU PROJET

Le système structurel est constitué de ce qui suit :

Planchers R+1 :

- Dalle pleine (e=15 cm) et une tôle TN40

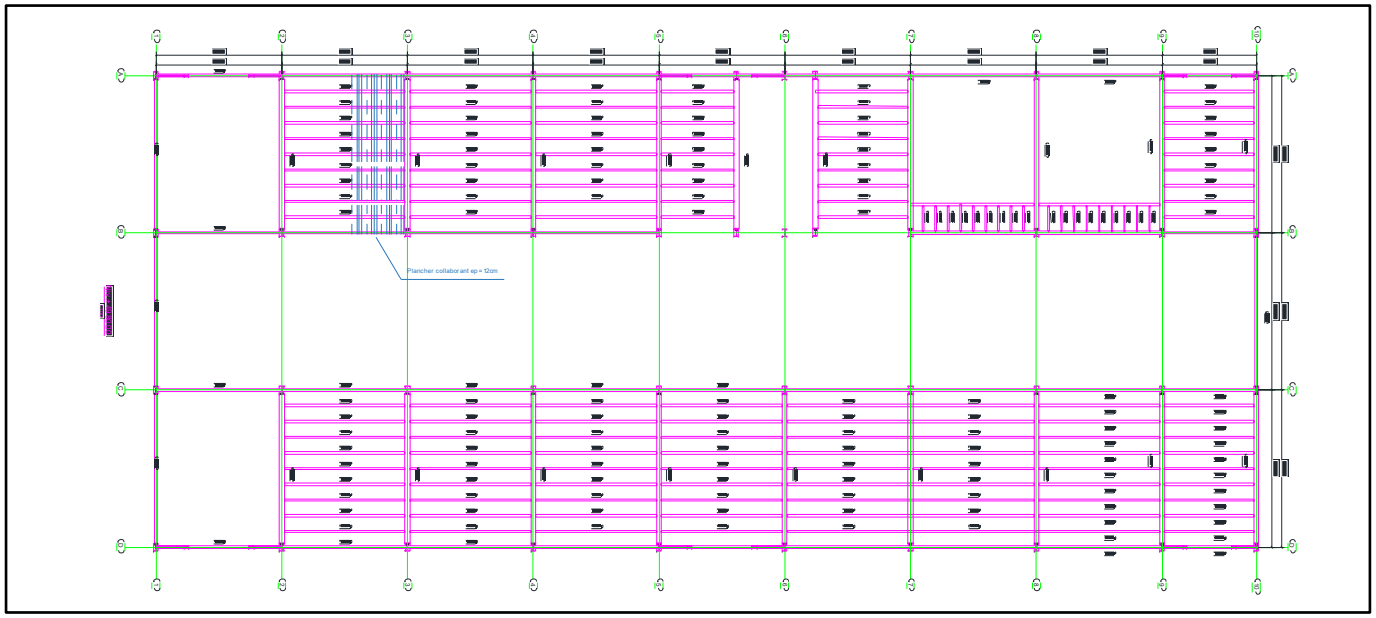


Figure I-1 : Vue en plan du 1er étage

Planchers R+2 :

- Dalle pleine (e=12 cm) et une tôle TN40

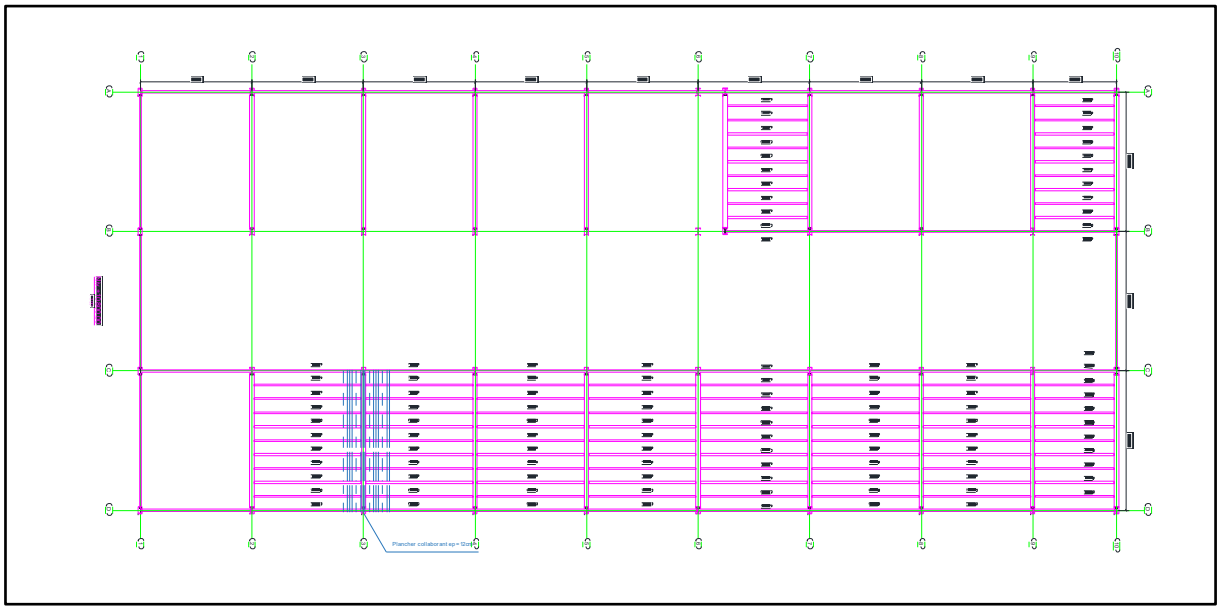


Figure I-2 : Vue en plan du 2em étage

Contreventements :

- Le système de contreventement sera constitué d'une palée triangulée en X

Géométrie :

- Hauteur des parois verticales 14.5 m
- Hauteur total 16.5 m
- Hauteur des étages : 5.10 m au-dessus du plancher collaborant.
- Pignon : 30m.
- Longpon :70m.

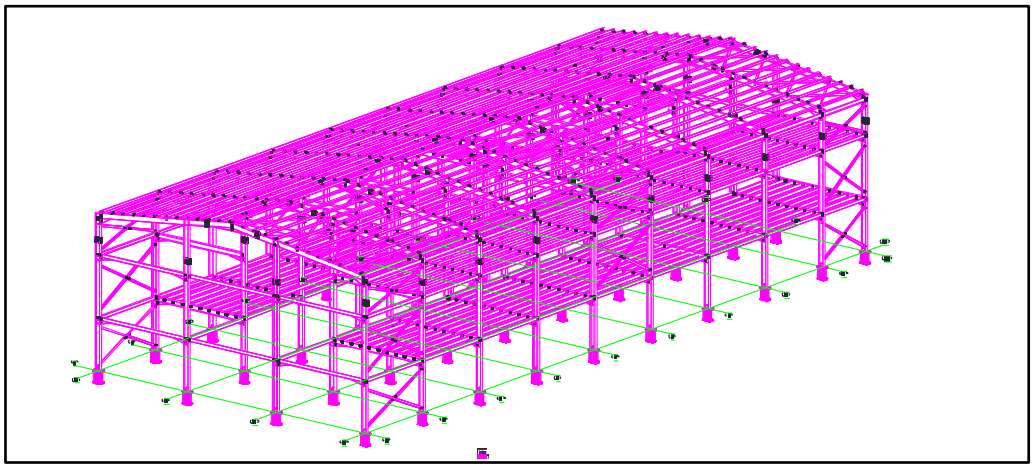


Figure I-3 : 3D

I.3. LES HYPOTHESES DE CALCULS :

Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.3.1. Aciers :

Les aciers utilisés sont les suivants :

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est : Es=210000 MPa
- Limite élastique : fy = 275 N/mm2
- Nuance d'acier : E28 ; S275
- Résistance à la rupture : fu = 430 N/mm2
- Pour tous les types d'acier, les valeurs suivantes sont considérées :
- Module d'élasticité : E = 210000 MPa
- Masse unitaire : ρ = 78,5 kN/m3
- Coefficient de Poisson : ν = 0,30 .
- Module de cisaillement : G = 80800 Mpa
- Coefficient de friction, acier-acier : μa = 0,30
- Coefficient de friction, acier-béton : μH = 0,45

I.3.2. Le béton :

- La résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours : **f_{c28}=25MPa.**
- La résistance caractéristique du béton à la traction : f_{t28}=2.1MPa.
- Le module de déformation longitudinale instantanée est :

  À j=28 jours E_{i28}=32164.20 MPa.

- Le module de déformation longitudinale différée est :

  À j=28 jours E_{i28}=10819 MPa.

- Le coefficient de Poisson est : $\begin{cases} \nu = 0.2 \quad à \quad l'ELS \\ \nu = 0 \quad à \quad l'ELU \end{cases}$
- La contrainte limite de compression à l'ELU est :

  Cas courant : $\gamma_b = 1.5$ f_{bu}

  Cas accidentel : $\gamma_b = 1.15$ f_{bu}

- La contrainte admissible de compression à l'ELS est : $\sigma_b = 0.6 fc_{28}$
- Contrainte de cisaillement :

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u = \min\left(0.15\frac{fc_{28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$

Cas courant : $\gamma_b = 1.5\ \tau_u$

Cas accidentel : $\gamma_b = 1.15\ \tau_u$

Fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min\left(0.20\frac{fc_{28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$ pour fc_{28}=25MPa

Cas courant : $\gamma_b = 1.5\ \tau_u$

Cas accidentel : $\gamma_b = 1.15\ \tau_u$

CHAPITRE II :
LES CHARGES CLIMATIQUES

CHAPITRE II : LES CHARGES CLIMATIQUES

II.1. CHARGES CLIMATIQUES

II.1.1. Introduction

Cette section vise à déterminer les sollicitations climatiques dues aux charges de vent et de neige, agissant sur l'ensemble de la structure ainsi que sur ses différentes parties.

L'étude est menée conformément aux prescriptions du Règlement Algérien Neige et Vent.

II.1.2. Action de la neige

Le calcul de la surcharge climatique de la neige est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu. Il se fait conformément à le Règlement Algérien Neige et Vent, La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu * S_k \qquad KN/m^2$$

Avec :

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

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

S_k : charge de neige sur le sol.

II.1.2.1. Charge de neige sur le sol S_k

Notre structure se situe à la wilaya d'Alger, classé zone B par le RNV 2013. Alors la charge de la neige sur le sol sera calculée comme suite :

$$S_k = \frac{0.04 * \mathrm{H} + 10}{100}$$

Avec :

H est l'altitude du site.

le site du projet se trouve sur une altitude d'environs 260m par rapport au niveau de la mer.

Donc :

$$S_k = \frac{0.04*260+10}{100} = 0.20 \text{ KN}/m^2$$

II.1.2.2. Coefficient de forme de la toiture μ

On a

Tableau II-1 : coefficients de forme_ toiture à deux versant

Coefficient μ_1 en fonction de l'angle du versant α	$0° \leq \alpha \leq 30°$	$30° < \alpha < 60°$	$\alpha \geq 60°$
Coefficient μ_1	0,8	$0{,}8 * \frac{(60-\alpha)}{30}$	0,0

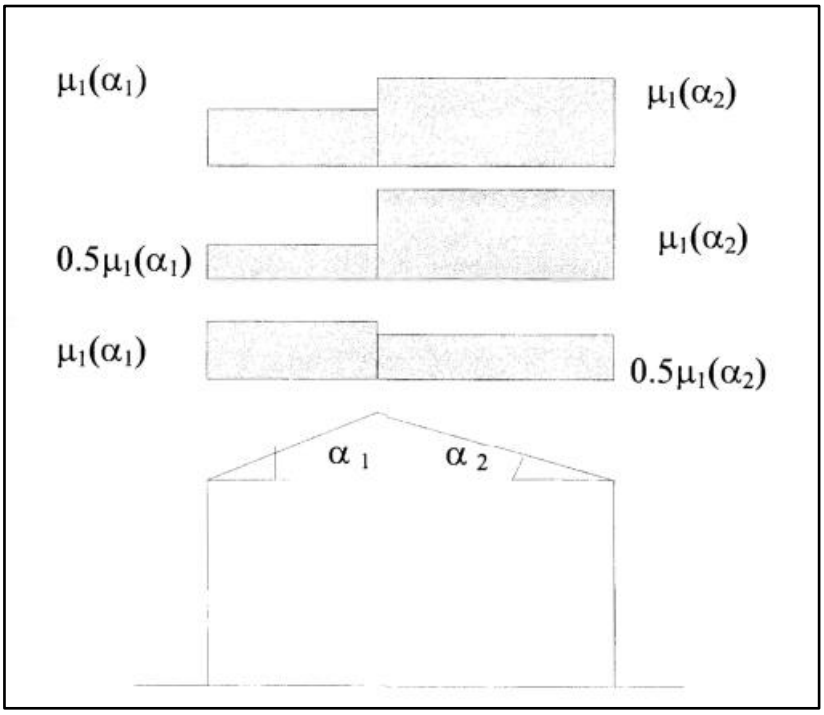


Figure II-1 : Coefficient de forme toiture à deux versants

On a : $\alpha_1 = \alpha_2 = 7.59° < 30$

Donc $\mu_1 = 0.8$

II.1.2.3. Charge de la neige (S)

$\rightarrow S = 0.8 \times 0.2 = 0.16\ KN/m^2$

Donc la charge de la neige est de 0.16 kN/m².

II.1.3. Effet du vent

Tout ouvrage doit être conçu pour résister aux actions verticales et horizontales. Parmi ces dernières, le vent constitue une action importante. L'objectif est de calculer la pression qu'il exerce sur le bâtiment, ce qui revient à déterminer les efforts engendrés à chaque niveau de la structure.

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées sur l'ouvrage, bien qu'il s'agisse en réalité d'un phénomène dynamique susceptible d'engendrer des vibrations dans la structure. Dans les constructions métalliques, son influence est particulièrement significative. Il est donc nécessaire de réaliser une étude approfondie pour évaluer avec précision les différentes actions du vent dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera effectué conformément au Règlement Neige et Vent Algérien – Version 2013 (Document Technique Réglementaire [DTR.C.2.47]). Ce document établit les principes généraux et les méthodes de calcul pour déterminer les actions du vent sur les bâtiments, leurs composants et éléments de façade. Il s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200 mètres.

Les effets du vent sur une paroi dépendent de plusieurs facteurs :

- La direction du vent
- Son intensité
- La région géographique
- Le site d'implantation et l'environnement immédiat de la structure
- La forme géométrique du bâtiment et la présence d'ouvertures

Pour une construction de forme rectangulaire, on considérera deux directions principales du vent :

- Direction V1 : perpendiculaire à la façade principale (longueur du bâtiment)
- Direction V2 : parallèle à cette même façade

II.1.3.1. Données relatives au site

L'ouvrage se trouve dans la wilaya de Blida.

- ZONE I ……. $qref$ = 375 $N/m2$ = 37.5 da$N/m2$[1].
- Nature du site : plat ……Ct = 1[2].

Tableau II-2 : Coefficient en fonction de la catégorie de terrain (DTR RNV2013)

Catégorie	K_t	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	Ɛ
III	0.19	0.05	2	0.52

Avec :
K_t : facteur du terrain
Z_0 : le paramètre de rugosité
Z_{min} : la hauteur nominale
Ɛ : coefficient Pression dynamique de pointe

II.1.3.2. La pression dynamique de pointe

$q_p(z_e)$ donnée par

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times c_e(z_e)\ [daN/m^2]$$[3]

[1] RNV2013 page 107
[2] RNV2013 page 54
[3] RNV2013 page 50

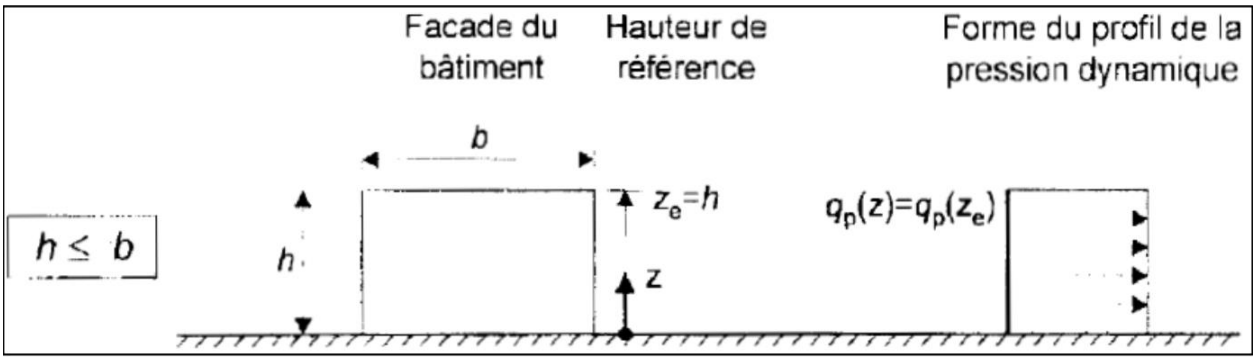


Figure II-2 : Schéma représentatif des hauteurs de référence et le profile correspondant

a) Coefficient d'exposition C_e

$C_e(z_e)$ désigne le coefficient d'exposition au vent. Il reflète l'influence combinée de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. Ce coefficient prend également en compte la turbulence du vent. La formule utilisée est la suivante :

$$Ce(ze) = Ct^2(ze) \times Cr^2(ze) \times [1 + 7Iv(ze)]^4$$

b) Coefficient de rugosité Cr

Le coefficient de rugosité exprime l'effet combiné de la rugosité du terrain et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

La catégorie de notre terrain est la catégorie II[5]. Nous obtenons donc les données suivantes :

$$\begin{cases} Cr(ze) = Kt.\ \mathrm{Ln}\frac{z_e}{z_0} \text{ pour } zmin \leq ze \leq 200m \\ Cr(ze) = Kt.\ \mathrm{Ln}\frac{z_{min}}{z_0} \text{ pour } ze \leq zmin \end{cases}$$

Ainsi pour les parois verticales

$$\begin{cases} Cr(ze) = Kt.\ \mathrm{Ln}\frac{z_e}{z_0} = 0.19.\ \mathrm{Ln}\frac{14.5}{0.05} \\ Cr\ (14.5m) = 1.077 \end{cases}$$

Et pour la toiture :

$$Cr(16.5) = Kt.\ \mathrm{Ln}\frac{z_e}{z_0} = 0.19.\ \mathrm{Ln}\frac{16.5}{0.05}$$

$$Cr\ (16.5m) = 1.102$$

[4] RNV2013 page 51
[5] RNV2013 page 53

Tableau II-3:Récapitulatif du calcul du coefficient Cr conformément au (DTR RNV2013)

Parois verticales : z_e=14.5	Toiture : z_e=16.5
C_r = 1.077	C_r = 1.102

c) Coefficient de turbulence Iv

L'intensité de la turbulence est définie comme le rapport entre l'écart type des fluctuations du vent et sa vitesse moyenne. L'intensité de la turbulence I_v est donnée comme suite[6] :

$$\begin{cases} I_v(z_e) = \frac{1}{C_t(z_e).\mathrm{Ln}\left(\frac{z_e}{z_0}\right)} & \text{Pour } z_e > z_{min} \\ I_v(z_e) = \frac{1}{C_t(z_e).\mathrm{Ln}\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} & \text{Pour } z_e \leq z_{min} \end{cases}$$

Avec $z_{min} = 2m$

Donc pour les parois verticales

$$I_v(z_e) = \frac{1}{C_t(z_e).\mathrm{Ln}\left(\frac{z_e}{z_0}\right)} = \frac{1}{1.\mathrm{Ln}\left(\frac{14.5}{0.05}\right)} = 0.176$$

Et pour la toiture

$$I_v(z_e) = \frac{1}{C_t(z_e).\mathrm{Ln}\left(\frac{z_e}{z_0}\right)} = \frac{1}{1.\mathrm{Ln}\left(\frac{16.5}{0.05}\right)} = 0.172$$

Tableau II-4 : Récapitulatif du calcul du coefficient Iv conformément au (DTR RNV2013)

Parois verticales : z_e=14.5	Toiture : z_e=16.5
l_v = 0.176	l_v = 0.172

d) Coefficient topographique Ct

Le coefficient de topographie Ct permet de tenir compte de l'augmentation de la vitesse du vent lorsqu'il rencontre des obstacles naturels tels que des collines ou des reliefs isolés.

Dans notre cas, le site d'implantation étant plat, on adopte $\boldsymbol{C_t = 1}$[7]**.**

e) Calcul du coefficient d'exposition Ce

Pour les parois verticales :

$$Ce(14.5) = 1^2 \times 1.077^2 \times [1 + 7 \times 0.176] = 2.593$$

Et pour la toiture :

$$Ce(16.5) = 1^2 \times 1.102^2 \times [1 + 7 \times 0.172] = 2.679$$

Tableau II-5 : Récapitulatif du calcul du coefficient Ce conformément au (DTR RNV2013)

Parois verticales : z_e=14.5	Toiture : z_e=16.5
$Ce(14.5)$ =2.593	$Ce(16.5)$ =2.679

[6] RNV2013 page 57
[7] RNV2013 page 52

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

$$q_p(Z_e) = qref.\ C_e(Z_e)$$

Pour les parois verticales

$$q_p = 37.5 \times 2.593 = 97.249\ daN/m^2$$

Pour la toiture

$$q_p = 37.5 \times 2.679 = 100.480\ daN/m^2$$

Tableau II-6 : Récapitulatif de tous les coefficients conformément au (DTR RNV2013)

Hauteurs (m)	C_t	C_r	l_v	C_r	q_{ref} (daN/m²)	q_p(daN/m²)
14.5	1	1.077	0.176	2.593	37.5	97.249
16.5	1	1.102	0.172	2.679	37.5	100.48

II.1.3.3. Détermination de la pression aérodynamique

La pression aérodynamique W(zj) agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante (DTR RNV2013) :

$$\mathbf{W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}]\ [daN/m^2]}$$

C_{pe}: Coefficient de pression extérieure

C_{pi} : Coefficient de pression intérieure

1) Coefficients de pressions extérieures Cpe V_1

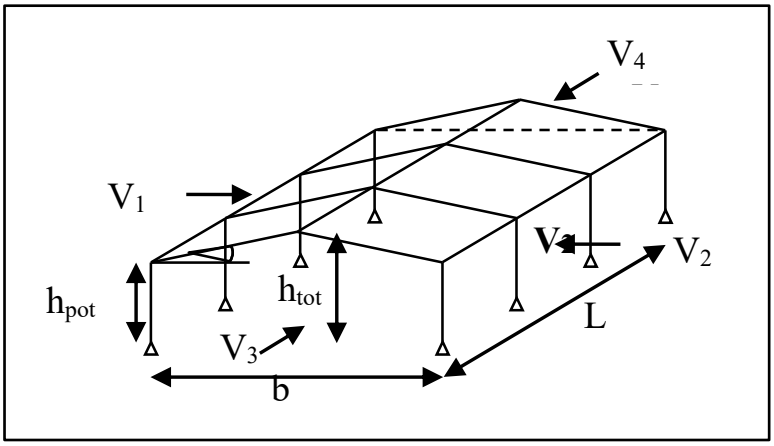


Figure II-3 : Directions du vent

a. Paroi verticale :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes[8] :

[8] RNV2013 page80

$C_{pe} = C_{pe}.1$ si $S \leq 1\ m^2$

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

$C_{pe} = C_{pe}.10$ si $S \geq 10\ m^2$

S est la surface chargée de la paroi considérée

Cpe = Cpe,10 pour S ≥10,00 m^2

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent V_1. b : 70 m

d : la dimension parallèle à la direction du vent V_1. d : 30 m h= 14.5 m

e = min [b ; 2h] = min [70 ; 29] e = 29 m

d < e la paroi est divisée en 3 zones de pression A, B ,C , D et E qui sont illustrés sur la Figure suivante :

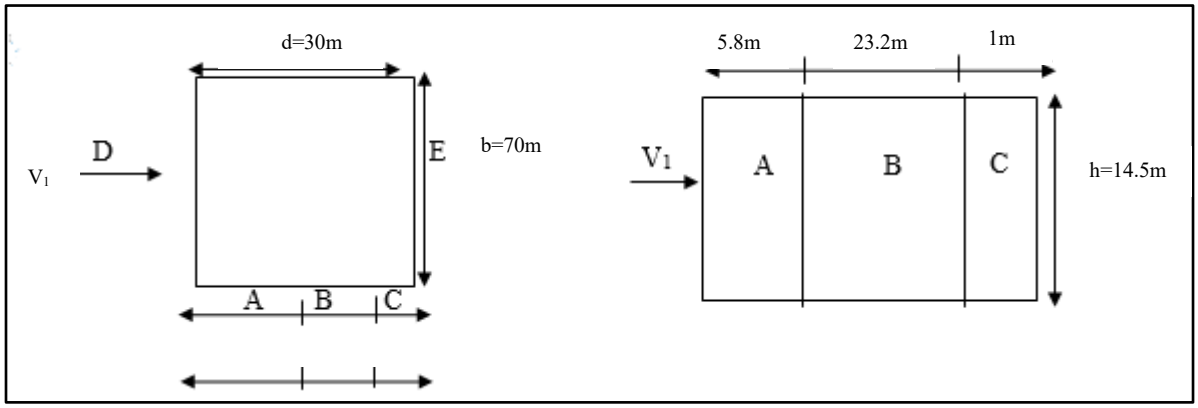


Figure II-4 : Légende pour les parois verticales

A' = 5.8 m ; B' = 23.2 m ; C= 1 m ; D = E = 70 m

Tableau II-7 Surface des zones en m^2

A	B	C	D	E
84.1 m^2	336.4 m^2	14.5 m^2	1015 m^2	1015 m^2

Tableau II-8 : Cpe pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire

A	B	C	D	E
$C_{pe}.10$	$C_{pe}.10$	$C_{pe}.10$	$C_{pe}.10$	$C_{pe}.10$
-1.0	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

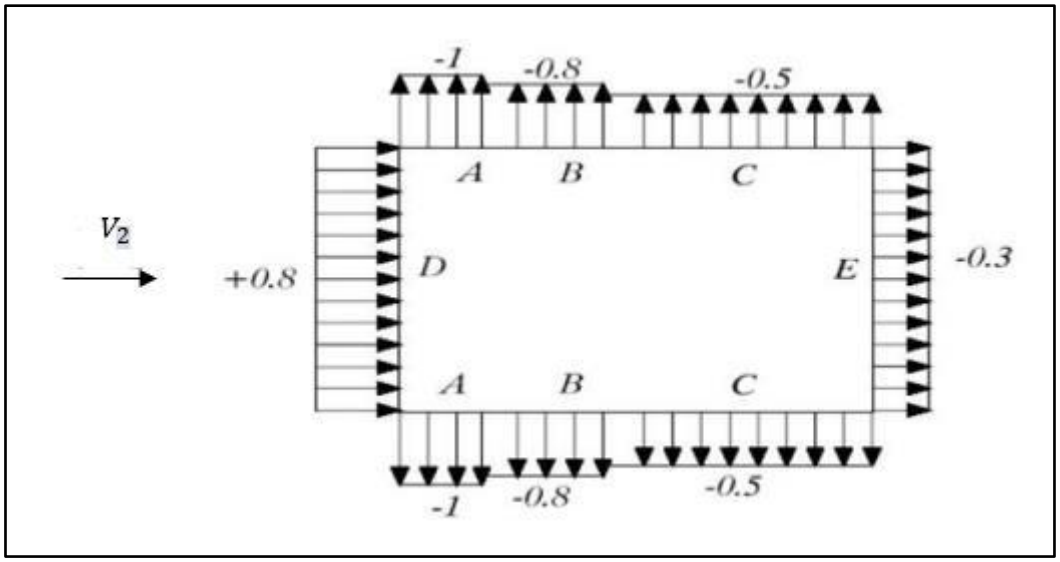


Figure II-5 : Représentation des coefficients Cpe sur les différentes zones

b. Toiture

Avec un angle de pente de toiture α = 7,59°, compris entre 5° et 15°, une interpolation est nécessaire pour déterminer, selon les surfaces respectives des zones F, G, H, I et J, la valeur la plus défavorable du coefficient de pression extérieure Cpe.

b = 70m ; d = 30m ; h = 16.5m ; e = min [b; 2h] = 33m; e/4 = 8.25m; e/2 = 16.5m; e/10 = 3.3m.

Les différentes Zones de pression F.G.H.I et J sont représentées sur la figure ci-dessous[9] :

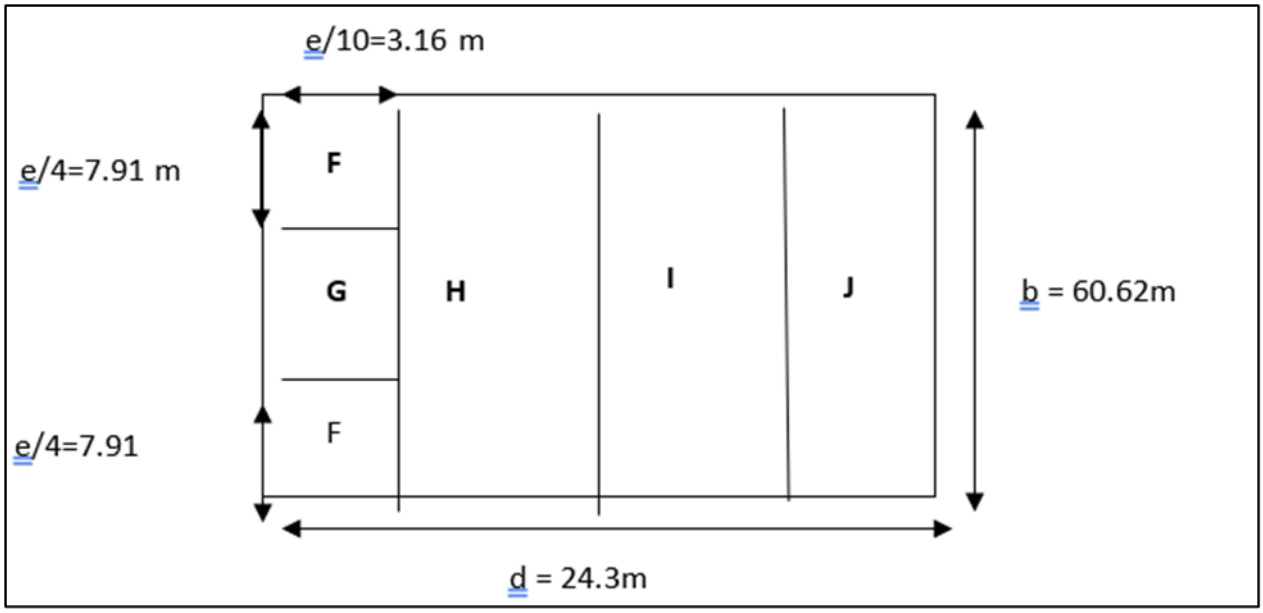


Figure II-6 : Légende pour les toitures plates

[9] RNV2013 page 86

Tableau II-9 : Surfaces des Zones en m²

F	G	H	I	J
27.225 m²	176.55 m²	819 m²	819 m²	231 m²

Les zones F.G.H.I et J a des surfaces >10m² C_{pe}=C_{pe}10

Tableau II-10 : Valeur Cpe pour la toiture

α	ZONES VENT ϑ = 0°									
	F		G		H		I		J	
	C_{pe}.10	C_{pe}.1	C_{pe}.10	C_{pe}.1	C_{pe}.10	C_{pe}.1	C_{pe}.10	C_{pe}.1	C_{pe}.10	C_{pe}.1
5	-1.7	-2.5	-1.2	-2	-0.6	-1.2	-0.6	-0.6	0.2	0.2
	0	0	0	0	0	0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6
7.59	-1.49	-2.37	-1.10	-1.87	-0.52	-0.97	-0.55	-0.55	-0.11	-0.24
	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	-0.44	-0.44	-0.44	-0.44
15	-0.9	-2	-0.8	-1.5	-0.3	-0.3	-0.4	-0.4	-1	-1.5
	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	0	0	0

2) Coefficient de pression intérieur Cpi V1(ϑ = 0°)

a) Vérification de la condition de la toiture isolée

Lorsque, pour au moins deux faces du bâtiment (façade ou toiture), la surface totale des ouvertures atteint au moins 30 % de celle de la face concernée, les actions du vent doivent être évaluées selon les règles applicables aux toitures isolées[10].

Les surfaces des ouvertures ont été déterminées à partir des plans architecturaux des différentes façades.

Tableau II-11 : Vérification de la condition de la toiture isolée

Faces	S (m²)	$S_{Ouvarteur}$ (m²)	%
Sens V1	1015	64.10	6.32
Sens V2	1015	102.05	10.05
Sens V3	465	19.29	4.15
Sens V4	465	59.35	12.76
Toiture	1060	0	0.00

Aucune des ouvertures ne dépasse 30 % de la surface de la face correspondante. Les conditions requises pour appliquer les règles des toitures isolées ne sont donc pas remplies.

b) Vérification de la condition de face dominante

Une face d'un bâtiment est dite dominante lorsque la surface de ses ouvertures est au moins deux fois supérieure à la somme des surfaces des ouvertures et des fuites d'air des autres faces[11].

[10] RNV2013 page 96
[11] RNV2013 page 96

Tableau II-12 : Vérification de la condition de face dominante

Faces	$S_{Ouvarteur}$ (m²)	2 x autre $S_{Ouvarteur}$ (m²)	Condition
Sens V1	64.10	128.2	Non
Sens V2	102.05	204.1	Non
Sens V3	19.29	38.58	Non
Sens V4	59.35	118.7	Non
Toiture	0	0	Non

Condition non vérifiée, donc pas de face dominante pour notre Structure.

a. Au Long pan 1 V_1 :

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure Cpi est déterminé avec (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ_p l'indice de perméabilité donné par[12] :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{surface des ouvertures ou } Cpe < 0}{\sum \text{surface de toute les ouvertures}}$$

$$\mu_p = \frac{180.69}{244.79} = 0.74$$

$$\frac{h}{d} = \frac{h(z_e)}{Profondeur} = \frac{14.5}{70} = 0.20 < 0.25$$

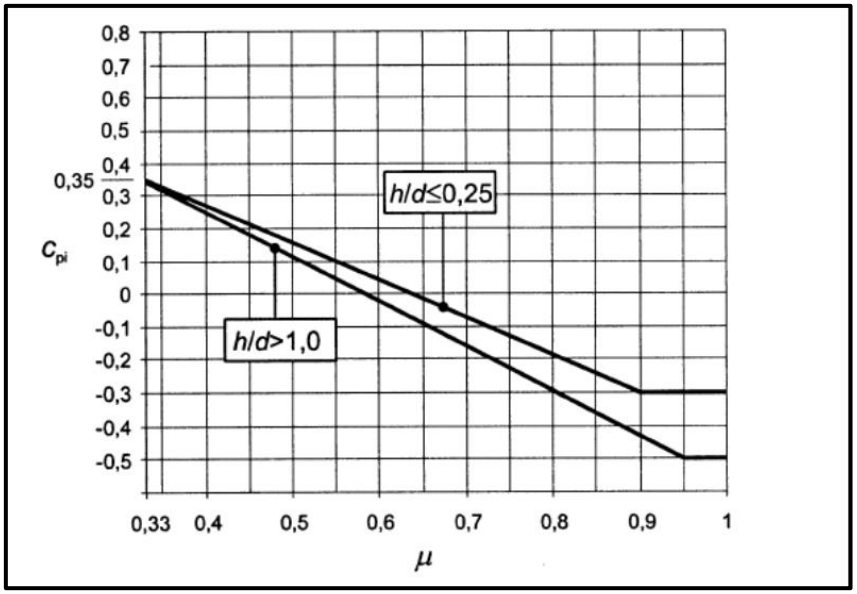


Figure II-7 : Indice de perméabilité Cpi

Donc au cas fenêtres ouvertes et portes fermées alors Cpi = -0.12

[12] RNV2013 page 96

- La pression aérodynamique de la paroi verticale :

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \ [daN/m^2]$$

Tableau II-13 : Les valeurs de pression W (ze) sur les parois verticales sens (V_1)

La zone	q_p (daN/ m²)	Cpe	Cpi	W(Z)(daN/ m²)
A'	97.249	-1	-0.12	-85.57912
B'	97.249	-0.8	-0.12	-66.12932
D	97.249	0.8	-0.12	89.46908
E	97.249	-0.3	-0.12	-17.50482

- La pression aérodynamique pour la toiture :

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \ [daN/m^2]$$

Tableau II-14 : Valeur de la pression W (ze) sur la toiture sous (V_1)

La zone	q_p (daN/ m²)	Cpe	Cpi	W(Z)(daN/ m²)
F	100.48	-1.49	-0.12	-137.6576
	100.48	0.05		5.024
G	100.48	-1.10	-0.12	-98.4704
	100.48	0.05		17.0816
H	100.48	-0.52	-0.12	-40.192
	100.48	0.05		17.0816
I	100.48	-0.55	-0.12	-43.2064
	100.48	-0.44		-32.1536
J	100.48	-0.11	-0.12	1.0048
	100.48	-0.44		-32.1536

b. Au Long pan 2 V_2 :

$$\mu_p = \frac{142.74}{244.79} = 0.58$$

$$\frac{h}{d} = \frac{h(z_e)}{Profondeur} = \frac{14.5}{70} = 0.20 < 0.25$$

Donc au cas fenêtres ouvertes et portes fermées alors Cpi = 0.35

Tableau II-15 : Les valeurs de pression W (ze) sur les parois verticales sens (V_2)

La zone	q_p (daN/ m²)	Cpe	Cpi	W(Z)(N/ m²)
A'	97.249	-1	0.05	-102.11
B'	97.249	-0.8	0.05	-82.66
D	97.249	0.8	0.05	72.94
E	97.249	-0.3	0.05	-34.04

Tableau II-16 : Valeur de la pression W (ze) sur la toiture sous (V_2)

La zone	qp (daN/ m²))	Cpe	Cpi	W(Z)(N/ m²))
F	100.48	-1.49	0.05	-154.74
	100.48	0.05		5.02
G	100.48	-1.1	0.05	-110.52
	100.48	0.05		5.02
H	100.48	-0.52	0.05	-52.25
	100.48	0.05		5.02
I	100.48	-0.55	0.05	-55.26
	100.48	-0.44		-44.21
J	100.48	-0.11	0.05	-11.05
	100.48	-0.44		5.02

3) Coefficients de pressions extérieures Cpe V_3

c. Paroi verticale :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

Cpe = Cpe.1 si S ≤ 1 m²

Cpe = Cpe.1 + (Cpe.10 - Cpe.1) × log10(S) si 1 m² < S < 10m2

Cpe = Cpe.10 si S ≥ 10 m²

S est la surface chargée de la paroi considérée

Cpe = Cpe.10 pour S ≥10,00 m2

b =30m d = 70m

e = min [b ; 2h] = min [30 ; 29] = 29m.

d > e la paroi est divisée en 5 zones de pression A, B, C, D et E qui sont illustrés sur la Figure suivante :

Avec :

A = 5.8 m ; B = 23.2 m ; C = 41 m ; D = E = 30 m

Tableau II-17 : Valeurs Cpe pour les parois verticales

Paroi latérale						Paroi au vent		Paroi <sous le vent	
A		B		C		D		E	
$C_{pe}.10$	$C_{pe}.1$	$C_{pe}.10$	$C_{pe}.1$	$C_{pe}.10$	$C_{pe}.1$	$C_{pe}.10$	$C_{pe}.1$	$C_{pe}.10$	$C_{pe}.1$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5	-0.5	0.8	1.0	-0.3	-0.3

Tableau II-18 : Surface des zones en m^2

A	B	C	D	E
84.1 m^2	336.4 m^2	594.5 m^2	435 m^2	435 m^2

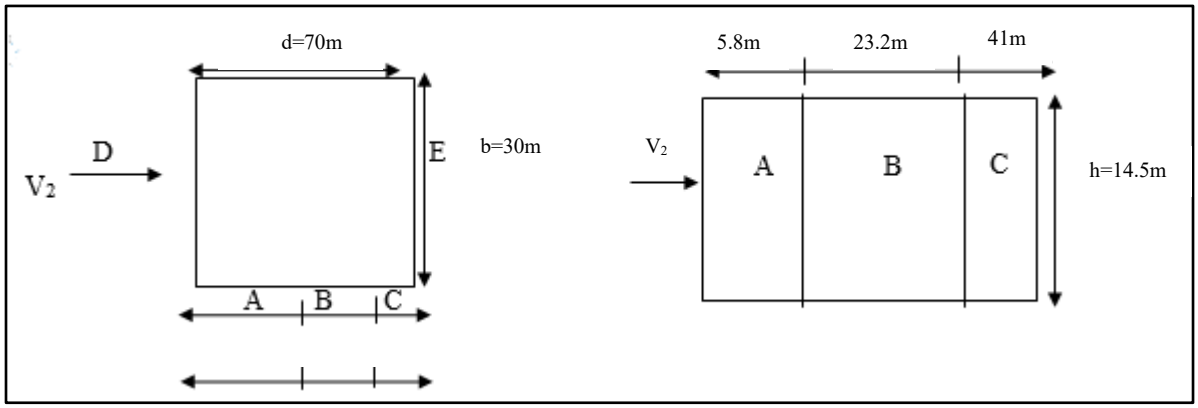


Figure II-8 : Légende pour les parois verticales

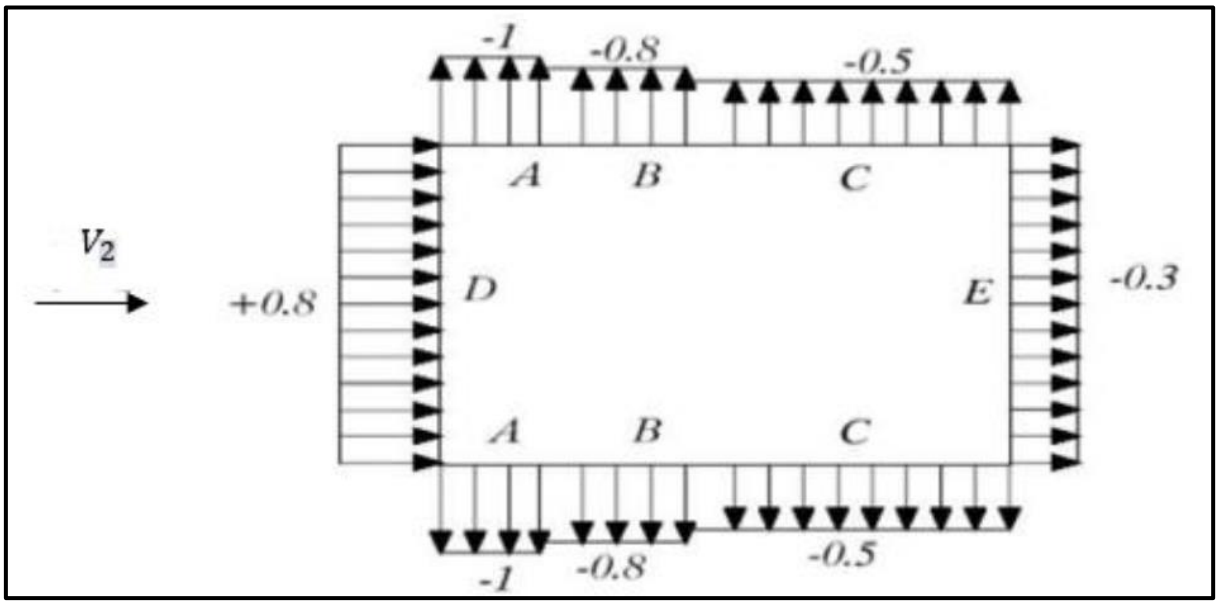


Figure II-9 : Représentation des coefficients Cpe sur les différentes zones

d. Toiture :

Les différentes Zones de pression F.G.H et I sont représentées sur la figure ci-dessous :

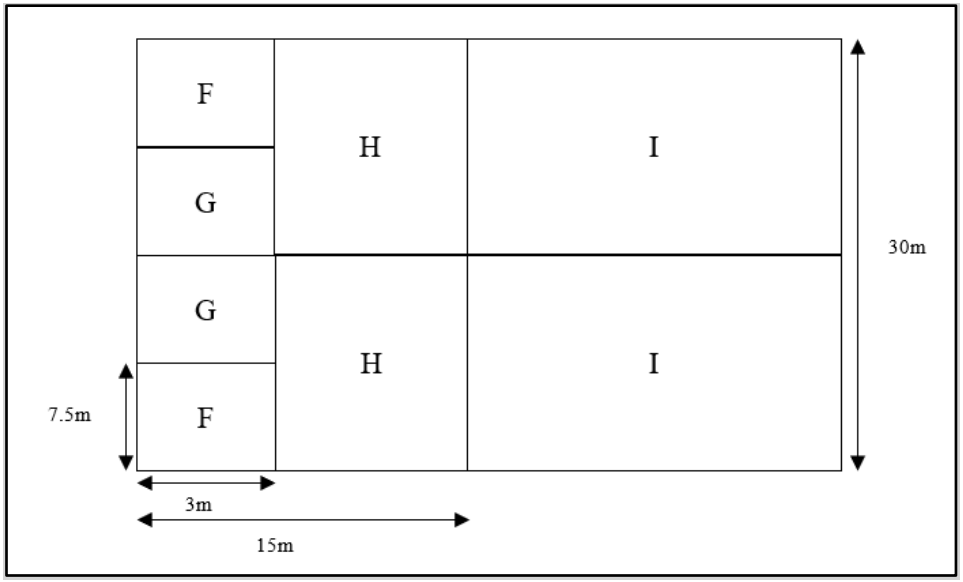


Figure II-10 : Légende pour la toiture

Tableau II-19 : Surfaces des Zones en m²

F	G	H	I
22.5 m^2	22.5 m^2	180 m^2	825 m^2

Tableau II-20 : Valeur Cpe pour la toiture

α	ZONES VENT ϑ = 90°							
	F		G		H		I	
	$C_{pe}.10$	$C_{pe}.1$	$C_{pe}.10$	$C_{pe}.1$	$C_{pe}.10$	$C_{pe}.1$	$C_{pe}.10$	$C_{pe}.1$
5	-1.60	-2.20	-1.30	-2.00	-0.70	-1.20	-0.60	-0.60
7.59	-1.52	-2.15	-1.30	-2.00	-0.67	-1.20	-0.57	-0.57
15	-1.30	-2.00	-1.30	-2.00	-0.60	-1.20	-0.50	-0.50

e = min [b ; 2h] = [30 ;33] = 30 m

$\frac{e}{2} = 15 \quad \frac{e}{4} = 7.5 \quad \frac{e}{10} = 3$

4) Coefficient de pression intérieur Cpi V_4

a. Au pingion 1

$$\mu_p = \frac{\sum \text{surface des ouvertures ou } Cpe < 0}{\sum \text{surface de toute les ouvertures}}$$

$$\mu_p = \frac{225.5}{244.79} = 0.92$$

$$\frac{h}{d} = \frac{h(z_e)}{Profondeur} = \frac{16.5}{30} = 0.55$$

$$1 > 0.55 > 0.25$$

Donc on procède par interpolation linéaire pour déterminer la valeur de Cpi

$$C_{pi} = \begin{cases} \mu_p = 0.92 \; et \; h/d \; > 1 & C_{pi} = -0.5 \\ \mu_p = 0.92 et \; h/d > 0.25 & C_{pi} = -0.3 \\ \mu_p = 0.92 \; et \; h/d \; = 0.55 & C_{pi} = -0.38 \end{cases}$$

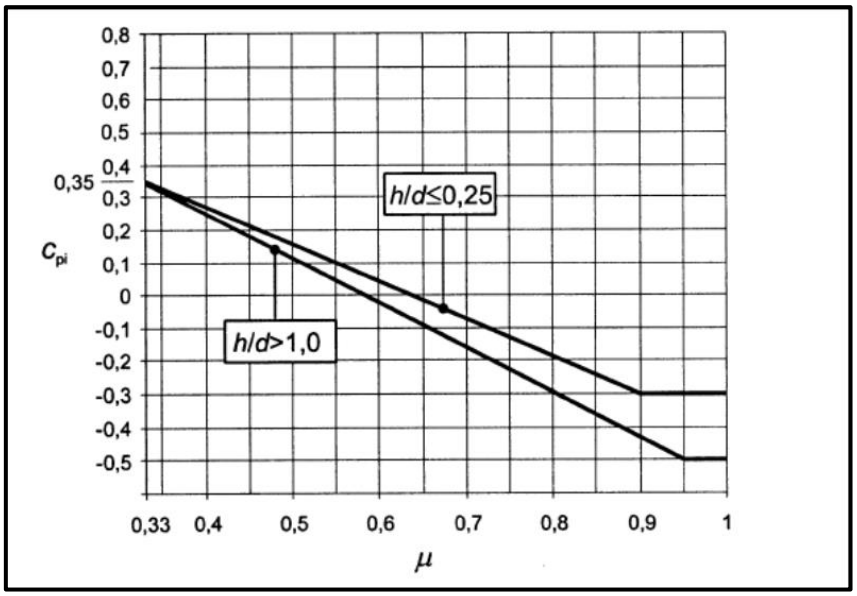


Figure II-11 : Indice de perméabilité Cpi

Tableau II-21 : Les valeurs de pression W (ze) sens (V_3)

La zone	q_p (daN/ m²)	Cpe	Cpi	W(Z)(daN/ m²)
A'	97.249	-1	-0.38	-60.29
B'	97.249	-0.8	-0.38	-40.84
D	97.249	0.8	-0.38	114.75
E	97.249	-0.3	-0.38	7.78

Tableau II-22 : Valeur de la pression W (ze) sur la terrasse sous (V_3)

La zone	q_p (daN/ m²)	Cpe	Cpi	W(Z)(daN/ m²)
F	100.48	-1.52	-0.38	-114.55
G	100.48	-1.3	-0.38	-92.44
H	100.48	-0.67	-0.38	-29.14
I	100.48	-0.57	-0.38	-19.09

b. Au pingion 2

$$\mu_p = \frac{185.44}{244.79} = 0.76$$

$$\frac{h}{d} = \frac{h(z_e)}{Profondeur} = \frac{16.5}{30} = 0.55$$

Donc on procède par interpolation linéaire pour déterminer la valeur de Cpi

$$C_{pi} = \begin{cases} \mu_p = 0.76\ et\ h/d\ > 1 & C_{pi} = -0.23 \\ \mu_p = 0.76 et\ h/d > 0.25 & C_{pi} = -0.13 \\ \mu_p = 0.76\ et\ h/d\ = 0.55 & C_{pi} = -0.17 \end{cases}$$

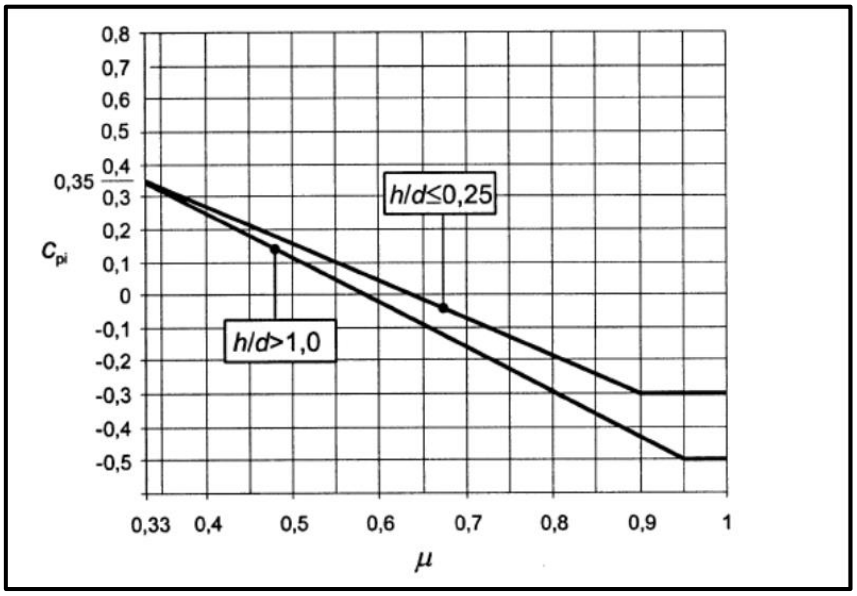


Figure II-12 : Indice de perméabilité Cpi

Tableau II-23 : Les valeurs de pression W (ze) sens (V_4)

La zone	q_p (daN/ m²)	Cpe	Cpi	W(Z)(daN/ m²)
A'	97.249	-1	0.17	-113.78
B'	97.249	-0.8	0.17	-94.33
D	97.249	0.8	0.17	61.267
E	97.249	-0.3	0.17	-45.71

Tableau II-24 : Valeur de la pression W (ze) sur la terrasse sous (V_4)

La zone	q_p (daN/ m²)	Cpe	Cpi	W(Z)(daN/ m²)
F	100.48	-1.52	0.17	-169.81
G	100.48	-1.3	0.17	-147.71
H	100.48	-0.67	0.17	-84.40
I	100.48	-0.57	0.17	-74.36

II.1.4. Charge de température

Dans cette étude nous n'avons pas mené d'étude sur l'effet de la température sur la structure

CHAPITRE III :
PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. INTRODUCTION

Les éléments secondaires ont pour rôle d'absorber les sollicitations dues au vent et de contribuer à la stabilité globale de la structure. Ils font partie intégrante de l'enveloppe des halles et des bâtiments, en tant qu'éléments porteurs secondaires. Leur fonction principale est de transmettre les efforts appliqués sur la toiture et les façades vers les éléments porteurs principaux.

Les éléments secondaires sont :

- Des pannes
- Des liernes
- Les escaliers

Le calcul de ces éléments se déroulera selon les étapes suivantes :

- Identification des actions susceptibles d'agir sur les éléments considérés, suivie de la détermination des combinaisons les plus défavorables.
- Prédimensionnement basé sur le critère de la flèche admissible.
- Calcul des sollicitations correspondantes : effort tranchant, moments de flexion simple et déviée.
- Vérification des capacités de résistance des éléments ainsi que de leur stabilité de forme (déformations et flèches).

III.1.1. Les pannes

Les pannes sont des poutres conçues pour supporter la couverture et transmettre les charges (permanentes, d'entretien et climatiques) à la traverse ou à la ferme. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faîtage et sont sollicitées principalement en flexion déviée.

Elles peuvent être réalisées en profilés laminés à chaud (de type I ou U), en profilés formés à froid (Z, U, Σ) ou encore en treillis pour les grandes portées.

Dans notre cas, l'étude portera sur la panne la plus sollicitée : une panne intermédiaire de portée L = 8 m, inclinée d'un angle α = 7.59°, réalisée en profilé IPE.

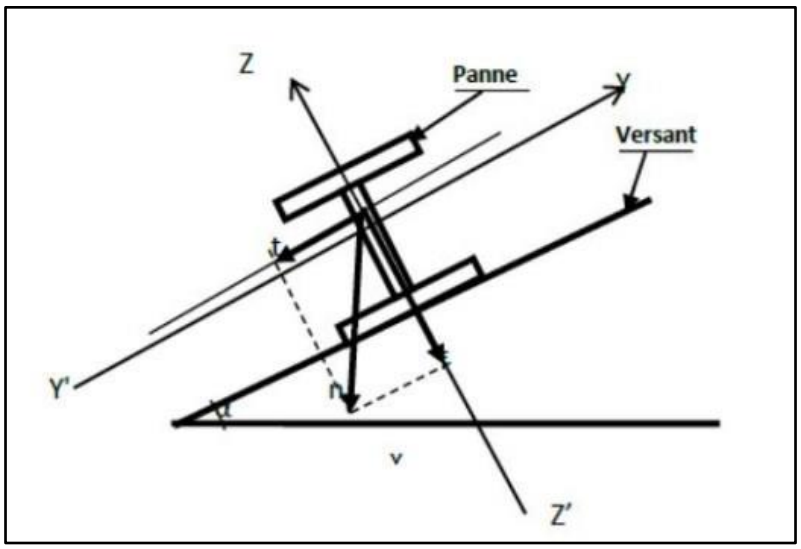


Figure III-1: Disposition de la panne

III.1.1.1. Evaluation des charges et surcharges

1) charges permanentes (G)

Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) ……12.9 Kg/m2.

·Poids propre d'accessoire d'attache …….....1.5 Kg/m2.

·Poids propre de la panne estimé (IPE220) ……26.2 Kg/m.

G = (Pcouverture + Paccessoire) × e + Ppanne

e : espacement entre les pannes (e= 1,25m)

G = (12.9 + 1.5) × 1,25 + 16.4 = 44.2 Kg/m

G = 0.442 KN/ml Poids propre de la couverture Charge d'exploitation

2) Surcharges d'entretien (P) :

Dans le cas des toitures inaccessibles, seule une charge d'entretien est prise en compte dans les calculs. Celle-ci correspond au poids d'un ouvrier et de son assistant, soit deux charges ponctuelles de 100 kg chacune, appliquées respectivement aux 1/3 et 2/3 de la portée de la panne, conformément au DTR BC 2.2.

Afin d'unifier l'expression de la flèche sous charges permanentes et sous charges d'exploitation, on cherche à déterminer une charge uniformément répartie équivalente (Peq), produisant le même moment fléchissant maximal que celui induit par les deux charges concentrées.

Cette charge Peq est obtenue en égalisant le moment maximal généré par les deux charges ponctuelles avec celui généré par une charge répartie équivalente.

Mmax = Pl/3

Mmax = 100×2 = 200Kg.m

Afin d'unifier l'expression de la flèche sous les charges permanentes et les surcharges d'exploitation, on détermine une charge uniformément répartie équivalente, produisant le même moment fléchissant maximal que celui généré par les deux charges ponctuelles. Cette charge uniformément répartie, notée Peq, est obtenue en égalant le moment maximal dû à la charge répartie au moment maximal induit par les deux charges concentrées.

Mmax=P'l/ 3=Pl²/8

P= (8*P') / (3*l) = (8*P') / (3*l) = (8*100) / (2*8) = 33.33 kg/ml

Peq=0,33KN/ml

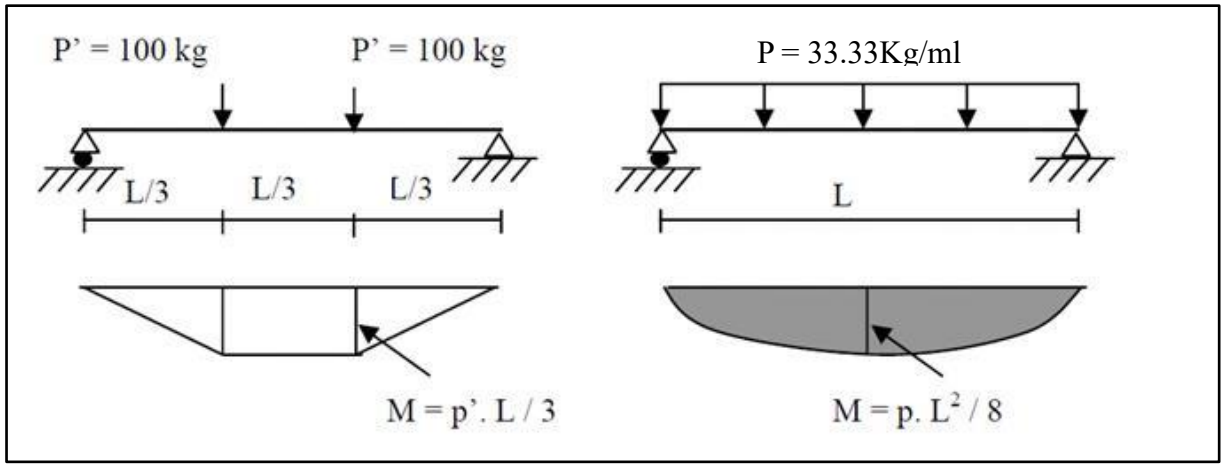


Figure III-2:Schéma statique de la poutre équivalente

3) Charge la neige

La charge de la neige maximale est S = 0.16 KN/m2

D'où :

S= (0.16x1.25) = 0.2 KN/ml

1) Charge la vent

La pression aérodynamique la plus défavorable est observée lorsque le vent souffle perpendiculairement au pignon arrière. Dans cette configuration, une pression de 169,81 daN/m² a été relevée sur la zone F de la toiture.

169,81 × 1,25 = 212,26 daN/m.

Les charges et surcharges appliquées :

G = 44.2 daN/ml.

W = -212,26 daN/m.

S = 0.2 daN /ml.

Q = 33.33 daN /ml

Décomposition des charges :

- **Suivant l'axe Z-Z :**

  Gz = G cos α= 43.81 daN/m.

  Qz = Q cos α = 33.04 daN/m.

  Wz = W = -212,26 daN/m.

  Sz= S cos α = 0.198 daN/m.

- **Suivant l'axe Y-Y :**

  Gy= G sin α = 5.81 daN/m.

$Qy = Q \sin \alpha = 4.40$ daN/m.

$Wy = 0$ daN/m.

$Sy = S \sin \alpha = 0.02$ daN/m.

Les combinaisons d'actions :

1) ELU :

➔Suivant l'axe z-z :

Comb 1= 1.35 Gz+1.5 Qz = 108.70 daN/ml

Comb 2= 1.35 Gz+1.5 Sz = 59.44 daN/ml

Comb 3= Gz+1.5 W = -274.58 daN/ml

Comb 4= Gz+1.35 W+ Sz = -274.38 daN/ml

➔Suivant l'axe y-y :

Comb 1= 1.35Gy+1.5Qy = 14.44 daN/ml

Comb 2= 1.35Gy+1.5Sy=7.87 daN/ml

Comb 3 = 1,35Gy = 7.83 daN/ml

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

quz = Gz+1.5 W = -274.58 daN/ml daN/ml

quy =1.35Gy+1.5Qy = 14.44 daN/ml

2) ELS :

➔Suivant l'axe z-z :

Comb 1 = Gz + Qz = 76.85 daN/ml

Comb 2 = Gz + Sz = 44.01 daN/ml

Comb 3 = Gz + W = -168.45 daN/ml

➔Suivant l'axe y-y :

Comb 1 = Gy + Qy = 10.21 daN /ml

Comb 2 = Gy + Sy = 5.83 daN/ml

Comb 3 = Gy = 5.81 daN/ml

Selon les deux axes Y et Z ; les charges maximales à l'ELS /ml revenant à la panne la plus sollicitée

qsz = Gz + W = -168.45 daN/ml

qsy = Gy + Qy = 10.21 daN /ml

Vérification du prédimensionnement (contrôle de la flèche)

Selon le CCM97[13], la flèche des poutres de toiture doit être limitée à :

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{8000}{200} = 40\ mm$$

Dans le cas d'une poutre biarticulée soumise à une charge uniformément répartie, la flèche maximale est donnée par la formule suivante :

$$f_{ser} = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{Ed\ ser} . L^4}{E . I_y}$$

$Q_{Ed\ ser}$: est la charge uniformément répartie en service

L : 8m est la portée de la poutre

E : est le module d'élasticité du matériau

I_y : est le moment d'inertie selon l'axe vertical

$Q_{Ed\ ser}$	G (kg/m)	Iy (mm^4)	L(mm)	E(N/mm)
168.4	26.2	27.72×10^6	8000	2.1×10^5

$$f_{ser} = 15.41\ mm$$

$$f_{ser} = 15.41\text{mm} < f_{adm} = 20\text{mm}$$

La flèche ayant été vérifiée, nous procédons maintenant aux vérifications aux États Limites Ultimes (ELU).

Condition de la résistance (ELU) :

Dans le cadre de la vérification de la résistance à l'ELU, les points suivants doivent être contrôlés :

Vérification à la flexion déviée :

La vérification repose sur la condition suivante[14] :

$$\left(\frac{M_{y\ Ed}}{M_{ply\ Ed}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{y\ Ed}}{M_{ply\ Ed}}\right)^{\beta} < 1$$

où =2 et β=1 pour les profilés en I ou en H en l'absence d'effort normal.

$$M_{y\ Ed} = \frac{Q_{yEd} \times L^2}{8} = \frac{274.58 \times 8^2}{8} = 2196.64\ daN.m$$ [15]

[13] voir CCM97, page 19, tableau 4.1
[14] voir CCM97,page 68, equation (5.35)
[15] voir CCM97 page 65 titre 5.4.7 (3)

$$M_{z\,Ed} = \frac{Q_{yEd} \times (L/2)^2}{8} = \frac{14.44 \times 8^2}{8} = 115.52\ daN.m$$

Et : $M_{pl} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$ et pour le γm0 on doit déterminer la classe du profile.

Détermination de la classe de profile :

Ame :

$d/t_w = 177.6/7 = 25 \leq 72\varepsilon$

Et : $\varepsilon = \sqrt{(235/fy)} = \sqrt{(235/235)} = 1$

Ame de classe 1

Semelle : $\frac{C}{t_f} \leq 10\varepsilon$

$\frac{C}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{110/2}{9.2} = 5.98$

$10*\varepsilon = 10$

Semelle de classe 1

Donc la section de classe 1**.** $\boldsymbol{\gamma_{m0} = 1}$

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{285 * 10^{-3} \times 275}{1} * 100 = 7837.5\ daN$$

$$M_{plzrd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{58.1 * 10^{-3} \times 275}{1} * 100 = 1597.75\ daN$$

Alors

$$\left(\frac{2196.64}{7837.5}\right)^2 + \left(\frac{115.52}{1597.75}\right)^1 = 0.35 < 1$$

Tableau III-1 :les resultats

$M_{y\,Ed}(daN.m)$	$M_{z\,Ed}(daN.m)$	$M_{plyrd}(daN.m)$	$M_{plzrd}(daN.m)$
2196.64	115.52	7837.5	1597.75

La résistance de la section en flexion déviée est vérifiée.

Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement repose sur la condition suivante : **EC .3 p158**

$$\frac{V_{sd}}{V_{plrd}} \leq 0.5$$

$$V_{sd} = \frac{Q_u . l}{2}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v . f_y}{\gamma_{m0} . \sqrt{3}}$$

$V_{pl,Rd}$: résistance plastique au cisaillement (N)

A_v : aire efficace au cisaillement $A_{vz} = A - 2b_t f + (t_w + 2r)\, t_f$ (en mm²)

f_y: limite élastique de l'acier (MPa)

γ_{m0}=1.0 : facteur de sécurité partiel

$A_{vz} = A - 2b.t_f + (t_w + 2r)\, t_f$ [16]=1591.08 mm²

A(mm2)	b(m)	t_f(m)	t_w(m)	r(mm)
3340	110	9.2	5.9	12

$$V_{zplrd} = \frac{1591.08 * 10^{-6} * 275 * 10^3}{1 * \sqrt{3}} * 100 = 25261.78\ daN$$

$$V_{zsd} = \frac{2196.64 * 8}{2} = 8786.56 daN$$

$$\frac{V_{sd}}{V_{plrd}} = \frac{8786.56}{25261.78} = 0.35 \leq 0.5$$

La vérification au cisaillement des pannes est satisfaisante, et sans interaction.

Vérification au déversement :

Le moment résistant au déversement est donné par la formule [17]:

$$\frac{N_{sd}}{X_z * A * f_y/\gamma_{m0}} + \frac{K_{LT} * M_{y,sd}}{X_{LT} * W_{pl} * f_y/\gamma_{m1}} + \frac{K_z * M_{z,sd}}{W_{pl,z} * f_y/\gamma_{m1}} < 1$$

Puis que : N_{Sd} = 0

Avec :

βω = 1 (Section de classe 1)

γ_{m1}= 1.1

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT}.N_{sd}}{X_z * A * f_y} = 1$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_Z.N_{sd}}{X_z * A * f_y} = 1$$

[16] CCM97 titre 5.4.6 (2)
[17] CCM97 page 148 formule (B.21)

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 + \overline{\lambda_{LT}}^2}}$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 * [1 + \alpha_{LT}(\overline{\lambda_{LT}} - 0.2) + \overline{\lambda_{LT}}]$$

Avec :

α_{LT} = 0.21 (Facteur d'imperfection)

$$\overline{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} * \sqrt{b_\varepsilon}$$

$$\lambda_1 = 93.3\varepsilon = 93.3 * 1 = 93.3$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{{c_1}^{0.5}[1 + \frac{1}{20}[\frac{l/i_z}{h/t_f}]^2]^{0.25}}$$

C1 = 1.132

l : longueur de maintien latéral (distance entre le lierne et le portique = L/2=4m).

i_z: moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.

i_z =24.8 mm

W_{pl} : module de résistance plastique par

W_{ply} = 285× 10^3 mm^3; W_{plz} = 37.3× 10^3 mm^3

h= 220mm ; t_f= 9.2 mm

Alors :

$$\lambda_{LT} = 123.44$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \frac{123.44}{93.3} = 1.32 > 0.4$$

$$\varphi_{LT} = 1.49$$

$$X_{LT} = 0.46$$

$$\frac{2196.64}{0.46 * 285 * 10^3 * 235 * 100/1.1} + \frac{115.52}{37.3 * 10^3 * 235/1.1} = 0.84 < 1$$

La résistance au déversement de la panne est vérifiée ; le profilé IPE 220 est donc retenu.

III.2. CALCULE DES LIERNES (TOITURE)

Les liernes sont des éléments en traction, disposés au milieu des pannes. Elles sont généralement constituées de barres en fer rond, de cornières ou de tubes. Elles remplissent les fonctions suivantes :

Pendant la phase de montage, elles assurent le maintien de la rectitude des pannes avant la pose de la couverture.

En phase d'exploitation, elles garantissent le maintien latéral des pannes.

Sollicitations revenant au tirant

Qy, sd : Charge linéique transversale appliquée sur la panne Qy, sd =105.87 daN

Nombre d'élément 13

Espacement 1.25 m

La réaction R au niveau du le lierne : R = 1.25. qy. ly/2

ly : Longueur entre points d'appui

R = 1.25 * 105.87 * 4 = 529.35 daN

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

$T_1 = R/\ 2$ = 529.35/2 = 264.68 daN

Effort dans les tronçons L2, L3, L4, L5, L6, L6, L7, L8 :

$$T_n = R + T_{n-1}$$

$T_2 = R + T_1$ = 529.35 + 264.68 = 794.03 daN

$T_3 = R + T_2$ = 529.35 + 794.03 = 1323.38 daN

$T_4 = R + T_3$ = 529.35 + 1323.38 = 1852.73 daN

$T_5 = R + T_4$ = 529.35 + 1852.73 = 2382.08 daN

$T_6 = R + T_5$ = 529.35 + 2382.08 = 2911.43 daN

$T_7 = R + T_6$ = 529.35 + 2911.43 = 3440.78 daN

$T_8 = R + T_7$ = 529.35 + 3440.78 = 3970.13 daN

$T_9 = R + T_8$ = 529.35 + 3970.13 = 4499.48 daN

$T_{10} = R + T_9$ = 529.35 + 4499.48 = 5028.83 daN

$T_{11} = R + T_{10}$ = 529.35 + 5028.83 = 5558.18 daN

$$T_{12} = \frac{T_{11}}{2 * \sin 17.35°} = 9319.30\ daN$$

Avec θ = arctg (1.25/4) = 17.35°

Calcul de la section des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L_{12} : T_{12} = 9319.30 daN

$$N_{sd} < N_{plrd} = A\frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A > N_{sd} * \frac{\gamma_{m0}}{f_y} = 9319.30 * 10^5 \frac{1.1}{275} = 37.27\ mm^2$$

$$A = \frac{\boldsymbol{\pi} * r^2}{4} > 37.27\ mm^2$$

$$r > \sqrt{\frac{\mathbf{4} * A}{\boldsymbol{\pi}}} > \sqrt{\frac{\mathbf{4} * 37.27}{\boldsymbol{\pi}}} = 6.88\ mm$$

Pour raison sécuritaire et pratique, on opte pour une barre ronde de diamètre ϕ=10 mm

III.3. ESCALIER METALLIQUE

Introduction

Un escalier est un ensemble de marches permettant de franchir un dénivelé entre deux niveaux. La largeur de l'escalier est appelée *emmarchement*, la profondeur d'une marche est désignée par le *giron* (g), et sa hauteur par la *contremarche* (h). Un escalier se compose de plusieurs éléments essentiels :

Palier : surface plane située à chaque étage, au départ et à l'arrivée d'une volée. Il permet une pause pendant la montée ou la descente.

Palier intermédiaire : palier placé entre deux niveaux, destiné à interrompre une volée longue.

Volée : segment droit (ou courbe) de l'escalier compris entre deux paliers successifs.

Marche : élément horizontal sur lequel on pose le pied. Elle peut être encastrée entre deux limons ou simplement posée sur un ou deux limons.

Choix des dimensions

Les escaliers sont réalisés en charpente métallique. Pour le dimensionnement du giron (g) et de la contremarche (h), on utilise la formule de Blondel :

59 cm≤ (g+2h) ≤66 cm

Donc :

h varie de 14 cm à 20 cm

g varie entre 22 cm à 30 cm

La vérification de la relation de BLONDEL

Pour h=17 cm et : g = 30 cm

Alors 2h+g =2*17+30 = 64 cm

Donc 59 cm <64 cm < 66 cm ……**Condition vérifiée.**

Caractéristiques géométriques :

Hauteur d'étage : H= 4.8 m

Contre marche : h=0.17 m

Largeur de la marche : g=0.3 m

Dimensionnement

Dimensionnement de la marche

Nombre des contres marches n = 29 contres marches

$$n > \frac{H}{h} = 28.24$$

Nombre des marches m = n-1 = 29-1 = 28 marches

Emmarchement : 1.5 m

L'escalier comporte deux paliers intermédiaires situés respectivement aux hauteurs de 1,76 m et 3,52 m de longueur de 1.37m

L'inclinaison de la paillasse : α = acrtg (1.76/2.7) = 33.10°

La longueur de la paillasse : $L = 3 * \sqrt{1.76^2 + 2.7^2} + 2 * 1.37 = 12.41m$

Dimensionnement des supports des marches :

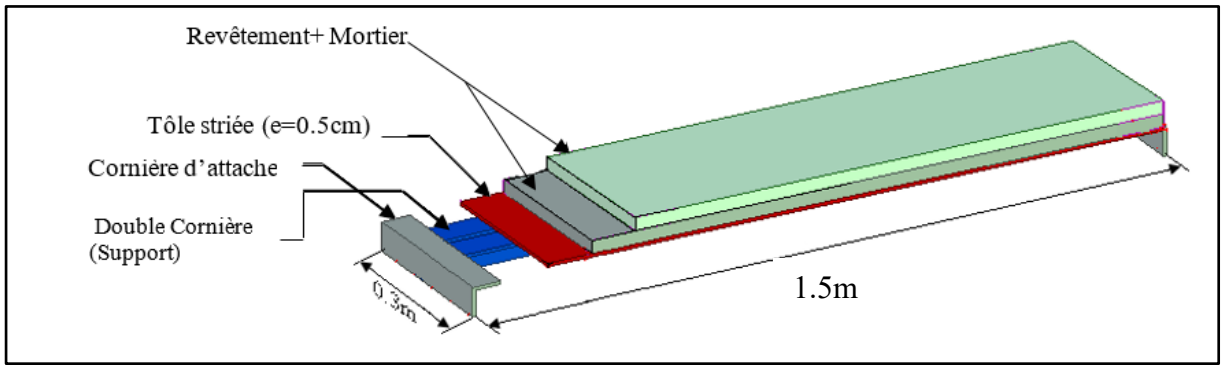


Figure III-3 : Eléments constructif de la marche

Dimensionnement des cornières

• Evaluation des charges :

Charges permanente G : Tôle (5mm) 0.45KN/m²

Revêtement (e=2mm) ..... 20*0.02=0.34KN/m²

Mortier de pose (e=2mm) ..... 20*0.02=0.34KN/m²

Totale G=1.25 KN/m²

Surcharge d'exploitation « Q » : **Q=2.5 KN/m**

Pré dimensionnement des cornières :

Chaque cornière reprend la moitié de la charge de la marche plus celle du contre marche

- ELS :

$qs = (G + Q) \times g$

$qs = (1.25 + 2.5) \times 0.3$

$qs = 1.125\ KN/m$

Condition de la flèche :

Vérification du prédimensionnement (contrôle de la flèche)[18]

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{\text{qs} \, . L^4}{E . I_y} < f_{ser} = \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 * 250 * q_S \, . L^4}{384 * E} = \frac{5 * 250 * 1.125 * 1500^3}{384 * 2.1 * 10^5} = 5.88 \, cm^4$$

Une cornière L50×50×5 est retenue pour cette application

Tableau III-2 : Les caractéristique de la cornière L50×50×5

Profile	G(kg/m)	h=b (mm)	tf(mm)	r(mm)	A 10^2 (mm^2)	Wely=Welz 10^3(mm^3)	Iy=Iz 10^3(mm^4)
L 50 x 50 x 5	3.84	50	5	7/2*	4.8	3.05	10.96

$G = G_{PP} + G_{cornièr}$

G = 1.25*0.3 + 0.0384 = 0.41KN

$Q = 2.5 * 0.3 = 0.75$ KN

$qs = G + Q = 0.41 + 0.75 = 1.16$ KN

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{1.16 \, . 1.500^4}{2.1 * 10^5 . 10.96 * 10^{-8}} = 3.32$$

$$f_{adm} = \frac{1500}{250} = 6mm$$

la flèche est verifie

- ELU :

qu =1.35G + 1.5Q = 1.35 × 0.41 + 1.5 × 0.75

qu = 1.67 KN/m

• Résistance :

$Msd \leq Mplrd$

$$M_{sd} = \frac{q_u * L^2}{8} = \frac{1.67 * 1.5^2}{8} = 0.47 \, KN.m$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y * W_{ply}}{\gamma_{m1}} = \frac{275 * 10^{-6} * 3.05 * 10^3}{1.1} = 0.76 \, KN.m$$

$M_{sd} \leq M_{plrd}$ ……. **Condition vérifiée.**

Cisaillement :

La vérification au cisaillement repose sur la condition suivante : **EC .3 p158**

[18] CM 97 - page 19

$$\frac{V_{sd}}{V_{plrd}} \leq 0.5$$

$$V_{sd} = \frac{Q_u . l}{2} = \frac{1.67 * 1.5}{2} = 1.25\ KN$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v . f_y}{\gamma_{m0} . \sqrt{3}} =$$

$V_{pl,Rd}$: résistance plastique au cisaillement (N)

A_v : aire efficace au cisaillement $A_{vz} = A - (b * t) = 4.8*10^2 - (50 * 5) = 230$ mm²

f_y: limite élastique de l'acier (MPa)

γ_{m0}=1.0 : facteur de sécurité partiel

$A_{vz} = A - 2b.t_f + (t_w + 2r)\ t_f$=1591.08 mm²

$$V_{plrd} = \frac{A_v . f_y}{\gamma_{m0} . \sqrt{3}} = \frac{230 * 275 * 10^3}{1.1 * \sqrt{3}} * 10^{-6} = 33.20KN$$

Vsd < 0.5Vplrd……. Donc condition vérifiée On a**:**

par conséquent, aucune interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Dimensionnement du limon

Evaluation des charges :

Charges permanente G :

Tôle (5mm) 0.45KN/m²

Revêtement (e=2mm) ..... 20*0.02=0.34KN/m²

Mortier de pose (e=2mm) ..... 20*0.02=0.34KN/m²

Support de marche..... 0.0246 N/m²

Poids propre de limon..... 0.086 KN/m²

Totale……...**G=1.22 KN/m²**

Garde-corps 1KN/m

Charge d'exploitation ……...**Q= 2,5KN/m²**

Combinaison de charge :

$$\begin{cases} G_1 = 1.22 * \frac{1.5}{2} + 1 = 3.37\ \text{KN/m} \\ Q_1 = 2.5 * \frac{1.5}{2} = 1.88\ \text{KN/m} \end{cases}$$ q_l =3.37 + 1.88 =5.25 KN/m

Par la condition de la flèche :

$$I_y \geq \frac{5 * 250 * q_S . L^4}{384 * E} = \frac{5 * 250 * 5.25 . 10900^3 * 10^{-4}}{384 * 2.1 * 10^5} = 2258.35\ cm^4$$

Iy ≥ 2258.35 cm^4

On opte pour un profilé UPN220 → Iy = 2690 cm^4

Tableau III-3 : Les caractéristique de profilé UPN220

Profilé	G(kg/m)	h (mm)	b (mm)	t_f(mm)	A 10^2 (mm^2)	A_V 10^2 (mm^2)	$W_{ply}=W_{plz}$ 10^3 (mm^3)	Iy=Iz 10^3(mm^4)
UPN 220	29.4	220	80	12.5	37.4	20.6	292	2690

Vérification en tenant compte le poids propre du profilé[19] :

ELU :

$qu = 1.35(G + G_{UPN220} + G_{GC}) + 1.5Q = 1.35 \times (1.22 + 1 + 0.294) + 1.5 \times 2.5 = 5.8 kN/ml$

ELS :

$qs = (G + G_{UPN220} + G_{GC}) + Q = (1.22 + 1 + 0.294) + 2.5 = 4.02\ kN/ml$

Moments fléchissant :

$Msd \leq Mplrd$

$$M_{sd} = \frac{q_u * L^2}{8} = \frac{5.8 * 1.5^2}{8} = 1.63\ KN.m$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y * W_{ply}}{\gamma_{m1}} = \frac{275 * 10^{-6} * 292 * 10^3}{1.1} = 73\ KN.m$$

$M_{sd} \leq M_{plrd}$ ……. **Condition vérifiée.**

Cisaillement :

La vérification au cisaillement repose sur la condition suivante : **EC .3 p158**

$$\frac{V_{sd}}{V_{plrd}} \leq 0.5$$

$$V_{sd} = \frac{Q_u . l}{2} = \frac{5.8 * 1.5}{2} = 4.35\ KN$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v . f_y}{\gamma_{m0} . \sqrt{3}} = \frac{20.6 * 10^2 * 275 * 10^3}{1.1 * \sqrt{3}} * 10^{-6} = 297.33\ KN$$

Vsd ≤ Vplrd … … … … . donc condition vérifiée

On a Vsd < 0.5Vplrd → donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment.

Dimensionnement de la poutre palière

Evaluation des charges :

Charges permanente G :

[19] CCM97 page 50 tableaux 53.1

Tôle (5mm) 0.45KN/m²

Revêtement (e=2mm) ..... 17*0.02=0.34KN/m²

Mortier de pose (e=2mm) ..... 17*0.02=0.34KN/m²

Totale G= 1.13KN/m^2

• Charge d'exploitation :……**Q= 2,5KN/m^2**

Les charges revenantes sur la poutre palière :

Les charges revenantes sur la poutre palier sont :

Charge des cloisons : $1 \times 1.76 = 1.76 KN/m$

Charge revenant du palier : $G = 1.13 \times 0.75 = 0.85$ KN/ml

$Q = (2.5 \times 0.75) = 1.88 KN/m$

$qs = 1.76 + 0.85 + 1.88 = 4.49$ KN/ml

Par la condition de la flèche :

$$I_y \geq \frac{5 * 250 * q_S . L^4}{384 * E} = \frac{5 * 250 * 4.49 . 2700^3 * 10^{-4}}{384 * 2.1 * 10^5} = 136.99\ cm^4$$

Iy ≥ 136.99 cm^4

On opte pour un profilé IPE120 → Iy = 318 cm^4

Tableau III-4 : Les caractéristique de profilé IPE120

profilé	G (kg/m)	h (mm)	b (mm)	A 10^2 (mm^2)	Av 10^2 (mm^2)	W_{ply} 10^3 (mm^3)	Iy 10^4 (mm^4)
$IPE120$	10.4	120	64	13.2	6.31	60.7	318

Combinaison des charges :

• ELU :

$qu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (1.76 + 0.85 + 0.104) + 1.5 \times (1.88) = 6.40$ KN/ml

Les Vérifications :

Moments fléchissant :

$Msd \leq Mplrd$

$$M_{sd} = \frac{q_u * L^2}{8} = \frac{6.4 * 1.5^2}{8} = 1.80\ KN.m$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y * W_{ply}}{\gamma_{m1}} = \frac{275 * 10^{-6} * 60.7 * 10^3}{1.1} = 15.18\ KN.m$$

$M_{sd} \leq M_{plrd}$ ……. **Condition vérifiée.**

Cisaillement :

La vérification au cisaillement repose sur la condition suivante : **EC .3 p158**

$$\frac{V_{sd}}{V_{plrd}} \leq 0.5$$

$$V_{sd} = \frac{Q_u . l}{2} = \frac{6.4 * 1.5}{2} = 4.8\ KN$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v . f_y}{\gamma_{m0} . \sqrt{3}} = \frac{6.31 * 10^2 * 235 * 10^3}{1.1 * \sqrt{3}} * 10^{-6} = 77.83\ KN$$

Vsd ≤ Vplrd … … … … . donc condition vérifiée

On a Vsd < 0.5Vplrd → donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment.

Tableau III-5 : Récapitulatif de section des éléments d'escalier

L'élément	Marches	Limons	Poutre palière
Profilée	L×50×50×5	UPN220	IPE120

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné les différents éléments constituant l'ossature secondaire. Bien qu'ils ne jouent pas un rôle structurel principal, ces éléments participent activement à la stabilité globale de l'édifice en assurant le maintien des éléments principaux — un aspect que nous approfondirons dans le chapitre suivant.

CHAPITRE IV :
PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

IV.1. INTRODUCTION

Le prédimensionnement des éléments d'une structure constitue une étape essentielle dans le processus de calcul d'un projet.

Il repose sur le principe de la descente des charges verticales, transmises par les planchers aux éléments porteurs, qui les reportent ensuite jusqu'aux fondations.

Les calculs seront réalisés conformément aux règles définies dans le **CCM 97**.

IV.2. ÉTUDE DU PLANCHER MIXTE (COLLABORANT)

Le plancher mixte, associant une structure en acier à une dalle en béton, est conçu pour reprendre et transmettre les charges verticales et horizontales vers les poteaux et les systèmes de contreventement, avant d'être acheminées jusqu'aux fondations.

Il est constitué d'une dalle en béton armé, solidaire des semelles supérieures des solives métalliques grâce à des connecteurs. Ces derniers assurent la liaison mécanique entre l'acier et le béton, empêchant tout glissement relatif entre les deux matériaux.

Ce type de dalle est qualifié de "collaborant", car elle participe activement à la résistance et à l'inertie globale du plancher.

Le calcul du plancher mixte s'effectue en deux phases distinctes :

Phase de construction (ou phase initiale).

Phase d'exploitation (ou phase finale).

- **Phase initiale :**

Durant cette phase, seul le profilé en acier participe à la reprise des charges. Les efforts pris en compte sont les suivants :

Le poids propre du profilé métallique.

Le poids du béton frais.

La surcharge temporaire liée aux travaux (surcharge d'ouvraison).

- **Phase finale :**

Une fois le béton durci, le profilé en acier et la dalle de béton collaborent pour résister aux sollicitations. Les charges considérées dans cette phase sont :

Le poids propre du profilé.

Le poids propre du béton sec.

La surcharge d'exploitation.

Remarque : Il est recommandé d'utiliser des bacs de type hi-band qui assurent une adhérence avec le béton.

IV.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES SOLIVES

Plancher R+1 :

IV.3.1. Entraxe des solives

Longueur de solive L= 8 m

- l'entraxe des solives e = 1m

IV.3.2. Choix du profile

Les solives sont pré-dimensionnées sous la condition de flèche. La flèche doit satisfaire la condition suivante : $fmax < fadm$

Condition de la flèche :

Vérification du prédimensionnement (contrôle de la flèche)

$q_S = [(G_D + G_B) \times e + G_P] + Q_C \times e = 5{,}02$ kN/ml

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{qs \, . L^4}{E . I_y} < f_{ser} = \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 * 250 * q_S \, . L^3}{384 * E} = \frac{5 * 250 * 3.57 * 8000^3}{384 * 2.1 * 10^5} = 3984.13 \; cm^4$$

$Iy \geq 3984.13 \; cm^4 \rightarrow$ IPE300

Tableau IV-1 : les dimensions de profilé IPE 180

profilé	G (kg/m)	h (mm)	b (mm)	A (mm^2)×10^2	Av (mm^2)× 10^2	W_{ply} (mm^3)× 10^3	Iy (mm^4)× 10^4
IPE300	42.2	300	150	53.81	25.7	628	8356

- **Phase construction :**

1.Détermination des Charges :

Charge du plancher :

Poids de la dalle plaine (150 cm) ……..…….... $G_D = 3{,}75 \; kN/m^2$

Poids du bac d'acier TN40…… ……. $G_B = 0{,}0981 \; kN/m^2$

Poids propre du profilé :

Poids propre du profilé (IPE300) …….. $G_P = 42{,}2 \; kg/ml$

Charge d'exploitation :

Charge des ouvriers ……..…. $Q_C = 0{,}75 \; kN/m^2$

2.Combinaisons des charges :

ELU :

$q_u = 1{,}35 \times [(G_D + G_B) \times e + G_P] + 1{,}5 \times Q_C \times e$

$q_u = 1{,}35 \times [(3{,}75 + 0{,}0981) \times 1 + 0{,}422 \,] + 1{,}5 \times 0{,}75 \times 1$

$q_u = 6{,}89 \; kN/ml$

ELS :

$q_S = [(G_D + G_B) \times e + G_P] + Q_C \times e$

$q_S = [(3{,}75 + 0{,}0981) \times 1 + 0{,}422] + 0{,}75 \times 1$

$q_S = 5{,}02\ \text{kN/ml}$

Classification :

Semelle comprimée : c/tf = 5.28<10 ε

$c = ((b - t_w)/\ 2) - r = 56.4$

Semelle de classe1

Ame fléchée : $d/t_w = 35.01 < 72\ \varepsilon$

Âme de classe 1.

Profilé de classe 1.

3.Détermination des efforts :

Détermination du moment fléchissant :

$$Msd = \frac{q_u \times l^2}{8} \quad Msd = \frac{6{,}89 \times 8^2}{8} \quad Msd = 55{,}12\ kN.m$$

Détermination de l'effort tranchant :

$$Vsd = \frac{q_u \times l}{2} \quad Vsd = \frac{6{,}89 \times 8}{2} \quad Vsd = 27{,}56\ kN$$

4.Vérification de la résistance des profilés :

Vérification de la résistance de la section au moment fléchissant :

$$Mpl,rd = \frac{Wply \times Fy}{\gamma_{M_0}} \quad Mpl,rd = \frac{628{,}4 \times 10^3 \times 275}{1{,}1} \times 10^{-6} \quad Mpl,rd = 157{,}1\ kN.m$$

$Msd < Mpl,rd$ car $55{,}12\ kN.m < 157{,}1\ kN.m$

Condition vérifiée

Vérification de la résistance de la section à l'effort tranchant :

$$Vpl,rd = \frac{Av \times Fy}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}} \quad Vpl,rd = \frac{25{,}68 \times 10^2 \times 275}{1{,}1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} \quad Vpl,rd = 370{,}66\ kN$$

$Vsd < Vpl,rd$ car $27{,}56\ kN < 370{,}66\ kN$

Condition vérifiée

Vérification de d'interaction entre le moment fléchissant et effort tranchant :

$0{,}5 \times Vpl,rd = 0{,}5 \times 370{,}66$

$0{,}5 \times Vpl,rd = 185{,}33\ kN$

$Vsd < 0{,}5 \times Vpl,rd \quad car \quad 27{,}56\ kN < 185{,}33\ kN$

Pas de risque d'interaction entre le moment et l'effort tranchant.

5.Vérification de la rigidité :

Détermination de la flèche admissible :

$$fadm = \frac{L}{250} \qquad fadm = \frac{8000}{250} \qquad fadm = 32\ mm$$

Détermination de la flèche max :

$$fmax = \frac{5}{384} \times \frac{q_S \times l^4}{E \times I_y} \qquad fmax = \frac{5}{384} \times \frac{5{,}02 \times 8000^4}{2{,}1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4} \qquad fma = 15{,}26\ mm$$

Vérification :

$fmax < fadm \quad car \quad 15{,}26\ mm < 32\ mm$

Condition vérifiée

Phase finale :

1.Détermination des Charges :

Charge du plancher :

Poids du revêtement …….…. $Q_R = 1\ kN/m^2$

Poids de la dalle plaine (150 cm) ……..……... $G_D = 3{,}75\ kN/m^2$

Poids du bac d'acier TN40…….…… $G_B = 0{,}0981\ kN/m^2$

Poids de l'enduit en plâtre …….. $G_P = 0{,}30\ kN/m^2$

$G_T = 5{,}15\ kN/m^2$

Poids du profilé :

Poids propre du profilé (IPE300) ……..…….. $G_P = 42{,}2\ kg/ml$

Charge d'exploitation :

$Q_C = 4\ kN/m^2$

2.Combinaisons des charges :

ELU :

$q_u = 1{,}35 \times [(G_T) \times e + G_P] + 1{,}5 \times Q_C \times e$

$q_u = 1{,}35 \times [(5{,}15) \times 1 + 0{,}422] + 1{,}5 \times 4 \times 1$

$q_u = 13{,}52\ kN/ml$

ELS :

$q_S = [(G_T) \times e + G_P] + Q_C \times e$

$q_S = [(5{,}15) \times 1 + 0{,}422] + 4 \times 1$

$q_S = 9{,}57\ kN/ml$

3.Vérification de la résistance des profilés :

Détermination du moment fléchissant :

$Msd = \frac{q_u \times l^2}{8}$ $\quad Msd = \frac{13{,}52 \times 8^2}{8}$ $\quad Msd = 108{,}16\ kN.m$

Vérification de la résistance de la section au moment fléchissant [20] :

$b_{eff} = inf\begin{cases} 2 \times \frac{L_0}{8} \\ e \end{cases}$ $\quad b_{eff} = inf\begin{cases} 2 \times \frac{8}{8} \\ 1 \end{cases}$ $\quad b_{eff} = inf\begin{cases} 2 \\ 1 \end{cases}$ $\quad b_{eff} = 1\ m$

avec l_0: *langueur libre d'une poutre simplement appuie*

et b : *Entraxe entre les poutres.*

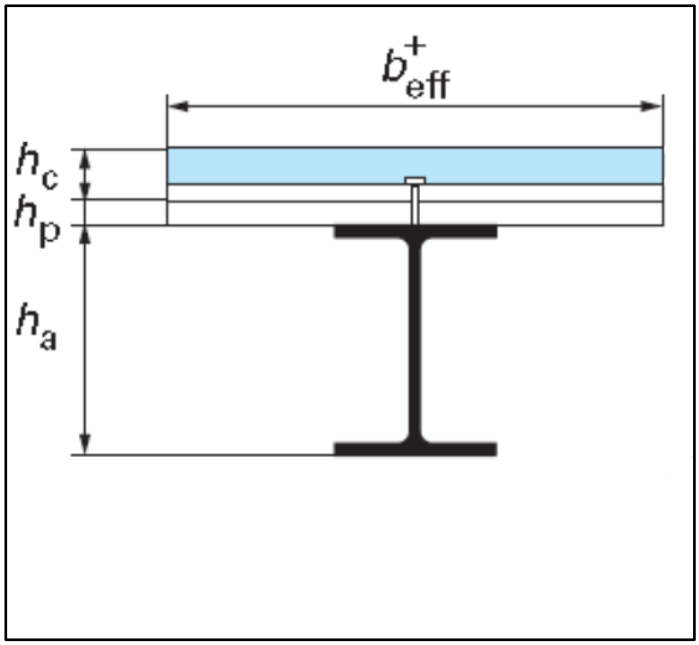


Figure IV-1 : Largeur de la dalle effective

Position de l'axe neutre :

$R_{Béton} = 0{,}57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c$ Avec : $f_{ck} = 25\ MPa$

$R_{Béton} = (0{,}57 \times 25 \times 1000 \times 110) \times 10^{-3}$

[20] Manuel de calcul selon l'Eurocode 4 des bâtiments ˆ contreventes ´ en ossature mixte acier-béton ´ - page 147

$R_{Béton} = 1567{,}5\ kN$

$R_{Acier} = 0{,}95 \times f_y \times A_a$ Avec : $f_y = 275$

$R_{Acier} = (0{,}95 \times 275 \times 5381) \times 10^{-3}$

$R_{Acier} = 1405{,}79\ kN$

$R_{Acier} < R_{Béton}$ car $1405{,}79 < 1567{,}5\ kN$

Donc l'axe neutre se trouve dans le béton.

Détermination de l'effort tranchant :

$Vsd = \frac{q_u \times l}{2}$ $Vsd = \frac{13{,}52 \times 8}{2}$ $Vsd = 54{,}08\ kN$

$Mpl,rd = R_a \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_a \times h_c}{2R_b}\right)\right]$

$Mpl,rd = 1405{,}79 \times \left[\frac{300}{2} + 110 + 40 - \left(\frac{1405{,}79 \times 110}{2 \times 1567{,}5}\right)\right] \times 10^{-3}$

$Mpl,rd = 352{,}4\ kN.m$

$Msd < Mpl,rd$ car $108{,}16\ kN.m < 352{,}4\ kN.m$

Condition vérifiée

Vérification de la résistance de la section à l'effort tranchant :

$Vpl,rd = \frac{Av \times Fy}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}}$ $Vpl,rd = \frac{25{,}68 \times 10^2 \times 275}{1{,}1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3}$ $Vpl,rd = 370{,}66\ kN$

$Vsd < Vpl,rd$ car $54{,}08\ kN < 370{,}66\ kN$

Condition vérifiée

Vérification de d'interaction entre le moment fléchissant et effort tranchant :

$0{,}5 \times Vpl,rd = 0{,}5 \times 370{,}66$

$0{,}5 \times Vpl,rd = 185{,}33\ kN$

$Vsd < 0{,}5 \times Vpl,rd$ car $54{,}08\ kN < 185{,}33\ k\ kN$

Pas de risque d'interaction entre le moment et l'effort tranchant.

4.Vérification de la rigidité :

Détermination de la flèche admissible :

$fadm = \frac{L}{250}$ $fadm = \frac{8000}{250}$ $fadm = 32\ mm$

Détermination de la flèche max :

$$v = \frac{A_a}{beff \times hc} \qquad v = \frac{5381}{1000 \times 110} \qquad v = 0{,}05$$

$$I_c = \frac{A_a \times (hc + 2hp + h)^2}{4 \times (1 + mv)} + \frac{beff \times hc^3}{12 \times m} + I_y$$

$$I_c = \frac{5381 \times (110 + 2 \times 40 + 300)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0{,}05)} + \frac{1000 \times 110^3}{12 \times 15} + 8356 \times 10^4$$

Vérification :

$fmax < fadm$ car $8{,}81\ mm < 32mm$

Condition vérifiée

On addition la flèche de la phase de construction et la flèche de la phase finale :

$$fmax(Construction) + fmax(Finale) = 15{,}26 + 8{,}81$$

$$fmax(Construction) + fmax(Finale) = 24{,}07\ mm$$

$fmax(Construction) + fmax(Finale) < fadm$ car $24{,}07\ mm < 32\ mm$

Condition vérifiée

Plancher R+2 :

IV.3.3. Entraxe des solives

Longueur de solive L= 8 m

- l'entraxe des solives e = 1m

IV.3.4. Choix du profile

Les solives sont pré-dimensionnées sous la condition de flèche. La flèche doit satisfaire la condition suivante : $fmax < fadm$

Condition de la flèche :

Vérification du prédimensionnement (contrôle de la flèche)

$q_S = [(G_D + G_B) \times e + G_P] + Q_C \times e = 4{,}16$ kN/ml

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{qs\,.L^4}{E.I_y} < f_{ser} = \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 * 250 * q_S\,.L^3}{384 * E} = \frac{5 * 250 * 4.16 * 8000^3}{384 * 2.1 * 10^5} = 3301.59\ cm^4$$

$Iy \geq 3301.59\ cm^4 \rightarrow$ IPE240

Tableau IV-2 : les dimensions de profilé IPE 180

profilé	G (kg/m)	h (mm)	b (mm)	A (mm^2)×10^2	Av (mm^2)× 10^2	W_{ply} (mm^3)× 10^3	Iy (mm^4)× 10^4
IPE240	30.7	240	120	39.12	19.14	366.6	3892

- **Phase construction :**

1.Détermination des Charges :

Charge du plancher :

Poids de la dalle plaine (120 cm) …….... $G_D = 3\ kN/m^2$

Poids du bac d'acier TN40……. $G_B = 0{,}0981\ kN/m^2$

Poids propre du profilé :

Poids propre du profilé (IPE240) ……..…….. $G_P = 30{,}7\ kg/ml$

Charge d'exploitation :

Charge des ouvriers ……..…. $Q_C = 0{,}75\ kN/m^2$

2.Combinaisons des charges :

ELU :

$$q_u = 1{,}35 \times [(G_D + G_B) \times e + G_P] + 1{,}5 \times Q_C \times e$$

$$q_u = 1{,}35 \times [(3 + 0{,}0981) \times 1 + 0{,}307\ ] + 1{,}5 \times 0{,}75 \times 1$$

$$q_u = 5{,}72\ \text{kN/ml}$$

ELS :

$$q_S = [(G_D + G_B) \times e + G_P] + Q_C \times e$$

$$q_S = [(3 + 0{,}0981) \times 1 + 0{,}307] + 0{,}75 \times 1$$

$$q_S = 4{,}16\ \text{kN/ml}$$

Classification :

Semelle comprimée : c/tf = 4.28 <10 ε

$c = ((b - t_w)/\ 2) - r = 41.9$

Semelle de classe1

Ame fléchée : $d/t_w = 45.3 < 72\ \varepsilon$

Âme de classe 1.

Profilé de classe 1.

3.Détermination des efforts :

Détermination du moment fléchissant :

$$Msd = \frac{q_u \times l^2}{8} \quad Msd = \frac{5{,}72 \times 8^2}{8} \quad Msd = 45{,}76\ kN.m$$

Détermination de l'effort tranchant :

$$Vsd = \frac{q_u \times l}{2} \quad Vsd = \frac{5{,}72 \times 8}{2} \quad Vsd = 22{,}88\ kN$$

4.Vérification de la résistance des profilés :

Vérification de la résistance de la section au moment fléchissant :

$$Mpl,rd = \frac{Wply \times Fy}{\gamma_{M_0}} \quad Mpl,rd = \frac{366{,}6 \times 10^3 \times 275}{1{,}1} \times 10^{-6} \quad Mpl,rd = 91{,}65\ kN.m$$

$$Msd < Mpl,rd \qquad car \qquad 45{,}76\ kN.m < 91{,}65\ kN.m$$

Condition vérifiée

Vérification de la résistance de la section à l'effort tranchant :

$$Vpl,rd = \frac{Av \times Fy}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}} \quad Vpl,rd = \frac{19{,}14 \times 10^2 \times 275}{1{,}1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} \quad Vpl,rd = 276{,}26\ kN$$

$$Vsd < Vpl,rd \qquad car \qquad 22{,}88\ kN < 276{,}26\ kN$$

Condition vérifiée

Vérification de d'interaction entre le moment fléchissant et effort tranchant :

$$0{,}5 \times Vpl,rd = 0{,}5 \times 276{,}26$$

$$0{,}5 \times Vpl,rd = 138\ kN$$

$$Vsd < 0{,}5 \times Vpl,rd \qquad car \qquad 22{,}88\ kN < 138\ kN$$

Pas de risque d'interaction entre le moment et l'effort tranchant.

5.Vérification de la rigidité :

Détermination de la flèche admissible :

$$fadm = \frac{L}{200} \qquad fadm = \frac{8000}{200} \qquad fadm = 40\ mm$$

Détermination de la flèche max :

$$fmax = \frac{5}{384} \times \frac{q_S \times l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{4{,}16 \times 8000^4}{2{,}1 \times 10^5 \times 3892 \times 10^4} = 14{,}49\ mm$$

Vérification :

$$fmax < fadm \qquad car \qquad 14{,}49\ mm < 40\ mm$$

Condition vérifiée

Phase finale :

1.Détermination des Charges :

Charge du plancher :

Poids du revêtement …….…. $Q_R = 1\ kN/m^2$

Poids de la dalle plaine (120 cm) ……..……... $G_D = 3\ kN/m^2$

Poids du bac d'acier TN40…….…… $G_B = 0{,}0981\ kN/m^2$

Poids de l'enduit en plâtre …….. $G_P = 0{,}30\ kN/m^2$

$G_T = 5{,}15\ kN/m^2$

Poids du profilé :

Poids propre du profilé (IPE240) ……..…….. $G_P = 30{,}7\ kg/ml$

Charge d'exploitation :

Plancher inaccessible ……. $Q_C = 1\ kN/m^2$

2.Combinaisons des charges :

ELU :

$q_u = 1{,}35 \times [(G_T) \times e + G_P] + 1{,}5 \times Q_C \times e$

$q_u = 1{,}35 \times [(4{,}4\ ) \times 1 + 0{,}307] + 1{,}5 \times 1 \times 1$

$q_u = 8{,}8\ kN/ml$

ELS :

$q_S = [(G_T) \times e + G_P] + Q_C \times e$

$q_S = [(4{,}4) \times 1 + 0{,}307] + 1 \times 1$

$q_S = 6{,}02\ kN/ml$

3.Vérification de la résistance des profilés :

3.Détermination des efforts :

Détermination du moment fléchissant :

$$Msd = \frac{q_u \times l^2}{8} \qquad Msd = \frac{8{,}8\ \times 8^2}{8} \qquad Msd = 70{,}4\ kN.m$$

Détermination de l'effort tranchant :

$$Vsd = \frac{q_u \times l}{2} \qquad Vsd = \frac{8{,}8\ \times 8}{2} \qquad Vsd = 35{,}2\ kN$$

4.Vérification de la résistance des profilés :

Vérification de la résistance de la section au moment fléchissant :

$b_{eff} = inf\begin{cases} 2 \times \frac{L_0}{8} \\ e \end{cases}$ $b_{eff} = inf\begin{cases} 2 \times \frac{8}{8} \\ 1 \end{cases}$ $b_{eff} = inf\begin{cases} 2 \\ 1 \end{cases}$ $b_{eff} = 1\,m$

avec l_0: *langueur libre d'une poutre simplement appuie*

et b : *Entraxe entre les poutres.*

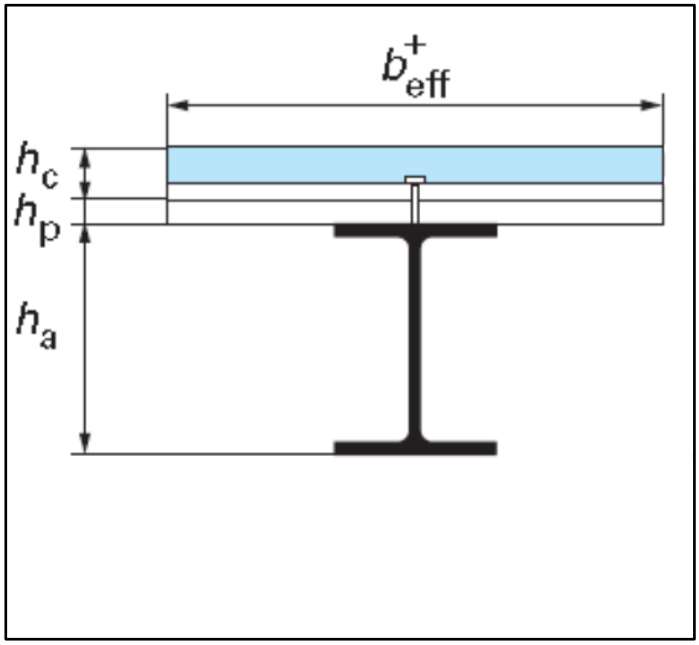


Figure IV-2 : Largeur de la dalle effective

Position de l'axe neutre :

$R_{Béton} = 0{,}57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c$ Avec : $f_{ck} = 25\ MPa$

$R_{Béton} = (0{,}57 \times 25 \times 1000 \times 80) \times 10^{-3}$

$R_{Béton} = 1140\ kN$

$R_{Acier} = 0{,}95 \times f_y \times A_a$ Avec : $f_y = 275$

$R_{Acier} = (0{,}95 \times 275 \times 3912) \times 10^{-3}$

$R_{Acier} = 1022{,}01\ kN$

$R_{Acier} < R_{Béton}$ car $1022{,}01\ kN\ < 1140\ kN$

Donc l'axe neutre se trouve dans le béton.

$$Mpl,rd = R_a\left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_a \times h_c}{2R_b}\right)\right]$$

$$Mpl,rd = 1022{,}01 \times \left[\frac{240}{2} + 80 + 40 - \left(\frac{1022{,}01 \times 80}{2 \times 1140}\right)\right] \times 10^{-3}$$

$Mpl,rd = 352{,}4\ kN.m$

$Msd < Mpl,rd$ car $108{,}16\ kN.m < 352{,}4\ kN.m$

$Mpl,rd = 207{,}45\ kN.m$

$Msd < Mpl,rd$ car $70{,}4\ kN.m < 207{,}45\ kN.m$

Condition vérifiée

Vérification de la résistance de la section à l'effort tranchant :

$$Vpl,rd = \frac{Av \times Fy}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}} \qquad Vpl,rd = \frac{19{,}14 \times 10^2 \times 275}{1{,}1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} \qquad Vpl,rd = 276{,}26\ kN$$

$Vsd < Vpl,rd$ car $35{,}2\ kN < 276{,}26\ kN$

Condition vérifiée

Vérification de d'interaction entre le moment fléchissant et effort tranchant :

$0{,}5 \times Vpl,rd = 0{,}5 \times 276{,}26$

$0{,}5 \times Vpl,rd = 138{,}13\ kN$

$Vsd < 0{,}5 \times Vpl,rd$ car $35{,}2\ kN < 138{,}13\ kN$

Pas de risque d'interaction entre le moment et l'effort tranchant.

5.Vérification de la rigidité :

Détermination de la flèche admissible :

$$fadm = \frac{L}{200} \qquad fadm = \frac{8000}{200} \qquad fadm = 40\ mm$$

Détermination de la flèche max :

$$v = \frac{A_a}{beff \times hc} \qquad v = \frac{3912}{1000 \times 80} \qquad v = 0{,}05$$

$$I_c = \frac{A_a \times (hc + 2hp + h)^2}{4 \times (1 + mv)} + \frac{beff \times hc^3}{12 \times m} + I_y$$

$$I_c = \frac{3912 \times (80 + 2 \times 40 + 240)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0{,}05)} + \frac{1000 \times 80^3}{12 \times 15} + 366{,}6 \times 10^4$$

$$I_c = 9{,}59 \times 10^7\ mm^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_S \times l^4}{E \times I_c} \qquad f = \frac{5}{384} \times \frac{6{,}02 \times 8000^4}{2{,}1 \times 10^5 \times 9{,}59 \times 10^7} \qquad f = 15{,}94\ mm$$

Vérification :

Vérification :

$fmax < fadm$ car $15{,}94\ mm < 40\ mm$

Condition vérifiée

On addition la flèche de la phase de construction et la flèche de la phase finale :

$fmax(Construction) + fmax(Finale) = 14{,}49 + 15{,}94$

$fmax(Construction) + fmax(Finale) = 30{,}43\ mm$

$fmax(Construction) + fmax(Finale) < fadm$ car $30{,}43\ mm < 40\ mm$

Condition vérifiée

IV.4. CALCUL DES GOUJONS CONNECTEURS

Les connecteurs jouent un rôle essentiel dans l'assurance du comportement mixte entre la poutre en acier et la dalle en béton. Dans le cadre de notre structure, le choix se porte sur des connecteurs de type goujon Nelson, en raison de leurs avantages en termes de rapidité et de simplicité de mise en œuvre.

Des connecteurs d'un diamètre Ø18 mm sont retenus pour cette application.

IV.4.1. Calcul de la résistance d'un connecteur P_{rd}

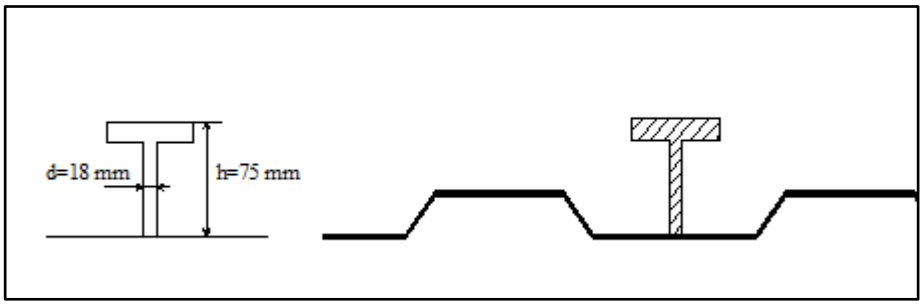


Figure IV-3 : Caractéristique de connecteur

$h/d > 4$ ➔ $75/18 = 4.17 > 4$ ➔ $\alpha = 1$

Béton de classe C 25/30 ➔ $fck = 25\ Mpa$; $E_{cm} = 30500\ Mpa.$

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$P_{rd} = min \begin{cases} 0.8 * \frac{f_u}{\gamma_r} * \frac{\pi * d^2}{4} \\ 0.29 * \frac{\alpha * d^2}{\gamma_r} * \sqrt{f_{ck} * E_{ck}} \end{cases}$$

$$P_{rd} = min \begin{cases} 0.8 * \frac{430}{1.25} * \frac{\pi * 18^2}{4} = 70.03\ KN \\ 0.29 * \frac{1 * 18^2}{1.25} * \sqrt{25 * 30500} = 65.64\ KN \end{cases}$$

P_{rd} = 65.64 KN (Résistance d'un goujon).

Il est recommandé de corriger cet effort résistant à l'aide d'un coefficient k_t , qui dépend de l'orientation des nervures de la tôle par rapport aux solives.

Dans notre cas, k_t=1, ce qui signifie que nous considérons l'effort résistant sans réduction**.**

P_{rd} = 65.64 * k_t =65.64 * 1 = 65.64 KN

$$P_{rd} = min \begin{cases} 0.8 * \frac{f_u}{\gamma_r} * \frac{\pi * d^2}{4} \\ 0.29 * \frac{\alpha * d^2}{\gamma_r} * \sqrt{f_{ck} * E_{ck}} \end{cases}$$

$$P_{rd} = min \begin{cases} 0.8 * \frac{430}{1.25} * \frac{\pi * 18^2}{4} = 70.03\ KN \\ 0.29 * \frac{1 * 18^2}{1.25} * \sqrt{25 * 30500} = 65.64\ KN \end{cases}$$

P_{rd} = 65.64 KN (Résistance d'un goujon).

Il est recommandé de corriger cet effort résistant à l'aide d'un coefficient k_t , qui dépend de l'orientation des nervures de la tôle par rapport aux solives.

Dans notre cas, k_t=1, ce qui signifie que nous considérons l'effort résistant sans réduction**.**

IV.4.2. Effort de cisaillement

$$v_l = min\ \left(\frac{A_a * f_y}{\gamma_a};\ b_{eff} * h_c * 0.85 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) = 850\ KN$$

Nombre des goujons N

$$N = \frac{v_l}{P_{rd}} = \frac{850}{65.64} = 12.95$$

On prend 13 goujons.

Où $L_{cr} = L / 2$=8 / 2= 4 m.

Le nombre total de connecteur sur toute la solive est 2*N = 26 goujons

Soit 13 goujons sur une longueur L/2=800/2=400cm => 26 goujons sur 8m.

IV.4.3. Espacement entre les goujons

$$e = \frac{L}{N-1} = \frac{8000}{25} = 320\ mm$$

On a e_{min} =5*d =5* 1.8 =9 cm< e = 32cm < e_{max} =5*h_c =5* 8 =40 cm

Danc l'espacement retenu est de 32 cm.

IV.4.4. Vérification des soudures :

a: La gorge

a < min (d ; tf) = min (298 ; 12.7) = 12.7 mm On prend a = 10 mm

l: Longueur du cordon de soudure circulaire

l = π × d = π ×18 = 56,55 mm

Acier S235

$$Acier\ S275 \begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \\ f_u = 430 \end{cases}$$

- **L'effort résistant de cisaillement :**

$$f_{wrd} = a * l * \frac{f_u}{\gamma_{mw} * \beta_w * \sqrt{3}} = 10 * 56.55 * \frac{0.430}{1.25 * 0.8 * \sqrt{3}} = 140.39\ KN$$

- **L'effort sollicitant est donné par**

$$f_{wrd} = \frac{v_{lf}}{N} = \frac{850}{25} = 34\ KN$$

Quelle que soit la direction de l'effort sollicitant Fsd par rapport au cordon, on a :

$F_{sd} \leq F_{wrd}$ … **(Condition vitrifiée).**

IV.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES PRINCIPALES

L_{poutre} = 10 m.

A partir de la condition forfaitaire suivante :

$L/25 \leq h \leq L/15$ 400mm $\leq h \leq$ 666.67mm

Le profilé HEA 500 est retenu comme section porteuse pour les deux niveaux

Tableau IV-3 : Les dimensions de profile HEA500

profilé	G (kg/m)	h (mm)	b (mm)	A (mm^2)×10^2	Av (mm^2)×10^2	W_{ply} (mm^3)×10^3	Iy (mm^4)×10^4
HEA 500	155	490	300	197.5	74.72	3550	86970

Phase de construction :

1.Détermination des Charges :

Charge du plancher :

Poids de la dalle plaine (150 cm) …….... $G_D = 3{,}75\ kN/m^2$

Poids du bac d'acier TN40……. $G_B = 0{,}0981\ kN/m^2$

Poids propre du profilé :

Poids propre du profilé (IPE500) …….. $G_P = 155\ kg/ml$

Charge d'exploitation :

Charge des ouvriers ……..…. $Q_C = 0{,}75\ kN/m^2$

2.Combinaisons des charges :

ELU :

$$q_u = 1{,}35 \times [(G_D + G_B) \times e + G_P] + 1{,}5 \times Q_C \times e$$

$$q_u = 1{,}35 \times [(3{,}75 + 0{,}0981) \times 1 + 1.55\ ] + 1{,}5 \times 0{,}75 \times 1$$

$$q_u = 8.41\ kN/ml$$

ELS :

$$q_S = [(G_D + G_B) \times e + G_P] + Q_C \times e$$

$$q_S = [(3{,}75 + 0{,}0981) \times 1 + 1.55] + 0{,}75 \times 1$$

$$q_S = 6.15\ \text{kN/ml}$$

Classification :

Semelle comprimée : c/tf = 7.74<10 ε

$c = ((b - t_w)/\ 2)$ - r = 123.9 mm

Semelle de classe1

Ame fléchée : d/t_w = 26.63<72 ε

Âme de classe 1.

Profilé de classe 1.

Calcul des réactions des solives :

ELU:

qu = 6.89 kN/ml

$Ru_{solive} = qu \times L_{solive}\ /2$ = 27.56 kN

ELS:

qs = 5.02 kN/ml

$Rs_{solive} = qs \times L_{solive}/2 = 20.08\text{KN}$

3.Détermination des efforts :

Détermination du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{q_u * L^2}{8} + \frac{q_{usolive} * L}{1} = 287.76\ KN.m$$

Détermination de l'effort tranchant :

$$V_{sd} = \frac{q_u . l}{2} + q_{usolive} = 61.2\ KN$$

4.Vérification de la résistance des profilés :

Vérification de la résistance de la section au moment fléchissant :

$$Mpl,rd = \frac{Wply \times Fy}{\gamma_{M_0}} = \frac{3550 * 10^3 * 275}{1{,}1} * 10^{-6} = 887.5\ kN.m$$

$Msd < Mpl,rd$ car $287.76\ kN.m < 887.5\ k\ \ kN.m$

Condition vérifiée

Vérification de la résistance de la section à l'effort tranchant :

$$Vpl,rd = \frac{Av \times Fy}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}} \qquad Vpl,rd = \frac{74.72 \times 10^2 \times 275}{1{,}1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} \qquad Vpl,rd = 1078.49\ kN$$

$Vsd < Vpl,rd$ car $61.2\ kN < 1078.49\ kN$

Condition vérifiée

Vérification de d'interaction entre le moment fléchissant et effort tranchant :

$0{,}5 \times Vpl,rd = 0{,}5 \times 1078.49$

$0{,}5 \times Vpl,rd = 539.25\ kN$

$Vsd < 0{,}5 \times Vpl,rd$ car $61.2\ kN < 539.25\ kN$

Pas de risque d'interaction entre le moment et l'effort tranchant.

5.Vérification de la rigidité :

Détermination de la flèche admissible :

$$fadm = \frac{L}{250} \qquad fadm = \frac{10000}{250} \qquad fadm = 40\ mm$$

Détermination de la flèche max :

$$fmax = \frac{5}{384} \times \frac{q_S \times l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{5{,}02 \times 10000^4}{2{,}1 \times 10^5 \times 86970 \times 10^4} = 3.57\ mm$$

Vérification :

$fmax < fadm$ car $3.57\ mm < 32\ mm$

Condition vérifiée

Phase finale :

1.Détermination des Charges :

Charge du plancher :

Poids du revêtement …….…. $Q_R = 1\ kN/m^2$

Poids de la dalle plaine (150 cm) ……..…….... $G_D = 3{,}75\ kN/m^2$

Poids du bac d'acier TN40……. $G_B = 0{,}0981\ kN/m^2$

Poids de l'enduit en plâtre …….. $G_P = 0{,}30\ kN/m^2$

$G_T = 5{,}15\ kN/m^2$

Poids du profilé :

Poids propre du profilé (IPE500) ……..…….. $G_P = 155\ kg/ml$

Charge d'exploitation :

$Q_C = 4\ kN/m^2$

2.Combinaisons des charges :

ELU :

$q_u = 1{,}35 \times [(G_T) \times e + G_P] + 1{,}5 \times Q_C \times e$

$q_u = 1{,}35 \times [(5{,}15) \times 1 + 1.55] + 1{,}5 \times 4 \times 1$

$q_u = 15.05\ kN/ml$

ELS :

$q_S = [(G_T) \times e + G_P] + Q_C \times e$

$q_S = [(5{,}15) \times 1 + 1.55] + 4 \times 1$

$q_S = 10.7\ kN/ml$

Calcul des réactions des solives :

ELU:

qu = 6.89 kN/ml

$Ru_{solive} = qu \times L_{solive}\ /2$ = 27.56 kN

ELS:

qs = 5.02 kN/ml

$Rs_{solive} = qs \times L_{solive}$ /2 = 20.08KNμ

3.Détermination des efforts :

Détermination du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{q_u * L^2}{8} + \frac{q_{usolive} * L}{1} = 340.88\ KN.m$$

Détermination de l'effort tranchant :

$$V_{sd} = \frac{q_u . l}{2} + q_{usolive} = 87.76\ KN$$

4.Vérification de la résistance des profilés :

Vérification de la résistance de la section au moment fléchissant :

$b_{eff} = inf\begin{cases} 2 \times \frac{L_0}{8} \\ e \end{cases}$ $b_{eff} = inf\begin{cases} 2 \times \frac{10}{8} \\ 8 \end{cases}$ $b_{eff} = inf\begin{cases} 2.5 \\ 8 \end{cases}$ $b_{eff} = 2.5\ m$

avec l_0: *langueur libre d'une poutre simplement appuie*

et b : *Entraxe entre les poutres.*

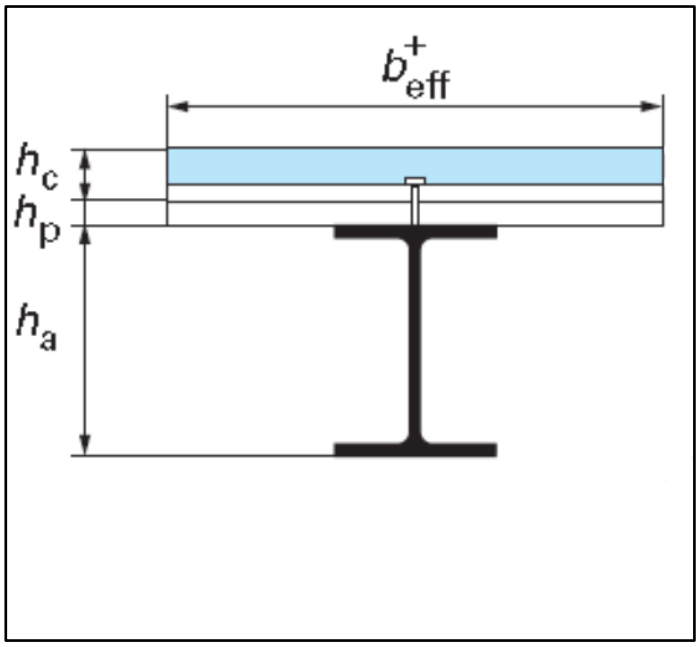


Figure IV-4 : Largeur de la dalle effective

Position de l'axe neutre :

$R_{Béton} = 0{,}57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c$ Avec : $f_{ck} = 25\ MPa$

$R_{Béton} = (0{,}57 \times 25 \times 2500 \times 90) \times 10^{-3}$

$R_{Béton} = 3206.25\ kN$

$R_{Acier} = 0{,}95 \times f_y \times A_a$ Avec : $f_y = 275$

$R_{Acier} = (0{,}95 \times 275 \times 11600) \times 10^{-3}$

$R_{Acier} = 3030.5\ kN$

$R_{Acier} < R_{Béton}$ car $3030.5\ kN < 3206.25\ kN$

Donc l'axe neutre se trouve dans le béton.

$$Mpl,rd = R_a \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_a \times h_c}{2R_b}\right)\right]$$

$$Mpl,rd = 3030.5 \times \left[\frac{240}{2} + 90 + 40 - \left(\frac{3030.5 \times 90}{2 \times 1140}\right)\right] \times 10^{-3}$$

$Mpl,rd = 395.10\ kN.m$

$Msd < Mpl,rd$ car $340.88\ kN.m < 395.10\ kN.m$

Condition vérifiée

Vérification de la résistance de la section à l'effort tranchant :

$$Vpl,rd = \frac{Av \times Fy}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}} = \frac{59.87 \times 10^2 \times 275}{1{,}1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 863.68\ kN$$

$Vsd < Vpl,rd$ car $87.76kN < 863.68kN$

Condition vérifiée

Vérification de d'interaction entre le moment fléchissant et effort tranchant :

$0{,}5 \times Vpl,rd = 0{,}5 \times 863.68$

$0{,}5 \times Vpl,rd = 431.84\ kN$

$Vsd < 0{,}5 \times Vpl,rd$ car $87.76\ kN < 431.84\ kN$

Pas de risque d'interaction entre le moment et l'effort tranchant.

5.Vérification de la rigidité :

Détermination de la flèche admissible :

$$fadm = \frac{L}{200} \qquad fadm = \frac{10000}{200} \qquad fadm = 50\ mm$$

Détermination de la flèche max :

$$v = \frac{A_a}{beff \times hc} \qquad v = \frac{11600}{2500 \times 90} \qquad v = 0{,}052$$

$$I_c = \frac{A_a \times (hc + 2hp + h)^2}{4 \times (1 + mv)} + \frac{beff \times hc^3}{12 \times m} + I_y$$

$$I_c = \frac{11600 \times (90 + 2 \times 40 + 240)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0{,}05)} + \frac{2500 \times 90^3}{12 \times 15} + 67120 \times 10^4$$

$$I_c = 108 \times 10^7\ mm^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_S \times l^4}{E \times I_c} \qquad f = \frac{5}{384} \times \frac{6{,}02 \times 8000^4}{2{,}1 \times 10^5 \times 108 \times 10^7} \qquad f = 1.42\ mm$$

Vérification :

Vérification :

$fmax < fadm$ car $1.42\ mm < 50\ mm$

Condition vérifiée

On addition la flèche de la phase de construction et la flèche de la phase finale :

$$fmax(Construction) + fmax(Finale) = 3.57 + 1.42$$

$$fmax(Construction) + fmax(Finale) = 5\ mm$$

$fmax(Construction) + fmax(Finale) < fadm$ car $5\ mm < 50\ mm$

Condition vérifiée

CHAPITRE V :
CALCUL DES CONTREVENTEMENTS

CHAPITRE V : CALCUL DES CONTREVENTEMENTS

V.1. INTRODUCTION

Les contreventements sont des éléments structuraux destinés à assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant aux forces horizontales telles que le vent, les effets de freinage des ponts roulants, les séismes ou encore les chocs accidentels. Ils sont conçus pour garantir l'acheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Les contreventements sont généralement disposés en toiture, dans le plan des versants sous forme de poutres au vent, ainsi qu'en façade sous forme de palées de stabilité. Ils doivent être dimensionnés pour reprendre les efforts horizontaux agissant à la fois sur les pignons et sur les longs pans.

V.2. LES DIFFERENTS TYPES DE CONTREVENTEMENTS

V.2.1. Contreventements de toiture (Poutre au vent)

Les contreventements sont généralement placés dans les travées de rive et disposés suivant les versants de la toiture. Leur structure est souvent constituée de cornières doubles, fixées sur les traverses. Leur rôle principal est d'assurer la transmission des efforts horizontaux dus au vent, depuis les pignons jusqu'aux fondations.

V.2.2. Contreventement de façade (palée de stabilité)

La palée de stabilité est un contreventement de façade conçu pour reprendre les efforts transmis par la poutre au vent et les acheminer jusqu'aux fondations.

V.2.3. Effort du vent sur le pignon

La transmission des efforts au niveau du pignon s'effectue successivement depuis le bardage vers les lisses, puis vers les potelets, et enfin vers la traverse de rive.

Cette dernière, n'étant pas suffisamment rigide dans le plan transversal, nécessite d'être stabilisée par la mise en place de dispositifs spécifiques : une poutre au vent dans le plan de la toiture et une palée de stabilité dans le plan vertical.

V.3. CALCUL DE LA POUTRE AU VENT EN PIGNON

D'après l'étude du vent, la valeur de **Cpe** est donnés ci-dessous (CH2) :



Le coefficient de réduction C_r :

$$C_r = \sum C_{pe}(D) + C_{pe}(E) = 0.8 + 0.3 = 1.1$$

La pression dynamique q_p :

$$q_p = q_{ref} * C_e = 37.5 * 2.967 = 111.26\ daN$$

La pression du vent :

$$V = C_d * q_p * C_r = 1 * 111.26 * 1.1 = 122.39\ daN$$

La force de frottement (cas de vent perpendiculaire au long pan) :

La force d'entrainement Fe, et La force de frottement Ffr , est donnée par :

$$F_e = Ff_r = q_p * C_{fr} * S_{fr}$$

C_{fr} = 0.04 : coefficient de frottement (ondulation perpendiculaire au vent).

S_{fr} : c'est l'aire totale de la toiture.

$$S_{fr} = 70 * 2 * \frac{15}{\cos 7.59} = 37.5 * 2.967 = 2118.56\ m^2$$

$$F_e = Ff_r = q_p * C_{fr} * S_{fr} = 37.5 * 0.04 * 2118.56 = 3177.84\ daN$$

V.3.1. Les efforts appliqués sur la poutre au vent

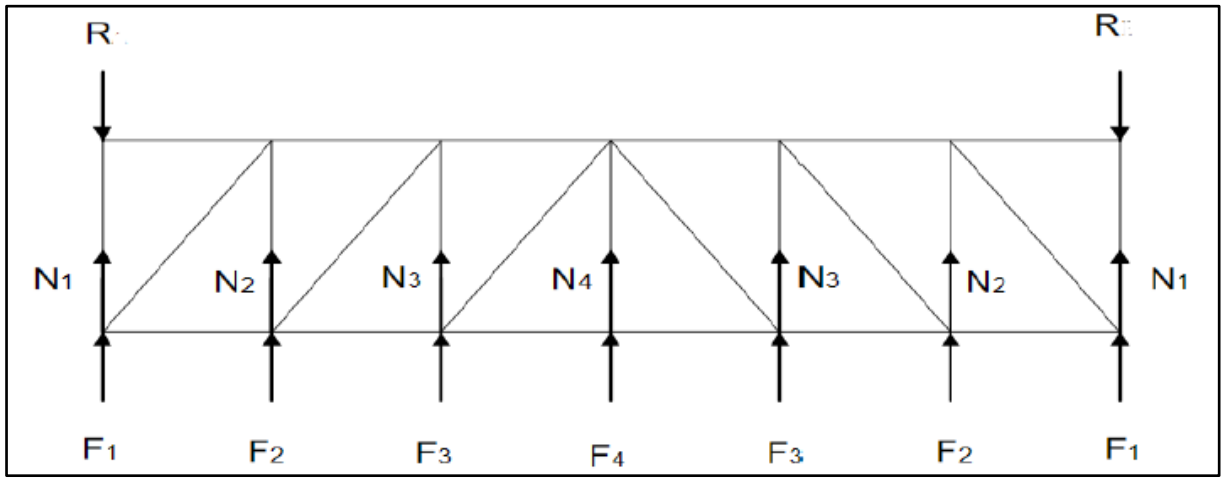


Figure V-1 : Schéma statique de la poutre au vent

$$F_1 = S_1 * V + \frac{F_e}{8}$$

Et $\forall i \in \{2,3,4\}$

$$F_i = S_i * V + \frac{F_e}{4}$$

Avec

$$S_i = h_i * \frac{L_i}{i}$$

S_i : Surface afférente de chaque force.

h_i: Hauteur de poteau.

L_i : longueur horizontale des surfaces.

Tableau V-1 : Les sollicitations Fi

i	1	2	3	4
Si (m^2)	18.54	38.75	40.42	41.25
V (daN)	122.32			
Fe(daN)	3177.84			
fi (daN)	2665.04	5534.36	5738.63	5840.16

V.3.2. Effort de traction dans les diagonales

Seules les diagonales travaillant en traction sont sollicitées ; les diagonales comprimées sont négligées, car leur grand élancement les rend sensibles au flambement sous de faibles charges. Selon la direction du vent (agissant sur la paroi D ou la paroi E), l'une ou l'autre des diagonales sera mise en traction. Le contreventement du versant est modélisé comme une poutre treillis horizontale.

En appliquant la méthode des coupures, l'effort f_d dans les diagonales d'extrémité (celles soumises aux sollicitations maximales) s'exprime comme suit :$f_d * \cos\theta + F_1 = R$

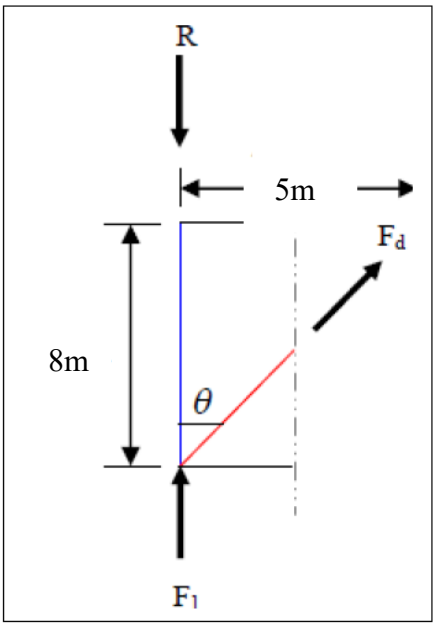


Figure V-2 : Effort Fd dans la diagonal d'extrémité

SQFC

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2 * (F_1 + F_2 + F_3) + F_4}{2} = 16858.12\ daN$$

$$\tan\theta = \frac{5}{8};\ \theta = 32°$$

D'où

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos\theta} = 16736.17\ daN$$

$$N_{sd} = 1.5 * F_d = 25104.26\ daN = 251.0426\ daN$$

V.3.3. Section de la diagonale

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,RD}$$

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

$$A = \frac{\gamma_{M0} * N_{Ed}}{f_y} = \frac{1.1 * 25104.26}{275} = 10.04\ cm^2$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une L 90 x 90 x 9 avec A = 15.5 cm^2 et un boulon de d=12mm et trou de d_0 =13mm.

A_{net} =A−n×d_0×e =2400 – 2 * 13 * 9 =1433 mm^2

Vérification à la résistance ultime de la section nette :

$$N_{sd} \leq N_{t,RD}$$

$$N_{t,RD} = \min\{N_{pl,RD}\ , N_{u,RD}\}$$

$$N_{pl,RD} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = 387.5\ KN$$

$$N_{u,RD} = \frac{0.9 * A_{nett} * f_u}{\gamma_{M2}} = 443.65\ KN$$

$$N_{sd} \leq N_{t,RD} = \min\{N_{pl,RD}\ , N_{u,RD}\} = N_{pl,RD} = 387.5\ KN$$

Condition vérifiée.

V.3.4. Calcul de la palée de stabilité en long pan

Le contreventement vertical a pour fonction de transmettre les efforts horizontaux longitudinaux générés par la réaction de la poutre au vent au niveau du pignon. Lors du dimensionnement, les diagonales comprimées sont négligées, en supposant qu'elles flamberaient sous charge. Ainsi, seules les diagonales tendues sont considérées pour reprendre l'ensemble des efforts.

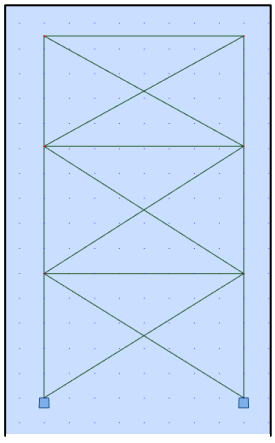


Figure V-3: Schéma statique de la poutre au vent

Effort de traction dans la diagonale tendue :

Par la méthode des coupures :

RDC $\tan\beta = \frac{4.98}{8}$; $\beta = 31.9°$

1er étage $\tan\beta = \frac{10.8-4.98}{8}$; $\beta = 36°$

2eme étage $\tan\beta = \frac{14.5-10.8}{8}$; $\beta = 24.8°$

N * cos β = R – F_1

RDC $N = \frac{R-F_1}{\cos\beta} = 167.18\ KN$

1er étage $N = \frac{R-F_1}{\cos\beta} = 175.44\ KN$

2eme étage $N = \frac{R-F_1}{\cos\beta} = 155.36\ KN$

Donc N=175.44 KN.

Section de la diagonale :

Calcul de la section brute (A) :

$$N_{sd} = 1.5 * N = 263.16\ KN$$

$$N_{sd} \leq N_{pl,RD} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A = \frac{\gamma_{M0} * N_{sd}}{f_y} = \frac{1.1 * 263.16}{275} = 10.52\ cm^2$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une UPN 100* avec A = 13.50 cm^2 et 4 boulons de d=12mm et trou de d_0 =13mm.

A_{net} =A−n×d_0×e =1350 – 2 * 12 * 7.5 = 990 mm^2

Vérification à la résistance ultime de la section nette :

$$N_{sd} \leq N_{t,RD}$$

$$N_{t,RD} = \min\{N_{pl,RD}\ , N_{u,RD}\}$$

$$N_{pl,RD} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = 337.5\ KN$$

$$N_{u,RD} = \frac{0.9 * A_{nett} * f_u}{\gamma_{M2}} = 306.5\ KN$$

$$N_{sd} \leq N_{t,RD} = \min\{N_{pl,RD}\ , N_{u,RD}\} = N_{pl,RD} = 306.5KN$$

Condition vérifiée.

Un profilé UPN100* avec 4 boulons de 12 mm convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité.

CHAPITRE VI :
ÉTUDE DE LA POUTRE DE ROULEMENT

CHAPITRES VI : ÉTUDE DE LA POUTRE DE ROULEMENT

VI.1. INTRODUCTION

La manutention d'objets lourds dans une halle industrielle nécessite souvent l'usage d'équipements spécifiques appelés engins de levage. Parmi les plus courants figure le pont roulant bipoutre.

L'objectif de ce chapitre est de définir les caractéristiques du pont roulant afin d'en garantir le bon fonctionnement, notamment lors de ses déplacements longitudinaux, en tenant compte des charges qu'il est amené à soulever.

VI.2. PONTS ROULANTS

Le pont roulant est un appareil de levage mobile qui circule sur une voie de roulement. Il se compose d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace un chariot de translation, perpendiculaire à la voie principale, et équipé d'un treuil permettant le levage de la charge. Lorsqu'il comporte une seule poutre, on parle de pont roulant mon poutre ; dans le cas contraire, il s'agit d'un pont roulant bipoutre.



Figure VI-1 : Pont roulant

VI.2.1. Eléments constitutifs du pont roulant

- **Ossature**

L'ossature désigne l'ensemble de la charpente supportant le pont roulant. Elle comprend principalement :

Les poutres principales, également appelées passerelles, accompagnées de leurs garde-corps et les sommiers, qui assurent la transmission des charges aux appuis.

- **Chariot**

Le chariot est l'élément mobile du pont roulant sur lequel est fixé le dispositif de préhension de la charge. Il se déplace transversalement sur les poutres principales et intègre les composants suivants : Galet de roulement ; Tambour ; Moteur de levage ; Moteur de direction ; Moufle.

- **Chemin de roulement**

Le chemin de roulement (ou voie de roulement) est la structure porteuse sur laquelle circule l'engin de levage (pont roulant). Il est généralement constitué d'une ou deux poutres de roulement, fixées sur des consoles ou des appuis intermédiaires. Ces consoles sont soumises à plusieurs sollicitations :

Le poids propre de la poutre de roulement et du rail ;

Les efforts verticaux et horizontaux transmis par les galets du pont roulant ;

Le poids propre de la console elle-même.

- **Poutre de roulement**

La poutre de roulement constitue l'élément porteur longitudinal de la voie de circulation du pont roulant. Elle peut être réalisée à partir de différents types de structures : profilé laminé, poutre composée à âme pleine, ou poutre treillis. Les poutres de roulement peuvent être simples (sur deux appuis) ou continues (sur plusieurs appuis). Elles sont généralement posées sur des corbeaux solidement fixés aux montants des cadres de la halle industrielle.

VI.2.2. Différents mouvements possibles :

Mouvement de levage : Déplacement vertical du crochet ou des accessoires de levage (avec ou sans charge), le long de l'axe (yy').

Mouvement de direction : Déplacement du chariot par rapport à l'ossature du pont, suivant l'axe (xx').

Mouvement de translation : Déplacement de l'ensemble du pont roulant sur le chemin de roulement, le long de l'axe (zz').

Mouvement d'orientation : Rotation éventuelle du crochet ou du dispositif de levage autour de l'axe (yy').

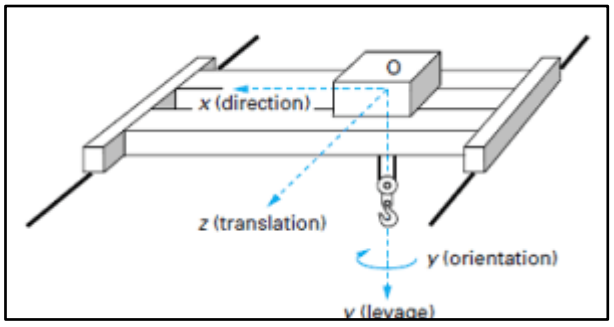


Figure VI-2 : Différents mouvements d'un pont roulant

VI.2.3. Caractéristiques du pont roulant

Cette étude est basée sur les recommandations du CTICM relatives au calcul et à l'exécution des chemins de roulement des ponts roulants, publiées dans la revue *Construction Métallique*, n°3 – 1967.

Le pont roulant utilisé dans notre projet est un modèle bipoutre. Il présente une portée de 10 mètres et une capacité de levage nominale de 5 tonnes. Les principales caractéristiques techniques requises pour les calculs sont illustrées dans la figure ci-dessous.

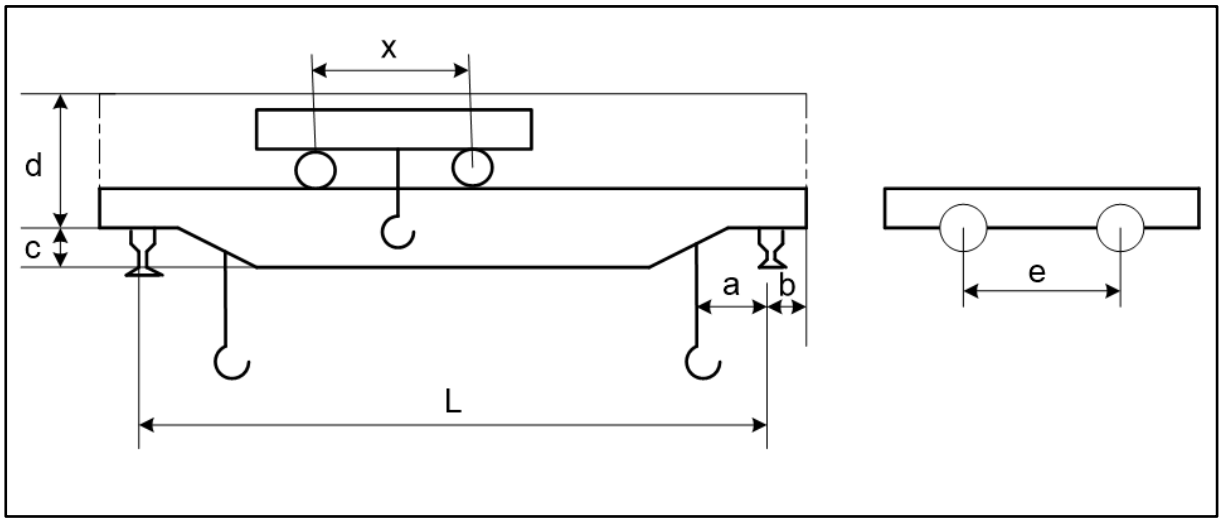


Figure VI-3 : Schéma du pont roulant

Tableau VI-1 : DIMENSIONS

Puissance N	L	a min	b	c	d	e
5	10	0,80	0,25	0,50	1,80	2,20

Tableau VI-2 : charges et vitesses

Puissance	Portée	Vitesse			Poids			Charge sur un galet	
		Levage	Direction	Translat.	Pont	Chariot	Total		
N	L				B	K	B+K	R max	R min
5	10	7	30	100	6	3,5	9,5	5,4	1,8

NB : Unités : Tonne, mètre et mètre par minute.

VI.2.4. Classement des ponts roulants :

Suivant les conditions d'utilisation :

A : Utilisation occasionnelle non régulière avec périodes de repos.

B : Utilisation régulière en service intermittent.

C : Utilisation régulière en service intensif suivant l'état de charge.

1.Soulèvement exceptionnel de la charge nominale et manutention courante de faible charge.

2.Soulèvement de charges variant de zéro (0) à la charge nominale.

3.Soulèvement régulier de charges voisines de la charge nominale.

D'où les groupes en fonction de ces caractéristiques :

Tableau VI-3 : les groupes en fonction

I	A1	A2	B1	C1
II	A3	B2		C2
III		B3		C3
VI				

Les ponts du groupe **IV** sont en général des ponts spéciaux

Le pont est conçu pour un usage régulier en fonctionnement intermittent, avec des soulèvements répétés de charges proches de la capacité nominale, alors B3.

Donc le groupe de pont est III.

VI.2.5. Réactions des galets d'un pont roulant :

a) Réaction verticale :

R_v max : réaction maximale statique.

R_v min : réaction minimale statique.

R_l max : réaction maximale dynamique.

R_l min : réaction minimale dynamique.

b) Réaction horizontale longitudinale :

R_l max : réaction maximale.

R_l min : réaction minimale.

c) Réaction horizontale transversale :

R_t max : réaction maximale.

R_t min : réaction minimale.

VI.2.6. Coefficients :

Les coefficients φ_1 et φ_2 sont à appliquer aux rails sur leurs fondations

Tableau VI-4 : Les coefficient φ_1 et φ_2

Groupe du pont roulant	Chemin de roulement : φ_1	Support du chemin de roulement : φ_2
I	1,05	1,00
II	1,15	1,05
III	1,25	1,10
IV	1,35	1,15

VI.3. LES CHARGES

VI.3.1. Les charges verticales par galet

Elles sont constituées des réactions verticales et horizontales exercées par les galets de roulement. Ces réactions dépendent :

- Du poids du pont roulant et de ses équipements,
- Du chariot et de ses équipements,
- De la charge à lever ainsi que de ses accessoires,
- Des effets dynamiques liés au fonctionnement.

Les valeurs des réactions verticales statiques au niveau des galets sont directement issues des données du CTICM.

R_v max = 5400 daN

R_v min = 1800 daN

VI.3.2. Réaction verticale dynamique par galet

R_1 max = φ_1 * R_v max = 1.25 * 5400 = 6750 daN

R_1 min = φ_1 * R_v min = 1.25 * 1800 = 2250 daN

VI.3.3. Réactions horizontales R_t

Agissant transversalement à la voie du chemin de roulement, ces efforts sont dus :

- À l'accélération et au freinage du chariot.
- Au déplacement en crabe du pont roulant.

VI.3.4. On considère que la réaction horizontale transversale maximale R_t

Correspond à 10 % de la réaction verticale maximale Rv.

R_t max = 0.1* R_v max = 0.1 * 5400 = 540 daN

R_t min = 0.1* R_v min = 0.1 * 1800 = 180 daN

VI.3.5. Réactions horizontales R_l:

Les efforts agissant longitudinalement à la voie du chemin de roulement sont dus :

- À l'accélération et au freinage du pont roulant,
- Aux chocs des tampons contre les butoirs.

Les recommandations du CTICM préconisent les dispositions suivantes :

C = coefficient d'adhérence, C = 0.2.

R_l max = C * R_v max = 0.2 * 5400 = 1080 daN

R_l min = C * R_v min = 0.2 * 1800 = 360 daN

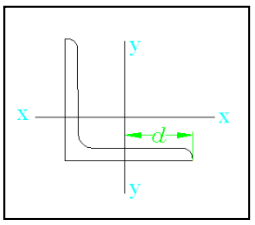
VI.4. PRE DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE DE ROULEMENT

Section retenue pour une poutre de roulement est : HEA 400

Pp =	124.798 kg/ml	tf = 19.00 mm	
Iy =	45 069.3 cm4	Wx =	2 311.25 cm3
Ix =	8 563.8 cm4	Wy =	570.92 cm3
h =	390.0 mm	b =	300.00 mm
A =	159.0 cm²		

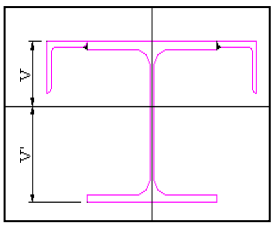
Le profilé HEA est renforcé par deux cornières de 80 x 80 x 12 ,les caractéristiques sont :

Pp =	14	kg/ml	t =	12.0	mm
Ix =	102	cm4	b' =	80.0	mm
Wx =	18.4	cm3			
d =	55.9	mm			
A' =	17.8	cm²			



Calcul de l'inertie de la section renforcé :

1- Position de l'axe neutre V' :



$$V' = \frac{A.{}^{h}/_{2} + 2.A'.(h - {}^{b}/_{2})}{A + 2.A'} = 16.66\ mm$$

Donc V' = 22.34 mm et V = 19.83 mm

Alors Iy = 50 823.48 cm^4

Calcul de l'inertie de la semelle supérieure :

I_{HS}= 15 411.53 cm^4

Calcul de l'inertie de la semelle inférieure :

I_{HI} = 4275 cm^4

Section retenue pour la rail : A45

Tableau VI-5 : Dimensions du crapaud

Format	Masse	Section	B	S	P	H	R
	kg/m	cm²	mm	mm	mm	mm	mm
A45	22.1	28.2	45	24	125	55	400
	h1	h2	r1	r2	ex	Iy	Wely
	mm	mm	mm	mm	mm	cm^4	cm^3
	20	8	4	4	33.3	90	27

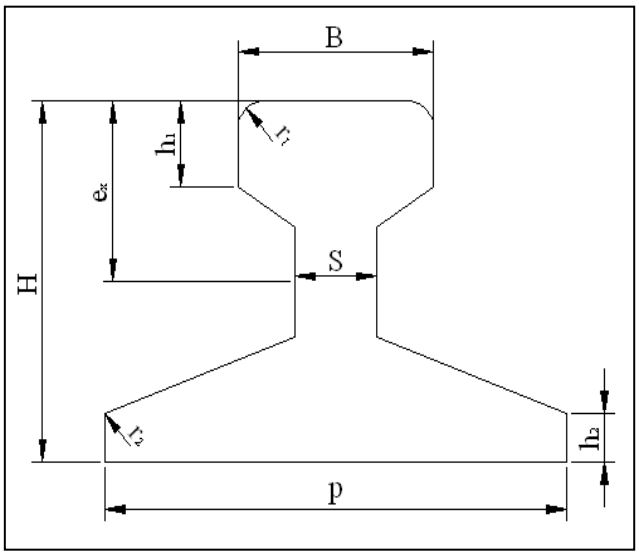


Figure VI-4 : caractéristiques géométriques du rail

Largeur B = 45.0 mm

Hauteur H = 55.0 mm

Suivant l'usage classique que les galets sont excentrés par rapport à l'âme de la section du quart de largeur du rail soit

$$e_g = \frac{B}{4} = \frac{45}{4} = 11.25\ mm$$

Flexion verticale :

$$W_{vs} = \frac{I_y}{V} = \frac{69496.07}{19.83} = 3\,505.36\ cm^3$$

$$W_{vi} = \frac{I_y}{V'} = \frac{69496.07}{24.17} = 2\,874.79\ cm^3$$

Flexion horizontale dans le plan de la semelle supérieure = 740.6 cm3

$$\frac{I_{Hs}}{\frac{b + 2 * b'}{20}} = \frac{17033.80}{\frac{300 + 2 * 80}{20}} = 740.6\ cm^3$$

Flexion horizontale dans le plan de la semelle inférieure = 315.0 cm3

$$\frac{I_{Hs}}{\frac{b}{20}} = \frac{47.85}{\frac{300}{20}} = 315.0\ cm^3$$

VI.4.1. Action de poids propre

- Poids propre de la section HEA 450 est 152.80 daN/m
- Poids propre de rail A45 est 22.1 daN/m
- Une provision pour divers de 13.7 daN/m

Soit une charge répartie totale g = 188.60 daN/m

Le Moment résultant est :

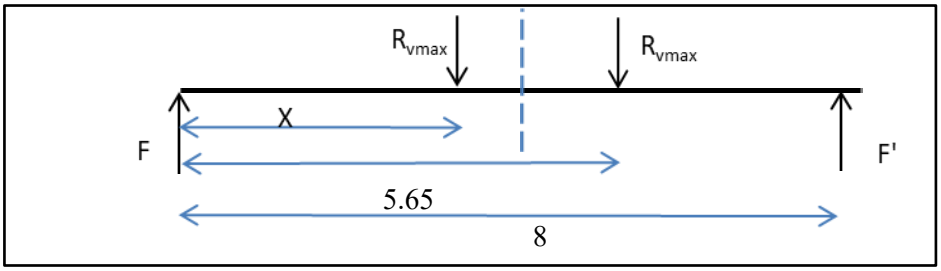
$$M_g = \frac{g * L^2}{8} = \frac{188.60 * 8^2}{8} = 1\,508.78\ daN.m$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{W_{vs}} = \frac{1\,558.02}{3\,505.36} = 0.49\ daN.mm^2$$

$$\sigma_{ig} = \frac{M_g}{W_{vi}} = \frac{1\,558.02}{2\,874.79} = 0.66\ daN.mm^2$$

VI.4.2. Action verticale des charge roulantes :

Le théorème de Barré permet de positionner les galets sur la poutre de façon à obtenir le moment fléchissant maximal.



Position au le moment est max X (m)

$$X(m) = \frac{L}{2} - \frac{e}{4} = \frac{8}{2} - \frac{2.2}{4} = 3.45\ m$$

donc la valeur de F est

$$F = \frac{R_{v\,max} * (2 * L - 2 * X - e)}{8} = \frac{5400 * (2 * 8 - 2 * 3.45 - 2.2)}{8} = 4\,657.50\ \text{daN}$$

et

$$F' = 2 * R_{v\,max} - F = \frac{5400 * (2 * 8 - 2 * 3.45 - 2.2)}{8} = 6\,142.50\ \text{daN}$$

le Moment résultant est :

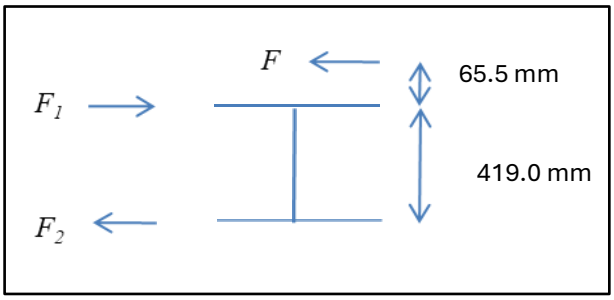
$$M_{qv} = X * F * \varphi_2 = 3.45 * 4\,657.50 * 1.1 = 18\,478.63 daN.m$$

$$\sigma_{sqv} = \frac{M_{qv}}{W_{vs}} = \frac{17\,675.21}{3\,505.36} = 6.06\ daN.mm^2$$

$$\sigma_{iqv} = \frac{M_{qv}}{W_{vi}} = \frac{17\,675.21}{2\,874.79} = 8.12\ daN.mm^2$$

VI.4.3. Action horizontale des charge roulantes :

Les efforts horizontaux s'appliquent comme indiqué dans la figure:



$$F_1 = \frac{(65.5 * 419) * F}{419} = \frac{484.5 * 4\,657.50}{419} = 5467.23\ \text{daN}$$

$$F_2 = F_1 - F = 5385.58 - 4\,657.50 = 809.73\ \text{daN}$$

$$M_{\text{ghs}} = \frac{F_1}{10} * X = \frac{15385.58}{10} * 3.45 = 1\,886.19\ daN.m$$

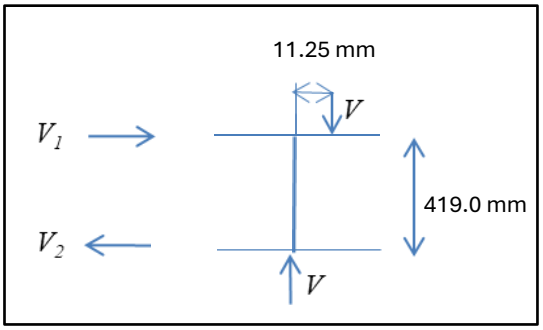
$$\sigma_{\text{sqh}} = \frac{M_{\text{ghs}}}{740.6} = \frac{5467.23}{740.6} = 2.81\ daN.mm^2$$

$$M_{\text{ghi}} = \frac{F_2}{10} * X = \frac{809.73}{10} * 3.45 = 279.36 daN.m$$

$$\sigma_{\text{sqh}} = \frac{M_{\text{ghi}}}{315.0} = \frac{279.36}{315.0} = 09.8\ daN.mm^2$$

VI.4.4. Action de l'excentrement des charges :

L'équilibre de la section sous l'effet de l'excentrement est illustré sur la figure suivante :



$$V_1 = V_2 = \frac{11.25 * F}{419} = \frac{11.25 * 4\,657.50}{419} = 141.23\ \text{daN}$$

le Moment résultant est :

$$M_{\text{qes}} = M_{\text{qei}} = X * V_1 * \varphi_2 = 3.45 * 141.23 * 1.1 = 560.34\ daN.m$$

$$\sigma_{sqv} = \frac{M_{\text{qei}}}{740.6} = \frac{560.34\ d}{740.6} = 0.84 daN.mm^2$$

$$\sigma_{iqv} = \frac{M_{\text{qei}}}{315.0} = \frac{560.34\ d}{2\ 874.79} = 1.97 daN.mm^2$$

VI.4.5. Combinaisons des contraintes :

Les contraintes totales sont obtenues par combinaison des contraintes élémentaires pondérées par les coefficients partiels de sécurité adéquats et on vérifie que :

$$\sigma_s = 1.35 * \sigma_{sg} + 1.5 * (\sigma_{sqv} + \sigma_{sqh} + \sigma_{sqe})$$

$$\sigma_s = 1.35 * 0.44 + 1.5 * (0.84 + 2.81 + 6.06)$$

$$\sigma_s = 15.23\ \text{daN/mm}^2$$

Tableau VI-6 : Limite d'élasticité minimale fy

Nuance	Limite d'élasticité minimale fy (daN/mm²)			
	Epaisseur nominale e (mm)			
	≤ 16	16 < e ≤ 40	40 < e ≤ 63	63 < e ≤ 80
S235	23.5	22.5	21.5	21.5
S275	27.5	26.5	25.5	24.5
S355	35.5	34.5	33.5	32.5

Dans notre cas Limite d'élasticité de l'acier fy est : 26.5 daN/mm²

Alors $\sigma_s = 15.23 \leq 26.5$, la condition est vérifiée.

$$\sigma_i = 1.35 * \sigma_{ig} + 1.5 * (\sigma_{iqv} + \sigma_{iqh} + \sigma_{iqe})$$

$$\sigma_i = 1.35 * 0.54 + 1.5 * (8.12 + 0.98 + 1.97)$$

$$\sigma_i = 17.50\ \text{daN/mm}^2$$

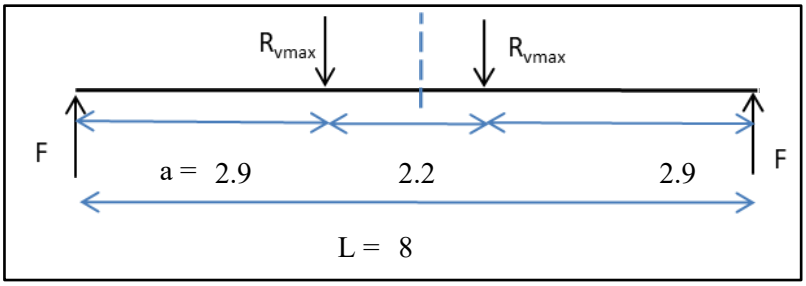
Donc $\sigma_i = 17.50 \leq 26.5$, la condition est vérifiée.

VI.4.6. Flèche verticale :

La position du pont roulant sur la poutre donnant la flèche maximale δ_2 est :

$$a = \frac{L - e}{2} = \frac{8 - 2.2}{2} = 2.9$$

$$\delta_2 = \frac{F * a}{24 * EI}(3 * L^2 - 4a^2) = \frac{5400 * 2.9 * 10^6}{24 * 2.1 * 10^5 * 50\ 823.48}(3 * 8^2 - 4 * 2.2^2) = 9.68mm$$



Sous l'effet du poids propre, la flèche vaut :

$$\delta_1 = \frac{5}{384} * \frac{g * L^4}{EI} = \frac{5}{384} * \frac{174.75 * 8^4 * 10^6}{2.1 * 10^5 * 50\,823.48} = 0.94\ mm$$

il en résulte que :

$$\delta_1 + \delta_2 = 10.62 \leq \frac{L}{750} = \frac{8000}{750} = 10.67\ mm$$

La condition est vérifiée.

VI.4.7. Flèche horizontale au niveau de la semelle supérieure :

La position du pont roulant sur la poutre donnant la flèche maximale est :

$$\delta_{2h} = \delta_2 * \frac{I_y}{I_{Hs}} \left[\frac{h + H - \frac{t_f}{2}}{10(h - t_f)} + \frac{e_g}{(h - t_f)} \right]$$

$$\delta_{2h} = 7.08 * \frac{50\,823.48}{15\,411.53} \left[\frac{55 + 390 - \frac{19}{2}}{10(390 - 19)} + \frac{11.25}{(390 - 19)} \right]$$

$$\delta_{2h} = 4.88\ mm$$

Donc

$$\delta_{2h} = 4.26 \leq \frac{L}{750} = \frac{8000}{750} = 10.67mm$$

La condition est vérifiée.

VI.4.8. Classe du profilé :

Classe de l'ame fléchie

d/tw ≤ 72ε avec ε = 0.92

d/tw = 29.91

L'âme est de classe 1

Classe de la semelle comprimée

c/tf = b/2 / tf ≤ 10ε

c/tf = b/2/tf = 7.89

Semelle est de classe 1

VI.5. EVALUATION DES CHARGES

VI.5.1. Resistance du profile sous charges verticales

VI.5.1.1. Vérification a ELU Effort tranchant

*Résistance ultime au cisaillement Vplrd

Vplrd = 95344.75daN

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v * f_y}{\gamma_{M0} * \sqrt{3}} = \frac{6575.5 * 275}{1.1 * \sqrt{3}} = 95344.75\text{daN}$$

Avec : Av= 6575.5 mm^2

Effort tranchant du à la réaction Rv

$$V_V = \frac{R_{vmax} * 4 * a}{L} = \frac{6750 * 4 * 3.45}{8} = 11643.75 \text{ daN}$$

*Effort tranchant du au poids propre

$$V_{pp} = \frac{q * L * 0.98}{4} = \frac{140 * 8 * 0.98}{4} = 274.4 \text{ daN}$$

*Effort tranchant sollicitant du à Rv et au poids propre V_{sd}

$$V_{sd} = V_V + V_{pp} = 11643.75 + 274.4 = 11918.15 \text{ daN}$$

Condition $V_{sd} \leq V_{plrd}$ Condition vérifiée

*** Vérification du moment fléchissant à ELU**

Moment résistant de la section transversale à la flexion

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3216 * 10^5 * 275 * 10^{-6}}{1.1} = 80400\text{daN}$$

Moment du à la réaction vertical max

$$M_V = \frac{R_{Vmax}}{L} * \left(\frac{L}{2} - \frac{e}{2}\right)^2 = \frac{6750}{8} * \left(\frac{8}{2} - \frac{2.2}{2}\right)^2 = 14191.875 \text{ daN}$$

Moment du au poids propre

$$M_{pp} = q * 31.8 * \frac{L^2}{8} * 100 = 140 * 10^{-2} * 31.8 * 10^{-2} * \frac{8^2}{8} = 1374.40 \text{ daN}$$

Moment sollicitant du à Rv et au poids propre du chemin de roulement

M_{ysd}=1.35Mpp+1.5Mv = 23143.25 daN.m

Condition de vérification $M_{ysd} < M_{crd}$ est vérifiée

VI.5.2. Verification sous charge horizontale

Moment résistant de la section transversale à la flexion

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{plz} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{965.5 * 10^5 * 275 * 10^{-6}}{1.1} = 24137.5\text{daN}$$

Moment sollicitant due à Rh

$$M_{z,sd} = \frac{2 * R_{hmax}}{L}\left(* \frac{L}{2} - \frac{e}{4}\right)^2 = \frac{2 * 1350}{8}\left(* \frac{8}{2} - \frac{2.2}{4}\right)^2 = 4017.09 \text{ daN}$$

Condition de vérification $M_{zsd} < M_{plrd}$ est vérifiée

RESISTANCE DE L'AME AU VOILEMENT PAR CISAILLEMENT

Condition : Si $d/tw \leq 69\varepsilon$. Il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement

$\varepsilon =$ 0.92

$d/tw = 344/11.5$ 29.91

Il n'y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement.

VI.5.3. Resistance au déversement

Facteur de réduction pour le déversement χ_{lt}

1. $\lambda_{lt} = \frac{L/i_z}{\sqrt{c1}*\left[1+\frac{1}{20}*\frac{l/i_z}{h/t_f}\right]} = 42.45$

2. $\lambda_1 = 93.3 * \varepsilon = 86.248$

3. $\overline{\lambda_{lt}} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1}\sqrt{\beta w\ (C3)} = 0.492 > 0.4$: Il y a rique de déversement

Avec $\beta w\ (C3) = 1.00$

4. $\Phi_{lt} = 0.5 * (1 + \alpha_{lt} * (\overline{\lambda_{lt}} - 0.2) + \overline{\lambda_{lt}}^2 = 0.65$

$\alpha_{lt} =$ 0.21 Facteur d'inperfection pour profils laminés

5. $\chi_{lt} = \frac{1}{\Phi_{lt}+\sqrt{\Phi_{lt}^2 - \overline{\lambda_{lt}}^2}} = 0.927$

6. $M_{brd} = \frac{\chi_{lt} * \beta w * W_{ply}}{\gamma_{M0}} = 74505.97 \text{ daN. m}$

7. $M_{sd} = 4017.09 \text{ daN}$

Condition $M_{sd} < M_{brd}$ est Vérifiée .

VI.5.4. Resistance de l'ame a la charge transversale

VI.5.4.1. Résistance à l'écrasement

Effort résistant à l'écrasement R_{yrd} P106 CCM97

1. Contrainte longitudinale dans la semelle

$\sigma_{f;ed} = \frac{M_{sd}}{W_{ely}} = 7.99$ daN

hr du rail = 55 mm

2. Longueur d'appui rigide

$$S_y = \left(h_r * t_f * (1 - 1.1\frac{\sigma_{f;ed}}{f_y})^2\right)^{0.5} = 103.41\text{mm}$$

Effort résistant à l'écrasement

R_{yrd} = 29730.94 daN

$$R_{yrd} = \frac{S_y * t_f * f_y}{\gamma_{M0}} = 29730.94 \text{ daN}$$

Condition à vérifier Rmax < Ryrd Condition vérifiée

VI.5.4.2. Résistance à l'enfocement local

Les relations à vérifier

a. $M_{sd} < M_{crd}$

b. $F_{sd} < R_{aRd}$

c. $F_{sd}/R_{aRd} + M_{sd}/M_{cRd} \leq 1.5$

a. M_{crd}= 24137.5

M_{sd}= 4017.09

$M_{sd} < M_{crd}$ Condition vérifiée

b. $F_{sd} = R_{hmax}$ 1350.0 daN

$$R_{ard} = \frac{0.5 * t_f * \sqrt{t_f * N} * (\sqrt{t_f * t_w} + 3 * t_f * t_w * 0.2)}{\gamma_{M0}} = 242679.02\text{daN}$$

$F_{sd} < R_{aRd}$ Condition vérifiée

c. $F_{sd}/R_{aRd} + M_{sd}/M_{cRd} = 0.172 \leq 1.5$

Condition vérifiée.

La poutre de roulement vérifier les conditions de l'enfoncement local.

VI.5.4.3. Résistance au voilement de l'ame

beff ≤ b

La largeur efficace beff $(h^2+Ss^2)^{0.5}$

beff = 440 mm

Condition non vérifiée.

On doit ajouter des raidisseurs transversaux intermédiaires d'une épaisseur de 10mm soudé avec des cordons de 8mm. Chaque 10 le long du chemin de roulement.

VI.5.4.4. Flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'ame

$d/t_w \leq k*E/f_{yt}*(A_w/A_{fc})^{\wedge 0.5}$

L'aire de l'ame

$A_w = t_w *(h-t_f)$ 4577 mm²

L'aire de la semelle comprimée

$A_{fc} = b-t_f = 6300$ mm²

Semelle de classe 1 K= 0.3

$k*E/f_{yt}*(A_w/A_{fc})^{\wedge 0.5} = 195.27$

d/tw = 29.91 ≤

$d/tw \leq k*E/f_{yt}*(A_w/A_{fc})^{\wedge 0.5}$

Condition vérifiée il n'y a pas risque de flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'ame.

VI.5.5. Calcul du support du chemin de roulemnt

d= 500 mm

1. Charges verticales

ELS

$P1 = G_T * L+R_{vmax}*(2-e/L)$

$G_T = P_{prof}+P_{rail} = 168.17$ daN

$P_1 = 2307.84$ daN

ELU

$P_2 = 1.35 (G_T * L)+1.5(R_{vmax}*(2-e/L))$

P2 = 19281.84 daN

2. Charge horizontal

$P_H = 1.5R_h * (1-e/L)\ \psi^2$

$P_H = 460.56$ daN

3.Vérification de l'effort tranchant

$V_{sd} \leq V_{plrd}$

$V_{sd} = P_1 =$ 2307.84 daN

Condition $V_{sd} < V_{plrd}$ est vérifiée

4. Moment résistant de la section transversale à la flexion

$M_{sd}<M_{crd}$

$M_{sd} = P_2*L = 9640.92$ daN.m

$M_{crd} = 80400$ daN.m

Condition $M_{sd} < M_{crd}$ est vérifiée

CHAPITRE VII :
ETUDE SISMIQUE

CHAPITRES VII : ETUDE SISMIQUE

VII.1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui impacte la surface terrestre, engendrant des dégâts importants sur les constructions et causant ainsi des pertes humaines. L'objectif est donc de concevoir les ouvrages de manière à assurer leur résistance face à ce phénomène, en garantissant un niveau de protection satisfaisant pour les personnes et les biens.

Selon le RPA 2024, la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent être déterminés à l'aide de trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente,
- L'analyse spectrale,
- L'analyse dynamique à partir d'un accélérogramme.

VII.2. Objective de l'analyse de la structure

L'analyse dynamique sert à voir comment un bâtiment réagit pendant un tremblement de terre elle aide à connaître ses vibrations à mieux répartir les efforts sismiques et à vérifier s'il est assez résistant cette méthode est utile surtout pour les bâtiments en zone sismique ou avec une forme compliquée elle permet de suivre les règles du RPA 2024

VII.3. Classification de la structure

La classification des structures est une étape essentielle dans la conception parasismique. Elle permet d'adapter les exigences de calcul et de sécurité en fonction :

- De l'importance de la structure (bâtiment ordinaire, école, hôpital, etc.).
- De sa régularité (en plan et en élévation).
- Du système porteur utilisé (béton armé, acier, maçonnerie, etc.).

Cette classification guide le choix des méthodes d'analyse sismique, des coefficients de comportement et des mesures de renforcement nécessaires, afin d'assurer la sécurité des personnes et la performance des ouvrages en cas de séisme.

Notre structure est classée dans le Groupe 2, correspondant aux bâtiments d'importance moyenne[21] .

VII.4. Parametres de calcul des forces sismiques

VII.4.1. Coefficient d'importance I

Le coefficient d'importance correspondant à cette classification est I=1[22].

[21] DTR BC 2.48 (RPA 2024) paragraphe 3.4 page 58
[22] DTR BC 2.48 (RPA 2024) paragraphe 3.4 page58

VII.4.2. Le coefficient d'accélération de zone A

La wilaya de Blida présente un niveau de sismicité élevé, classée en zone VI, avec un coefficient d'accélération sismique A=0,3[23].

VII.4.3. Le coefficient de comportement R

Dans le sens du long pan, le système de contreventement est assuré par une ossature en portiques complétée par des palées de contreventement à barres centrées en X. Ce type de système est classé comme système mixte, ce qui permet d'adopter un coefficient de comportement sismique **Ry=4,5[(b)]** [24].

Dans le sens du pignon, le contreventement est assuré par une ossature en portiques avec des remplissages en maçonnerie rigide, assimilable à un système non ductile, ce qui correspond à un coefficient de comportement **Rx=3 [(a)]** [25].

VII.4.4. Facteur de qualité Q_F

Concernant le facteur de qualité [26], certaines conditions de conception doivent être vérifiées. Après vérification, on trouve ce tableau :

Tableau VII-1 : Vérification du facteur de qualité

Régularité en plan	Non vérifiée
Régularité en élévation	Non vérifiée
Condition minimale sur le nombre d'étages	Vérifiée
Condition minimale sur les travées	Vérifiée

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

P_q est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au cas par cas dans le Tableau suivant :

Tableau VII-2 : Valeurs des Pondérations P_q

Catégorie	*Critère, q*	*Observé*	*N/observé*
(a)	*Régularité en plan*	*0*	*0.05*
	Régularité en élévation	*0*	*0.20*
	Conditions minimales sur le nombre étage	*0*	*0.20*
	Conditions minimales sur les travées	*0*	*0.10*

[23] DTR BC 2.48 (RPA 2024) Tableau 3.3 page 49
[24] DTR BC 2.48 (RPA 2024) Tableau 3.18 page 67
[25] DTR BC 2.48 (RPA 2024) Tableau 3.18 page 67
26 DTR BC 2.48 (RPA 2024) Tableau 3.19 page 69

	Régularité en plan	*0*	*0.05*
(b)	*Régularité en élévation*	*0*	*0.20*
	Redondance en plan	*0*	*0.05*

Alors

Q_F au long pan

$$Q_F = 1 + 0.05 + 0.2 = 1.25$$

Q_F au pignon

$$Q_F = 1 + 0.05 + 0.2 = 1.25$$

VII.5. Calcul de la force sismique

VII.5.1. Méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente est une méthode de calcul sismique qui remplace les effets du séisme par des forces horizontales réparties sur les étages elle s'utilise pour les bâtiments simples et réguliers de hauteur modérée elle permet de dimensionner la structure de manière rapide.

Selon la méthode statique équivalente, la force sismique à la base de la structure se calcule à partir de la formule suivante

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0).W^{27}$$

Où :

T_0 : Période fondamentale de la structure.

λ : Coefficient de correction, λ=0.85.

VII.5.2. Estimation de la période fondamentale de la structure

La période fondamentale T_0 de la structure peut être estimée à l'aide de formules empiriques :

$$T_{empirique} = C_T(h_N)^{3/4}{}^{28}$$

Avec :

C_T : Coefficient en fonction de système de contreventement = 0.005^{29}

h_N : Hauteur de la structure

27 DTR BC 2.48 (RPA 2024) paragraphe 4.2.3 page 75 (4.1)

28 DTR BC 2.48 (RPA 2024) paragraphe 4.2.4 page 76(4.4)

29 DTR BC 2.48 (RPA 2024) Tableau 4.3 page 76

Alors :

$$T_{empirique} = 0.05 * (16.5)^{\frac{3}{4}} = 0.41\ s$$

La valeur de la période fondamentale T_0, utilisée pour le calcul de l'effort tranchant à la base V, doit vérifier les conditions imposées par le RPA 2024 suivant[30] :

$$T_0 = \begin{cases} T_0 = T_{calcul}\,, si\ T_{calcul} < 1.3\ T_{empirique} \\ T_0 = 1.3 * T_{empirique}\,, si\ T_{calcul} \geq 1.3\ T_{empirique} \end{cases}$$

Tableau VII-3 : *Périodes de calcul T_0*

$T_{empirique}\ (s)$	$T_{calcul}\ (s)$	$1.3 * T_{empirique}\ (s)$	$T_0\ (s)$
0.41	0.78	0.533	0.533

VII.5.3. Caractéristiques du site

Pour une zone sismique de niveau VI et un sol de catégorie S2, les paramètres du site tels que le coefficient S et les périodes caractéristiques T_1 T_2 T_3 sont définis comme suit[31] :

Tableau VII-4 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1

Site	S	T_1	T_2	T_3
S2	1.2	0.1	0.5	2

VII.5.4. Spectre de calcul

L'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant[32] :

$$\frac{S_{ad}}{g} = \begin{cases} A.I.S.\left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1}\left(2.5\frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3}\right)\right]\,, si\ 0 \leq T \leq T_1 \\ A.I.S.\left[2.5\frac{Q_F}{R}\right]\,, si\ T_1 \leq T \leq T_2 \\ A.I.S.\left[2.5\frac{Q_F}{R}\right]\left[\frac{T_2}{T}\right]\,, si\ T_2 \leq T \leq T_3 \\ A.I.S.\left[2.5\frac{Q_F}{R}\right]\left[\frac{T_2.T_3}{T^2}\right]\,, si\ T_3 \leq T \leq 4s \end{cases}$$

Alors pour notre structure $T_2 \leq T \leq T_3$

[30] DTR BC 2.48 (RPA 2024) Tableau 4.4 page 77
[31] DTR BC 2.48 (RPA 2024) Tableau 3.4 page 51
[32] DTR BC 2.48 (RPA 2024) paragraphe 3.3.3 page 55 (3.15)

Tableau VII-5 : Spectre de calcul de la structure, normalisé par rapport à g

$\frac{S_{ad}}{g}$ (Sens de long pan)	$\frac{S_{ad}}{g}$ (Sens de pignon)
0.23	**0.35**

VII.5.5. Estimation de la force sismique à la base

Les masses sismiques sont extraites depuis Robot en prenant la réaction verticale totale sous la combinaison : $\boldsymbol{W = W_G + \Psi * W_Q}$ [33] ; Avec $\boldsymbol{\Psi = 0.5}$[34]

$$\boldsymbol{W = 1216.415\ t}$$

Tableau VII-6 : Efforts tranchants statiques à la base V

V (Sens de long pan) (KN)	V (Sens de pignon) (KN)
2378.09	**303618.83**

VII.6. Verification des deplacements

VII.6.1. Vérification des déplacements inter-étages

D'après l'RPA 2024 on trouve que le déplacements inter-étages limite pour les structures en acier est calculé par la formule suivant[35] :

$$\overline{\Delta_k} = 0.01 * h_k$$

Avec h_k est l'hâteur de l'étage

Tableau VII-7 : Vérifications des déplacements inter étage

Etage	Déplacement limite (mm)	Déplacement calculé (mm)
R+1	49.8	1.3
R+2	51	1.5

[33] DTR BC 2.48 (RPA 2024) paragraphe 4.2.3 (4.3) page 75
[34] DTR BC 2.48 (RPA 2024) Tableau 4.2 page 80
[35] DTR BC 2.48 (RPA 2024) Tableau 5.2 page 88

VII.7. Vérification des éléments résistants

VII.7.1. Vérification du poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité se trouve dans le premier bloc, sous l'effet de la charge sismique.

a) Classification de la section

$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.924$

$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{2*23} = 3.26 \leq 10\varepsilon$ ➔ Semelle de classe 1

- Ame fléchie :

$\frac{d}{t_w} = \frac{390}{12} = 32.5 \leq 72\varepsilon$ ➔ Ame de classe 1

Donc, la section est de classe 1 vis-à-vis de la flexion

b) Resistance en section

$$M_{y,Ed} \leq M_{ply,rd}$$

$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3949*275*0.1}{1.1} = 98725$ daN.m

$M_{y,Ed} = 27723$ daN.m

$$27723 \leq 98725$$

La résistance en section est vérifiée

c) Vérification d'effort tranchant et interaction

$$V_{z,ed} \leq 0.5*V_{plz,rd}$$

$0.5*V_{plz,rd} = 0.5*\frac{A_{vz}\, f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 0.5*\frac{10*74.72*275/\sqrt{3}}{1.1} = 107849.03$ daN

$$9720 \leq 129903.81$$

La résistance à l'effort tranchant est vérifiée et pas d'interaction M,V

d) Vérification d'effort normal et interaction

$N_{Ed} \leq \min(0.25\, N_{pl,Rd}, 0.5\, \frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}})$, avec

TableauVII-8 : Vérification d'interaction N et M.

N_{Ed} (daN)	$0.25\, N_{pl,Rd}$ (daN)	$0.5\, \frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}}$ (daN)	Vérification

27477	135807.5	93400	Vérifiée

La résistance à l'effort normal est vérifiée et pas d'interaction M,N

d) Vérification de flambement

Tableau VII-9:Paramètres du flambement.

Axe de flambement	l_f (m)	λ	$\bar{\lambda}$	χ	k_y
y-y	11.08	52.82	0.61>0.2	0.89	0.89
z-z	7.92	109.28	1.26>0.2	0.45	0.59

$$\frac{N_{ed}}{\chi_{min}.N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{y,ed}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_{yz} M_{z,ed}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

Ainsi :

- $\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.45$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_{min}.N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{y,ed}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_{yz} M_{z,ed}}{M_{plz,rd}} = 0.29 \leq 1$$

La résistance au flambement est vérifiée

VII.7.2. Vérification de la traverse le plus sollicité

La traverse la plus sollicitée se situe dans le premier bloc, sous l'effet de la charge sismique.

a) Resistance en section

$$M_{y,Ed} \leq M_{ply,rd}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2194 * 275 * 0.1}{1.1} = 54850 \text{ daN.m}$$

$M_{y,Ed} = 11404$ daN.m

$$11404 \leq 54850$$

La résistance en section est vérifiée

b) Vérification d'effort tranchant et interaction

$$V_{z,ed} \leq 0.5 * V_{plz,rd}$$

$$0.5 * V_{plz,rd} = 0.5 * \frac{A_{vz}\, f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 0.5 * \frac{10 * 59.87 * 275/\sqrt{3}}{1.1} = 43207.45 \text{ daN}$$

$$6592 \leq 43207.45$$

La résistance à l'effort tranchant est vérifiée et pas d'interaction M,V

c) Vérification de déversement

N.B : La traverse la plus sollicité est situé dans le portique de contreventement

Tableau VII-10: Paramètres du déversement.

$M_{y,ed}$ (daN.m)	11884	α_{LT}	0.21	$M_{b,rd} = \chi_{LT} * M_{ply,rd} = 20294.5 \geq M_{y,ed}$ Vérifiée
L_D (cm)	800	ϕ_{LT}	1.77	
$\bar{\lambda}_{LT}$	1.51	χ_{LT}	0.37	

La résistance au déversement est vérifiée

VII.7.1. Vérification de la diagonale de stabilité la plus sollicité

La diagonale de stabilité la plus sollicité est située dans le premier bloc, sous l'effet de la charge sismique.

a) Resistance à la traction

$N_{,Ed} \leq N_{Rd}$

$$N_{Rd} = \min (N_{pl,rd} ; N_{u,rd} ; N_{net,rd})$$

- $N_{pl,rd} = \frac{A.f_y}{\gamma_{M0}}$

- $N_{u,rd} = \frac{0.9A_{net}.f_u}{\gamma_{M2}}$

- $N_{net,rd} = \frac{A_{net}.f_y}{\gamma_{M0}}$

Pour un seul rangé de boulons $A_{net} = A - d_0 * t$

Pour un boulon de diamètre d = 16 mm avec un jeu de 1 mm on a d_0 = 18 mm

➔ A_{net} = 13.32 cm^2

- $N_{pl,rd} = \frac{A.f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13.5*275*10}{1.1}$ = 33750 daN

- $N_{u,rd} = \frac{0.9A_{net}.f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9*13.32*430*10}{1.25}$ = 41238.72 daN

- $N_{net,rd} = \frac{A_{net}.f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13.32*275*10}{1.1}$ = 33300 daN

$$N_{Rd} = \min (N_{pl,rd} ; N_{u,rd} ; N_{net,rd}) = 33300 \text{ daN}$$

$$N_{,Ed} = 5721 \leq N_{Rd} = 33300$$

La résistance en traction est vérifiée

CHAPITRE VIII :
CALCUL DES ASSEMBLAGES

VIII.1. Introduction

Le bon comportement global d'une structure métallique dépend étroitement de sa conception, et plus particulièrement du dimensionnement des assemblages reliant ses différentes pièces.

Les dispositifs d'assemblage jouent un rôle essentiel en assurant la liaison entre les éléments, tout en garantissant une transmission efficace et une répartition appropriée des diverses sollicitations auxquelles la structure peut être soumise.

VIII.2. Classification des assemblages

Les caractéristiques mécaniques des assemblages doivent être compatibles avec les hypothèses adoptées lors de l'analyse globale de la structure, afin de garantir la validité des vérifications effectuées sur ses différents éléments.

Les assemblages peuvent être classés selon deux critères principaux :

1. Selon leur rigidité :
    - Assemblages articulés : n'opposent aucune résistance aux moments.
    - Assemblages rigides : transmettent intégralement les efforts, y compris les .
    - Assemblages semi-rigides : présentent une rigidité intermédiaire, partiellement résistante aux moments.
2. Selon leur résistance :
    - Assemblages de type articulé : doivent être capables de transmettre les sollicitations (efforts normaux et tranchants) sans engendrer de moments significatifs. Ils doivent également permettre des rotations suffisantes pour que toutes les rotules plastiques nécessaires puissent se former dans la structure sous les charges de calcul.
    - Assemblages à résistance complète : doivent posséder une capacité de rotation au moins équivalente à celle de l'élément auquel ils sont liés, tout en assurant une transmission complète des efforts.
    - Assemblages à résistance partielle : doivent avoir une capacité de rotation suffisante pour permettre la formation de toutes les rotules plastiques requises sous les charges de calcul, même si leur résistance est inférieure à celle des éléments qu'ils relient.

En pratique, la majorité des assemblages présentent une certaine déformabilité. Celle-ci peut être modélisée et évaluée à l'aide d'un diagramme moment-rotation, permettant de caractériser leur comportement réel.

VIII.3. Presentation d'autodesk robot

Autodesk Robot est un logiciel puissant d'analyse structurelle, largement adopté par les ingénieurs à travers le monde. Il propose un ensemble complet de fonctionnalités permettant la modélisation, l'analyse et la conception d'assemblages avec une grande précision.

L'un de ses principaux atouts réside dans sa capacité à modéliser des assemblages complexes à l'aide de la méthode des éléments finis, offrant ainsi une représentation fidèle du comportement réel des structures.

Autodesk Robot permet également de réaliser des analyses avancées de stabilité et de flambement, essentielles pour évaluer la résistance des assemblages aux charges latérales et garantir leur intégrité structurelle. Grâce à des algorithmes performants, le logiciel est capable de simuler le comportement de l'assemblage sous diverses sollicitations et de proposer des recommandations pertinentes pour optimiser sa stabilité.

VIII.4. Calcul d'assemblages

VIII.4.1. Assemblage traverse – traverse

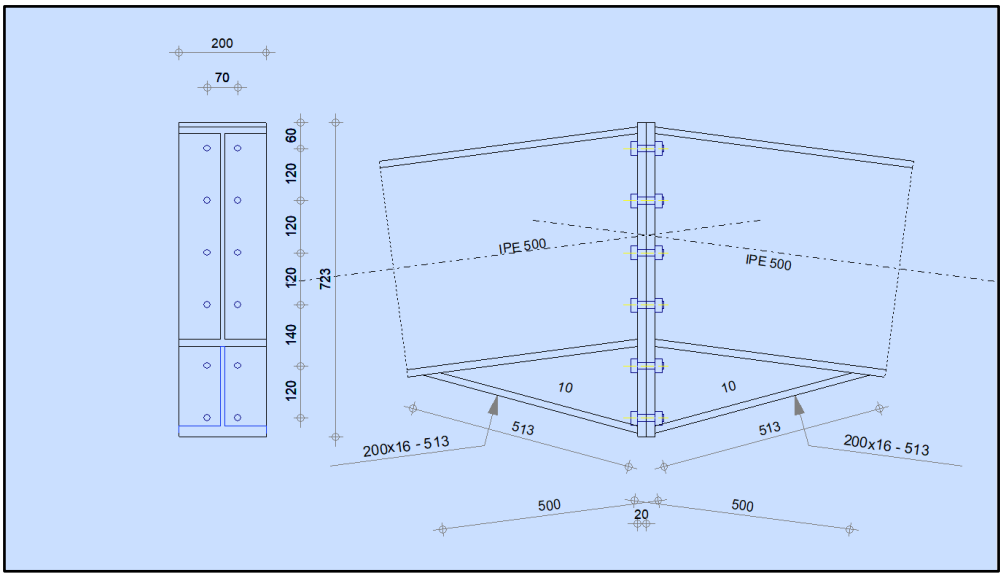


Figure VIII-1 : Schéma d'assemblage (traverse-traverse)

Efforts de calcul :

- M_{max}= 81,30 Kn.m
- V_{max}= -7,35 kN
- N_{max}= -14,29 kN

1. Dimensionnements des boulons :

Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés, on choisit des boulons de diamètre M16 de classe 10.9.

Entreaxe des boulons[36] :

Avec : d_0 = 18

[36] CCM97 tableaux 65.1 page 106

-Efforts de calcul :

$P_1 \geq 2.2\ d_0 = 39.6$ mm On prend : P1 = 120mm

$P_2 \geq 3\ d_0 = 54$ mm On prend : P2 = 70

Pince longitudinale :

$e_1 \geq 1.2\ d_0 = 21.6$ mm On prend : $e_1 = 60$ mm

Pince transversale :

$e_2 \geq 1.5\ d_0 = 27$ mm On prend : $e_2 = 65$ mm

Détermination des efforts dans les boulons :

$d_1 = 620$ mm ; $d_2 = 500$ mm ; $d_3 = 360$ mm ; $d_4 = 240$ mm ; $d_5 = 120$ mm

$$\sum d_i^2 = 836000\ mm^2$$

$$N_i = \frac{M * d_i}{\sum d_i^2}$$

$N_1 = 60.29$ KN ; $N_2 = 48.62$ KN ; $N_3 = 35.01$ KN ; $N_4 = 23.34$ KN ; $N_5 = 11.67$KN ;
Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU :

Vérification au moment résistant :

$$M_r = \frac{n * F_p * \sum d_i^2}{d_1}$$

$F_p = 0.7 * f_{ub} * A_s = 0.7 * 1000 * 157 = 109.9\ KN$ par boulon

$$M_r = \frac{2 * 109.9 * 836000 * 10^{-3}}{620} = 296.37\ KN$$

$$M_r = 296.37\ KN0 \geq M_{max} = 81{,}30\ \text{KN}$$

Condition vérifiée.

Vérification a l'effort tranchant[37] :

$$F_{vsd} = \frac{V_{max}}{n} = \frac{7.35}{12} = 0.613\ KN$$

$$F_{rd} = \frac{K_s * m * \mu * F_p}{\gamma_{M2}}$$

Ks = 1[38] : Facteur de forme, trous nominaux.

[37] CCM97 page 115 paragraphe 6.5.6.1.1
[38] CCM97 page 115 paragraphe 6.5.6.1.2

$\mu = 0.3$[39] : Coefficient de frottement, surface classe C.

m = 1 : Plan de contacte.

$$F_{rd} = \frac{1 * 1 * 0.3 * 109.9}{1.25} = 26.38\ KN$$

$$F_{rd} \geq F_{vsd}$$

Condition vérifiée.

Résistance au poinçonnement :

$$B_{p,rd} = 0.6 * \pi * d_m * t_p * \frac{f_u}{\gamma_{Mb}} = 0.525\ KN$$

Avec :

d_m: Diamètre moyen du boulon

t_p: épaisseur des pièces à boulonnés

$$B_{p,rd} = 0.6 * \pi * 2.56\ * 20 * \frac{430 * 10^{-2}}{1.5} = 276.52\ KN$$

$$B_{p,rd} \geq \mathrm{N_{max}}$$

Condition vérifiée.

VIII.4.2. Assemblage Poteau – traverse

L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.

[39] CCM97 page 116 paragraphe 6.5.6.3.1

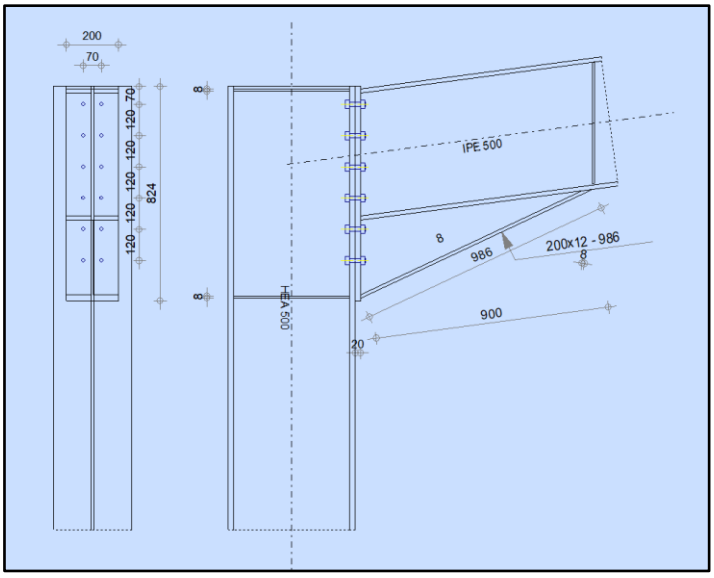


Figure VIII-2 : Schéma d'assemblage (pouteau-traverse)

❖ **Efforts de calcul :**

Efforts de calcul :

- M_{max}= 144.99 KN.m
- V_{max}= -99.36 kN
- N_{max}= 108.4 kN

I. Dimensionnements des boulons :

Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés, on choisit des boulons de diamètre M16 de classe 10.9.

Entraxe des boulons :

Avec : $d_0 = 18$

-Efforts de calcul :

$P_1 \geq 2.2\ d_0 = 39.6$ mm On prend : P1 = 120mm

$P_2 \geq 3\ d_0 = 54$ mm On prend : P2 = 70

Pince longitudinale :

$e_1 \geq 1.2\ d_0 = 21.6$ mm On prend : $e_1 = 70$ mm

Pince transversale :

$e_2 \geq 1.5\ d_0 = 27$ mm On prend : $e_2 = 65$ mm

Détermination des efforts dans les boulons :

$d_1 = 600$ mm ; $d_2 = 480$ mm ; $d_3 = 360$ mm ; $d_4 = 240$ mm ; $d_5 = 120$ mm

$$\sum d_i^2 = 792000\ mm^2$$

$$N_i = \frac{M * d_i}{\sum d_i^2}$$

$N_1 = 60.29$ KN ; $N_2 = 48.62$ KN ; $N_3 = 35.01$ KN ; $N_4 = 23.34$ KN ; $N_5 = 11.67$KN ;
Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU :

Vérification au moment résistant :

$$M_r = \frac{n * F_p * \sum d_i^2}{d_1}$$

$F_p = 0.7 * f_{ub} * A_s = 0.7 * 1000 * 157 = 109.9\ KN$ par boulon

$$M_r = \frac{2 * 109.9 * 792000 * 10^{-3}}{600} = 290.14\ KN$$

$$M_r = 290.14\ KN \geq M_{max} = 144.99\ \text{KN}$$

Condition vérifiée.

Vérification a l'effort tranchant :

$$F_{vsd} = \frac{V_{max}}{n} = \frac{99.36}{12} = 8.28\ KN$$

$$F_{rd} = \frac{K_s * m * \mu * F_p}{\gamma_{M2}}$$

Ks = 1 : Facteur de forme, trous nominaux.

μ = 0.3 : Coefficient de frottement, surface classe C.

m = 1 : Plan de contacte.

$$F_{rd} = \frac{1 * 1 * 0.3 * 109.9}{1.25} = 26.38\ KN$$

$$F_{rd} \geq F_{vsd}$$

Condition vérifiée.

Résistance de l'âme du poteau à la traction :

$$F_v = \frac{M_{max}}{h - t_f} = \frac{144.99}{0.467} = 310.47\ KN$$

$$F_{t,rd} = t_{wc} * b_{eff} * \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Ou :

F_{trd} : Résistance de l'âme du poteau a la traction.

t_{wc} : Épaisseur de l'âme du poteau, t_{wc}= 22 mm.

b_{eff} = P : entraxe des rangées de boulons. (P=70mm).

$$F_{t,rd} = 22 * 70 * \frac{27.5}{1} = 385\ KN$$

$$F_{t,rd} \geq F_v$$

Condition vérifiée.

Résistance au poinçonnement :

$$B_{p,rd} = 0.6 * \pi * d_m * t_p * \frac{f_u}{\gamma_{Mb}} = 0.525\ KN$$

Avec :

d_m: Diamètre moyen du boulon

t_p: épaisseur des pièces à boulonnés

$$B_{p,rd} = 0.6 * \pi * 2.56\ * 20 * \frac{430 * 10^{-2}}{1.5} = 276.52\ KN$$

$$B_{p,rd} \geq \mathrm{N_{max}}$$

Condition vérifiée.

Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

$$F_{c,rd} = t_{wc} * b_{eff} * \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$b_{eff} = t_f + 2t + 5(t_p + r)$$

Avec :

t_{wc} = 12 mm épaisseur de l'âme du poteau

t_f = 16 mm épaisseur de la traverse.

t = 20mm épaisseur de la platine

t_p = 23 mm épaisseur de la semelle du poteau

r = 27

$$b_{eff} = 12 + 2 * 20 + 5(23 + 27) = 302\ mm$$

$$F_{c,rd} = 12 * 302 * \frac{275 * 10^{-3}}{1.1} = 906\ KN$$

$$F_{c,rd} \geq F_v$$

Condition vérifiée.

Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisaillée :

$$F_{v,rd} = 0.58 * t_w * h * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0.58 * 1.2 * 49.0 * \frac{27.5}{1.1} = 852.6\ KN$$

$$F_{v,rd} \geq F_v$$

Condition vérifiée.

VIII.4.3. Assemblage poteau – poutre

L'assemblage poteau – poutre est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la poutre et au poteau.

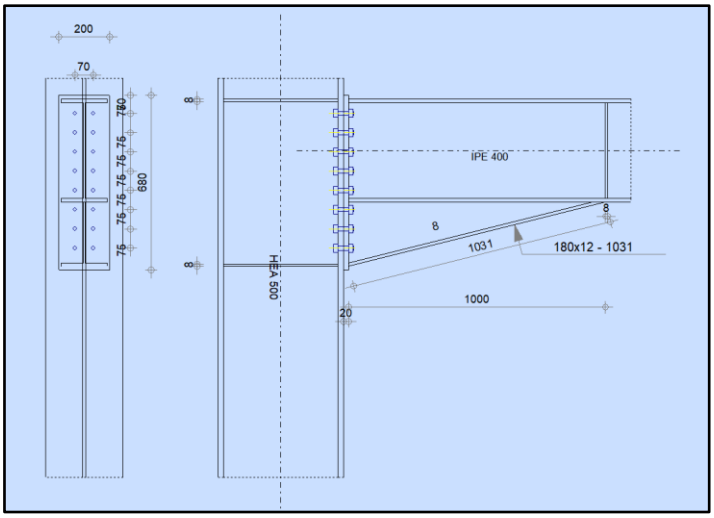


Figure VIII-3 : Schéma d'assemblage (poteau-poutre)

❖ **Efforts de calcul :**

Efforts de calcul :

- M_{max}= 64.44 KN.m
- V_{max}= 48.27 kN
- N_{max}= 49.22 kN

II. Dimensionnements des boulons :

Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés, on choisit des boulons de diamètre M16 de classe 10.9.

Entraxe des boulons :

Avec : $d_0 = 18$

-Efforts de calcul :

$P_1 \geq 2.2\ d_0 = 39.6$ mm On prend : P1 = 75 mm

$P_2 \geq 3\ d_0 = 54$ mm On prend : P2 = 70

Pince longitudinale :

$e_1 \geq 1.2\ d_0 = 21.6$ mm On prend : $e_1 = 70$ mm

Pince transversale :

$e_2 \geq 1.5\ d_0 = 27$ mm On prend : $e_2 = 65$ mm

Détermination des efforts dans les boulons :

$d_1 = 525$ mm ; $d_2 = 450$ mm ; $d_3 = 375$ mm ; $d_4 = 300$ mm ; $d_5 = 225$ mm ; $d_6 = 150$ mm; $d_7 = 75$ mm

$$\sum d_i^2 = 787500\ mm^2$$

$$N_i = \frac{M * d_i}{\sum d_i^2}$$

N_1 = 42.96 KN ; N_2 = 36.82 KN ; N_3 = 30.69 KN ; N_4 = 24.55 KN ; N_5 = 18.41 KN ; N_6 = 12.27 KN ; N_7 = 6.14 KN

Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU :

Vérification au moment résistant :

$$M_r = \frac{n*F_p*\sum d_i^2}{d_1}$$

$F_p = 0.7 * f_{ub} * A_s = 0.7 * 1000 * 157 = 109.9\ KN$ par boulon

$$M_r = \frac{2 * 109.9 * 787500 * 10^{-3}}{525} = 329.7\ KN$$

$$M_r = 329.7\ KN \geq M_{max} = 64.44\ \text{KN}$$

Condition vérifiée.

Vérification a l'effort tranchant :

$$F_{vsd} = \frac{V_{max}}{n} = \frac{48.27}{16} = 3.02\ KN$$

$$F_{rd} = \frac{K_s * m * \mu * F_p}{\gamma_{M2}}$$

Ks = 1 : Facteur de forme, trous nominaux.

μ = 0.3 : Coefficient de frottement, surface classe C.

m = 1 : Plan de contacte.

$$F_{rd} = \frac{1 * 1 * 0.3 * 109.9}{1.25} = 26.38\ KN$$

$$F_{rd} \geq F_{vsd}$$

Condition vérifiée.

Résistance de l'âme du poteau à la traction :

$$F_v = \frac{M_{max}}{h - t_f} = \frac{64.44}{0.467} = 137.99\ KN$$

$$F_{t,rd} = t_{wc} * b_{eff} * \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Où :

F_{trd} : Résistance de l'âme du poteau a la traction.

t_{wc} : Épaisseur de l'âme du poteau, t_{wc}= 12 mm.

b_{eff} = P : entraxe des rangées de boulons. (P=70mm).

$$F_{t,rd} = 12 * 70 * \frac{27.5}{1} = 210\ KN$$

$$F_{t,rd} \geq F_v$$

Condition vérifiée.

Résistance au poinçonnement :

$$B_{p,rd} = 0.6 * \pi * d_m * t_p * \frac{f_u}{\gamma_{Mb}} = 0.525\ KN$$

Avec :

d_m: Diamètre moyen du boulon

t_p: épaisseur des pièces à boulonnés

$$B_{p,rd} = 0.6 * \pi * 2.56\ * 20 * \frac{430 * 10^{-2}}{1.5} = 276.52\ KN$$

$$B_{p,rd} \geq \mathrm{N_{max}}$$

Condition vérifiée.

Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

$$F_{c,rd} = t_{wc} * b_{eff} * \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$b_{eff} = t_f + 2t + 5(t_p + r)$$

Avec :

t_{wc} = 12 mm épaisseur de l'âme du poteau

t_f = 14 mm épaisseur de la poutre.

t = 20mm épaisseur de la platine

t_p = 23 mm épaisseur de la semelle du poteau

r = 27

$$b_{eff} = 14 + 2 * 20 + 5(23 + 27) = 304\ mm$$

$$F_{c,rd} = 12 * 304 * \frac{275 * 10^{-3}}{1.1} = 912\ KN$$

$$F_{c,rd} \geq F_v$$

Condition vérifiée.

Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisaillée :

$$F_{v,rd} = 0.58 * t_w * h * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0.58 * 12 * 490 * \frac{275 * 10^{-3}}{1.1} = 852.6\ KN$$

$$F_{v,rd} \geq F_v$$

Condition vérifiée.

VIII.4.4. Assemblage poutre - solive

L'assemblage poutre-solive est de type articulé, réalisé à l'aide de doubles cornières boulonnées : les âmes des éléments sont fixées entre elles, tandis que les ailes restent libres. Cet assemblage permet de relier la solive à la poutre tout en conservant un jeu entre les deux. Pour assurer la continuité de la solive, une grugeage est effectuée afin de permettre le passage de l'aile de la poutre.

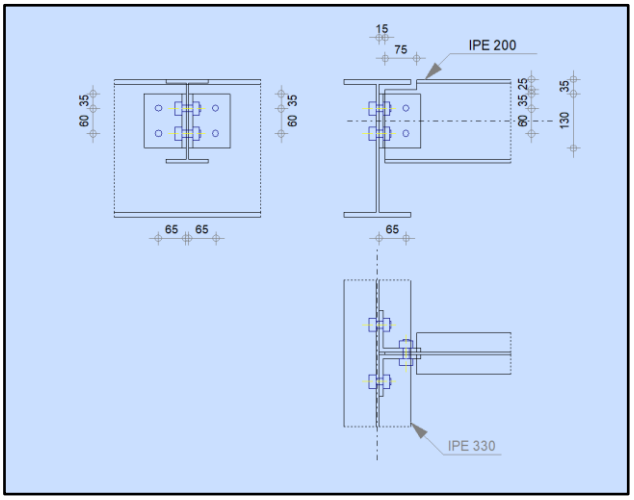


Figure VIII-4 : Schéma d'assemblage (poutre- solive)

❖ **Efforts de calcul :**

- Effort tranchant : V_{sd} = 29.08 kN
  - Vérification des boulons
- Choix de diamètre du boulon

Cornière 100×100×8 mm

Dimensionnements des boulons :

Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés, on choisit des boulons de diamètre M16 de classe 10.9.

Entraxe des boulons :

Avec : d_0 = 18

-Efforts de calcul :

$P_1 \geq 2.2\ d_0$ = 39.6 mm On prend : P1 = 60 mm

Pince longitudinale :

$e_1 \geq 1.2\ d_0$ = 21.6 mm On prend : e_1 = 35 mm

Pince transversale :

$e_2 \geq 1.5\ d_0 = 27$ mm On prend : $e_2 = 65$ mm

Vérification des boulons :

$$F_{v,rd} = 0.6 * A_s * \frac{F_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.6 * 157 * \frac{1000 * 10^{-3}}{1.25} = 75.36\ KN$$

$$F_{v,rd} \geq F_{v,sd}$$

Condition vérifiée.

Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{b,rd} = 2.5 * \alpha * d * t_p * \frac{F_u}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = min\left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{f_u}; 1\right] = min[0.64; 0.86; 2.32; 1] = 0.64$$

$$F_{b,rd} = 2.5 * 0.64 * 16 * 1 * \frac{430 * 10^{-2}}{1.25} = 88.06\ KN$$

$$F_{b,rd} \geq F_{v,sd}$$

Condition vérifiée.

VIII.4.5. Assemblage du Palées de stabilités

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction : Nt,sd = 41 .08 KN.

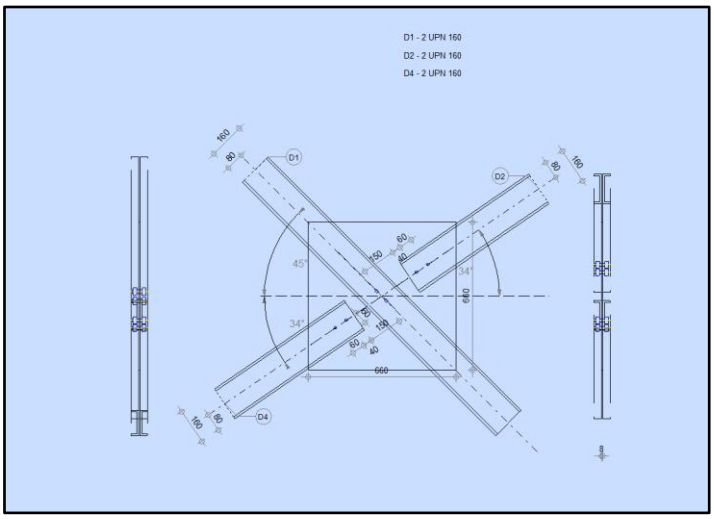


Figure VIII-5 : Schéma d'assemblage (Palées de stabilités)

Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés, on choisit des boulons de diamètre M16 de classe 10.9.

Entraxe des boulons :

Avec : $d_0 = 18$

Distribution de l'effort normale sur les boulons[40] :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n * p} = \frac{41.08}{2 * 2} = 10.27\ KN$$

Vérification des boulons[41] :

$$F_{v,rd} = 0.6 * A_s * \frac{F_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.6 * 157 * \frac{1000 * 10^{-3}}{1.25} = 75.36\ KN$$

$$F_{v,rd} \geq F_{v,sd}$$

Condition vérifiée.

Disposition géométrique :

$P_1 = 2.2 * d_0 = 2.2 * 18 = 39.6$ mm $P_1 = 60$mm

$e_1 = 1.2 * d_0 = 1.2 * 18 = 21.6$ mm $e_1 = 40$mm

$e_2 = 1.5 * d_0 = 1.5 * 18 = 27$ mm $e_2 = 80$mm

Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{b,rd} = 2.5 * \alpha * d * t_p * \frac{F_u}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = min\left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{f_u}; 1\right] = min[0.74; 0.86; 2.32; 1] = 0.74$$

$$F_{b,rd} = 2.5 * 0.74 * 16 * 1 * \frac{430 * 10^{-2}}{1.25} = 101.82\ KN$$

$$F_{b,rd} \geq F_{v,sd}$$

Condition vérifiée.

[40] CCM97 tableaux 65.3 page 113
[41] CCM97 tableaux 65.3 page 113

CHAPITRE IX :
CALCUL DES FONDATION

IX.1. Introduction

Les fondations représentent la partie de l'ouvrage en contact direct avec le sol. Elles assurent la transmission des charges de la superstructure vers le sol, ce qui en fait un élément essentiel de la stabilité de l'ensemble de la construction. Leur conception et leur réalisation doivent donc être rigoureuses afin de garantir la sécurité et la durabilité de la structure.

Le dimensionnement des fondations est réalisé conformément aux prescriptions du règlement BAEL91, en tenant compte de plusieurs facteurs, notamment :

- La nature et le type d'ouvrage à construire.
- La capacité portante admissible du sol.
- Les contraintes liées à la mise en œuvre sur le chantier.

En tenant compte de ces éléments, nous avons choisi d'utiliser des semelles isolées comme type de fondation.

IX.2. Charges appliquees

Le logiciel ROBOT fournit les résultats les plus défavorables, présentés dans le tableau suivant :

Tableau IX-1 : Les valeurs des Moment et les efforts normaux à E.L.U et E.L.S

	N (KN)	**M_x (KN.m)**	**M_y (KN.m)**
ELU	900,15	1,13	276,13
ELS	642,63	0,80	194,80

M_y. plus grand que M_x, donc on calcule avec M_y

Les semelles sont près dimensionnées à l'État Limite de Service (ELS) et ferraillées à l'État Limite Ultime (ELU).

On considère une semelle isolée placée sous le poteau le plus sollicité.

Dans le cas d'une semelle carrée, les dimensions sont telles que a = b et A= B, ce qui implique que la surface de la semelle est donnée par $S = A^2$.

La contrainte admissible du sol est estimée à : σ_{sol} = 1.8 bar = 0.18 MPa.

IX.3. Dimensionnement de la semelle

La semelle est dimensionnée en fonction de l'effort normal transmis par le poteau et de la contrainte admissible du sol.

$$\frac{N_S}{A^2} = \frac{N_S}{A * B} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Ns : Effort normal à l'état de service

S : Surface de la semelle

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

A : Petite dimension de la semelle

B : Grande dimension de la semelle

A = B alors $A \geq \sqrt{\frac{\overline{\sigma_{sol}}}{N_S}} = \sqrt{\frac{0.18 * 10^3}{642.63}} = 0.53\ m$

Donc on prend : A = B = 1.8 m.

Et a = b = 0.9 m.

IX.4. Determination de d et h

IX.4.1. Détermination de d

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A-a \Rightarrow \frac{1.8-0.9}{4} \leq d \leq 1.8-0.9 \Rightarrow 0.225 \leq d \leq 0.9$$

Donc on prend : d = 0.35 m

IX.4.2. Détermination de h

$$h = d + 5$$

On a d = 35 cm

Alors

$$h = 35 + 5 = 40\ cm$$

Donc h = 40 cm

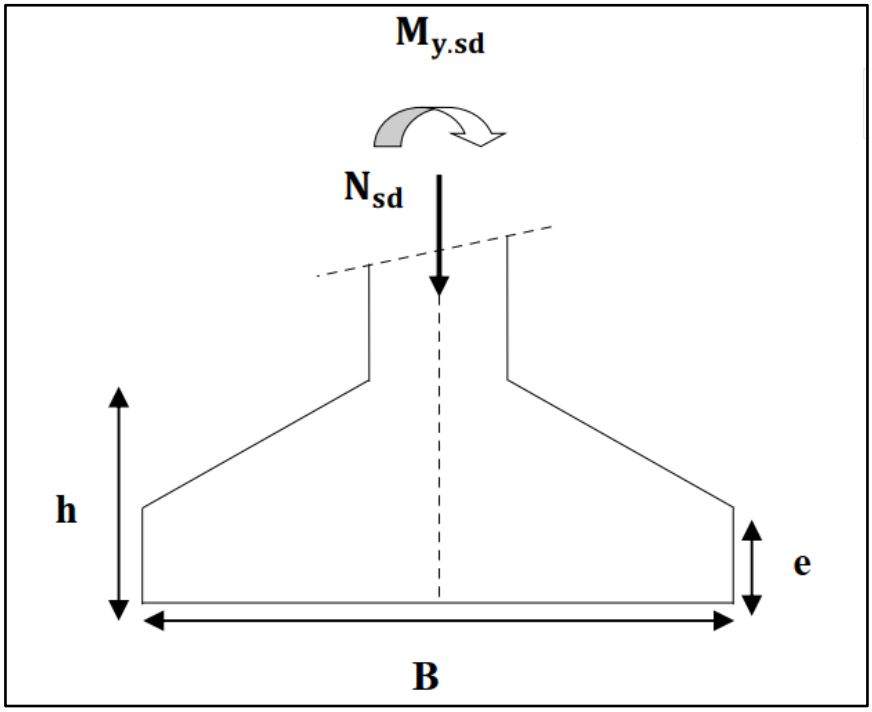


Figure IX-1 : Semelle isolée soumise à un effort normal et un moment fléchissant

IX.5. Verification de la stabilite au renversement

$$e_0 = \frac{M_S}{N_S} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_0 = \frac{194{,}80}{642{,}63} = 0.3m \leq \frac{1.8}{4} = 0.45\ m$$

Condition vérifiée.

IX.6. Verification de poinçonnement

Poids propre calculé de la semelle : 40 KN

Poids propre calculé du fût de poteau : 18 KN

Poids du sol qui recouvre la semelle : 71.78 KN

$$G_0 = 1.35 * \sum G_{\mathrm{i}} = 175.20\ \mathrm{KN}$$

$$P_s'' \leq 0.045 * U_C * h * \frac{f_{28}}{\gamma_b} = P_{\mathrm{ulim}}$$

D'où :

$$P_s'' = (P_{\mathrm{s}} + G_0) * (1 - \frac{a_2 * b_2}{A * B})$$

Avec $a_2 = b_2 = a + h = 0.9 + 0.4 = 1.3\ m$

$$P_s'' = (900.15 + 175.20) * \left(1 - \frac{1.3 * 1.3}{1.8 * 1.8}\right) = 514.44\ KN$$

U_C

$$U_c = 2 * \big((a + h) + (b + h)\big) = 5.2m$$

P_{ulim}

$$P_{\mathrm{ulim}} = 0.045 * 5.2 * 0.4 * \frac{25 * 10^3}{1.5} = 1560\ \mathrm{KN}$$

$$P_s'' = 514.44\ KN \leq P_{\mathrm{ulim}} = 1560\ \mathrm{KN}$$

Condition vérifiée.

IX.7. Calcul du ferraillage

IX.7.1. Détermination de ferraillage

Le calcul est réalisé à l'ELU, et la vérification à l'ELS, selon la méthode des bielles

IX.7.1.1. Elu

$$A_u = \frac{N_u * (A - a)}{8 * d * \sigma_{st}}$$

Avec

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.75\ MPA$$

Alors

$$A_u = \frac{900.15 * 10^{-3} * (1.8 - 0.9)}{8 * 0.35 * 434.75} = 6.65\ cm^2$$

Choix de ferraillage :

Le ferraillage choisi est constitué de **7 HA12**, a une aire d'acier **Au = 7,92 cm²**.

IX.7.1.2. Els

$$A_u = \frac{N_s * (A - a)}{8 * d * \overline{\sigma_{st}}}$$

Avec

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} * f_e\ ; 110\sqrt{\eta * f_{t28}}\right)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} * 500\ ; 110\sqrt{1.6 * 2.1}\right) = \min(333.33\ ; 201.16) = 201.1\ MPA$$

Alors

$$A_u = \frac{642{,}63 * 10^{-3} * (1.8 - 0.9)}{8 * 0.35 * 201.1} = 10.27\ cm^2$$

Nous allons opter pour un ferraillage de **10 HA12**, soit une section d'acier totale **As=11,31cm2**.

IX.7.1.3. Détermination de l'espacement

$$e = \frac{A}{n} = \frac{180}{10} = 18\ cm$$

A = 1.8 m ; dimension de la semelle.

n = 6 ; nombre des barres.

IX.7.1.4. Type d'ancrage

$$l_s = \frac{\emptyset}{4} * \frac{f_e}{\tau} \geq \frac{A}{4}$$

Avec

$$\tau = 0.6 * (\varphi^2 + f_{t28}) = 0.6 * (0.18^2 + 2.1) = 1.28\ MPA$$

$\varphi = e = 18\ cm$

Donc

$$l_s = \frac{0.012}{4} * \frac{500}{1.28} = 1.17m$$

Et

$$\frac{A}{4} = \frac{1.8}{4} = 0.45\ m$$

Alors :

ls = 1.17 m > A /4 = 0.45 m Les barres peuvent comporter des crochets.

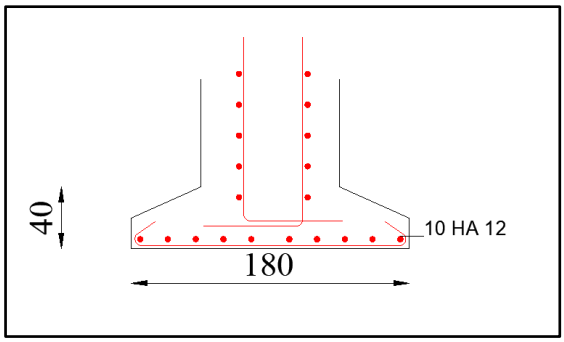


Figure IX-2 : Ferraillage de semelle isolée

IX.8. Calcul des longrines

IX.8.1. Dimensionnement des longrines :

Conformément au RPA 2024, pour un sol de type S2, les dimensions minimales de la section transversale des longrines doivent être de 25 cm × 30 cm[42].

IX.8.2. Calcul du ferraillag

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à une force axiale égale à[43] :

$$F = \pm\alpha * (A.I.S) * N \geq 20\ KN$$

N : valeur moyenne des charges verticales apportées par les points d'appui solidarisés en situation sismique.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. Il est donné pour S_2 : $\alpha = 0.3$[44]

On a

Tableau IX-2 les paramètres A I S

A	I	S

[42] DTR BC 2.48 (RPA 2024) page 153
[43] DTR BC 2.48 (RPA 2024) paragraphe 10.1 page 153
[44] DTR BC 2.48 (RPA 2024) paragraphe 10.2 page 153

0.25	1	1.2

IX.8.2.1. Elu

$$F = \pm\alpha * (A.I.S) * N = 0.3 * (0.3 * 1 * 1.2) * 900.15 = 81.01\ KN$$

IX.8.2.2. Els

$$F = \pm\alpha * (A.I.S) * N = 0.3 * (0.3 * 1 * 1.2) * 642{,}63 = 57.83\ KN$$

Donc

$$\boldsymbol{F = 81.01\ KN}$$

IX.8.2.3. Ferraillage :

a. ELU

$$A_u = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

Avec

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.75\ MPA$$

Alors

$$A_u = \frac{81.01 * 10^{-3}}{434.75} = 1.86\ cm^2$$

b. ELS

$$A_u = \frac{F}{\overline{\sigma_{st}}}$$

Avec

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} * f_e\ ; 110\sqrt{\eta * f_{t28}}\right)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} * 500\ ; 110\sqrt{1.6 * 2.1}\right) = \min(333.33\ ; 201.16) = 201.1\ MPA$$

Alors

$$A_u = \frac{81.01 * 10^{-3}}{201.1} = 4.03\ \ cm^2$$

Selon RPA 2024 : le ferraillage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à (*min* (20 cm ;15φ_l)).

$$A_{min} = \frac{0.6 * (25\ \times\ 30)}{100} = 4.5\ cm^2$$

On prend donc : $Ast\ 6\phi 12 = 6.97\ cm^2$

IX.8.2.4. Vérification de condition de non-fragilité

$$A_{st} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 25 * 30 * \frac{2.1}{500} = 0.72\ cm^2$$

$$A_{st} = 6.97 cm^2 \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.72\ cm^2$$

Condition vérifiée.

IX.8.2.5. Calcul des armatures transversales

$$\emptyset_t \leq \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\emptyset_t \leq \left(\frac{300}{35}; \frac{250}{10}\right)$$

$$\emptyset_t \leq (8.57; 25)$$

Alors on prend : $\emptyset t = 8\ mm$.

Calcul d'espacement des cadres :

$\boldsymbol{St} \leq (\mathbf{20\ cm}\ ;\ \mathbf{15}\emptyset\boldsymbol{t})$

$$S_t \leq (20\ cm; 15 * \emptyset_t)$$

$$S_t \leq (20\ cm; 15 * 0.8)$$

$$S_t \leq (20\ cm; 12\ cm)$$

Alors on adopte un espacement $\boldsymbol{S_t} = \mathbf{12\ cm}$.

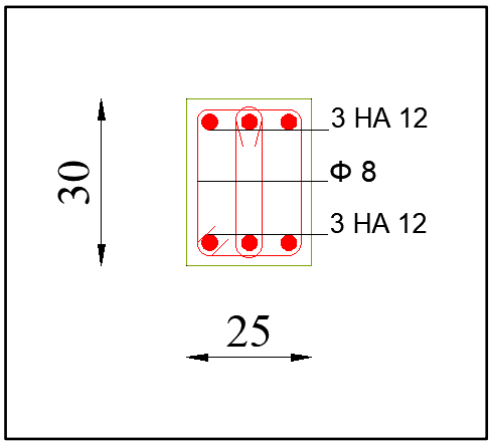


Figure IX-3 : Ferraillage des longrines

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

La réalisation de cette structure métallique à deux étages, intégrant un plancher mixte et un pont roulant, nous a permis de mettre en œuvre de manière concrète les connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation. Ce projet a couvert les différentes phases de conception et de dimensionnement d'un bâtiment industriel soumis à des sollicitations complexes. Les points clés à retenir sont les suivants :

1. Conception de la structure métallique :

La conception globale a tenu compte des charges permanentes et climatiques (vent, neige), ainsi que des exigences sismiques spécifiques à la wilaya de Blida, classée en zone de forte sismicité selon le RPA 2024.

Le choix des profils métalliques, des sections, et des assemblages a été effectué de manière à garantir la stabilité, la résistance, et la durabilité de l'ossature.

2. Intégration du pont roulant :

L'ajout d'un pont roulant dans le bâtiment a nécessité une étude approfondie des charges dynamiques et de leur transmission à travers la poutre de roulement, les galets et les poutres principales.

Une attention particulière a été portée à la flèche, au déversement, et à la résistance des profils, assurant ainsi la fiabilité du système de levage.

3. Étude des fondations :

Le calcul des semelles et des longrines a été mené selon les règles de l'art, en tenant compte des charges transmises par la superstructure et des caractéristiques du sol.

Les vérifications aux états limites (ELU et ELS), ainsi que les contrôles de stabilité au renversement, de poinçonnement, et de non-fragilité, ont été réalisés pour garantir la performance des fondations.

4. Respect des normes de calcul :

Ce projet a été conduit dans le respect rigoureux des normes nationales et européennes, notamment :

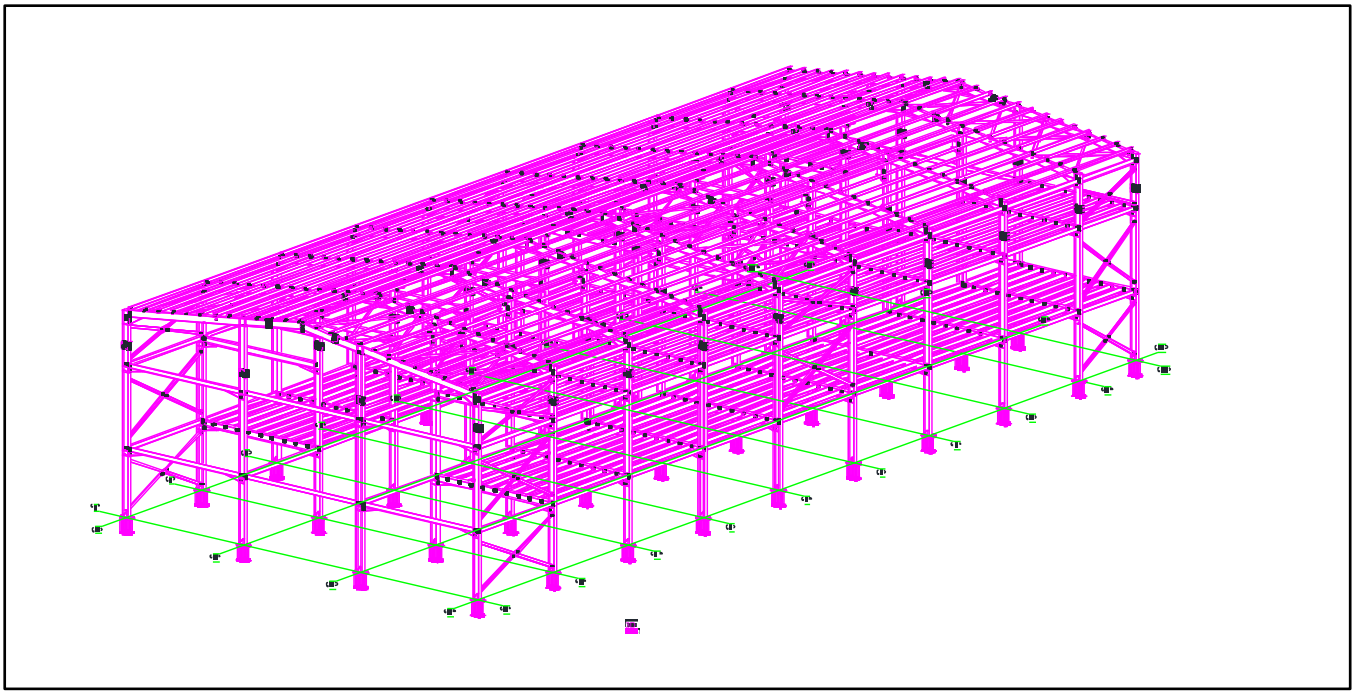
- Le RPA 2024, pour les exigences sismiques en vigueur en Algérie ;
- Le DTR BC 2.44 (CCM97), relatif à la construction métallique ;
- Le RNV 2013, pour la prise en compte des actions climatiques ;
- L'Eurocode 3 (EC3), pour le dimensionnement des structures en acier et des planchers mixtes.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

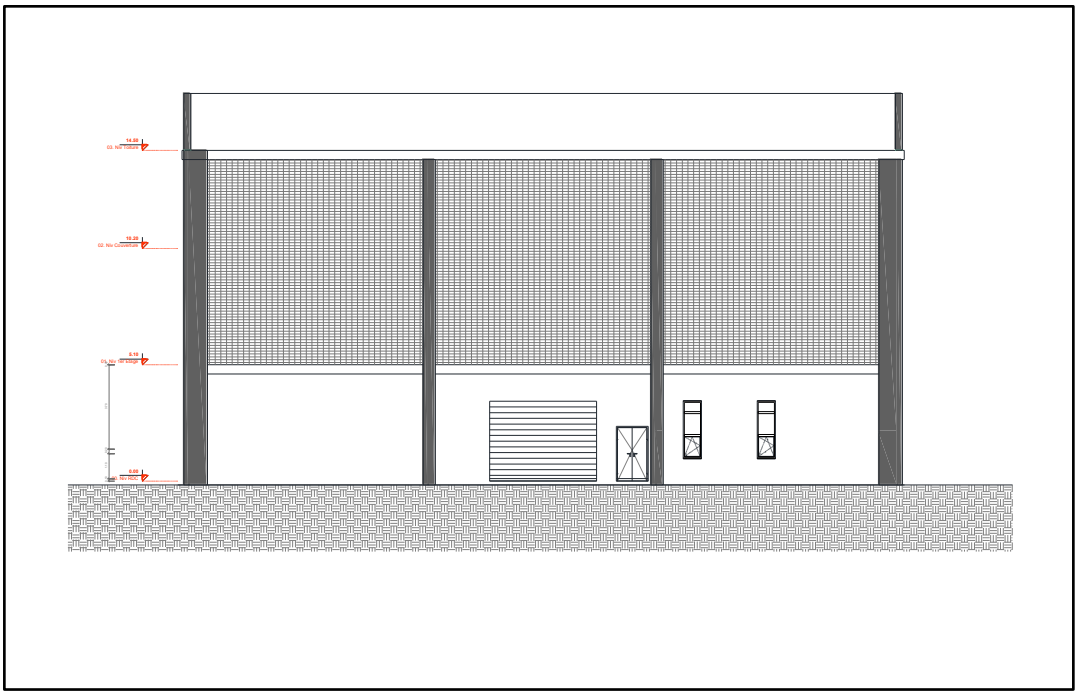
- Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R. C-2.47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV99/version 2013 », ministère de l'habitat, de l'urbanisme et de la ville, (ALGERIE).
- Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R. C-2.44 ; REGLE DE CONCEPTION ET DE CALCULE DES STRUCTURE EN ACIER « CCM97 »
- Document Technique Réglementaire D.T.R. - B.C. 2.48 Règles Parasismiques Algériennes RPA 2024.
- DAHMANI Lahlou « Calcul Pratique des Eléments de Construction Métallique Selon les Eurocodes ».
- Eurocode 3 : Calcul des structures en acier.
- Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton.
- Joints de dilatation dans les structures en acier SS017a-FR-EU
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C-2.2.
- Profil des produits acier européens – ArcelorMittal.
- La revue « Construction Métallique » n° 3 – 1967

ANNEXE A
VUES EN PLAN ET EN PERSPECTIVE

VUES EN ET EN PERSPECTIVE



Vue en 3D

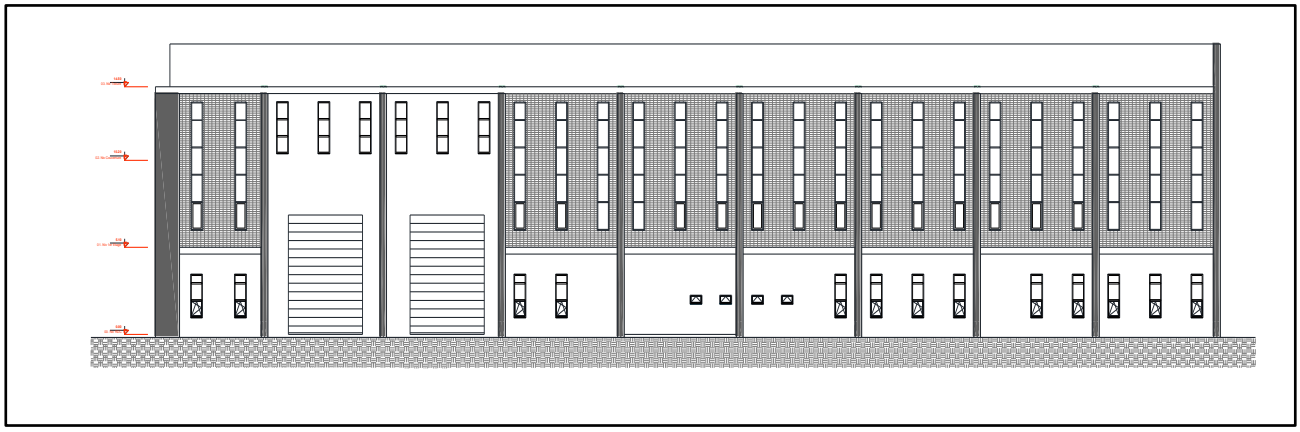


Elévation Principale

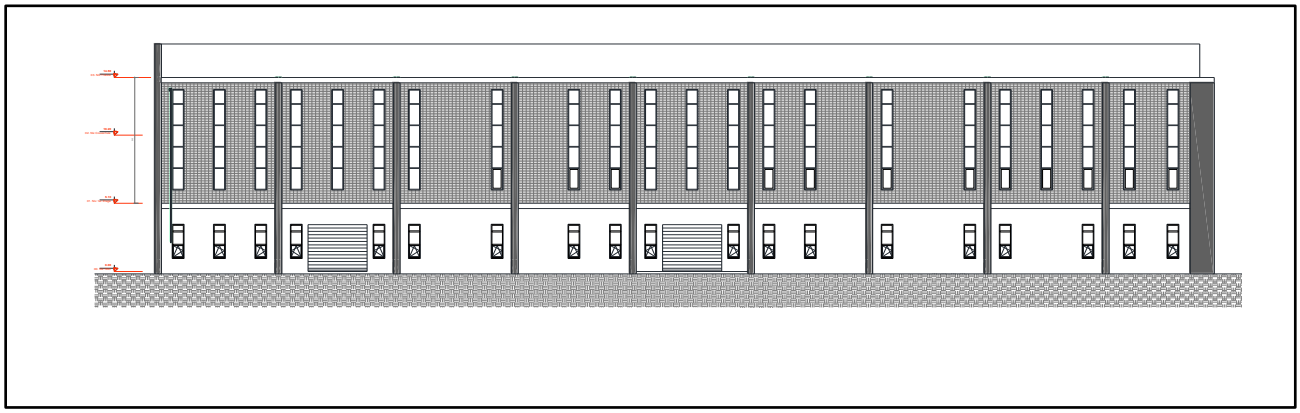
VUES EN ET EN PERSPECTIVE



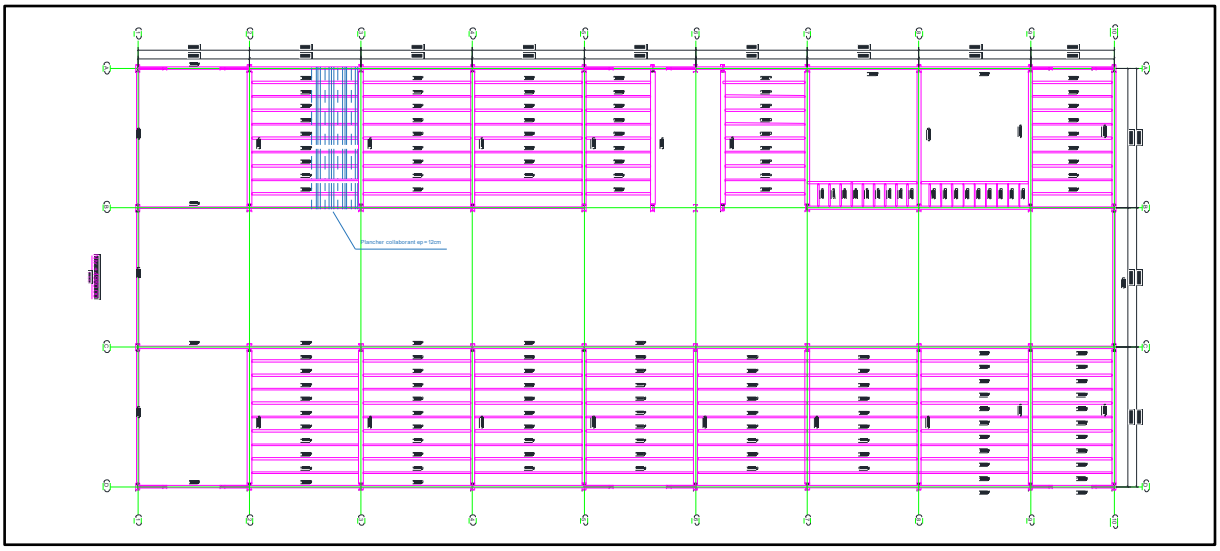
Elévation Postérieure



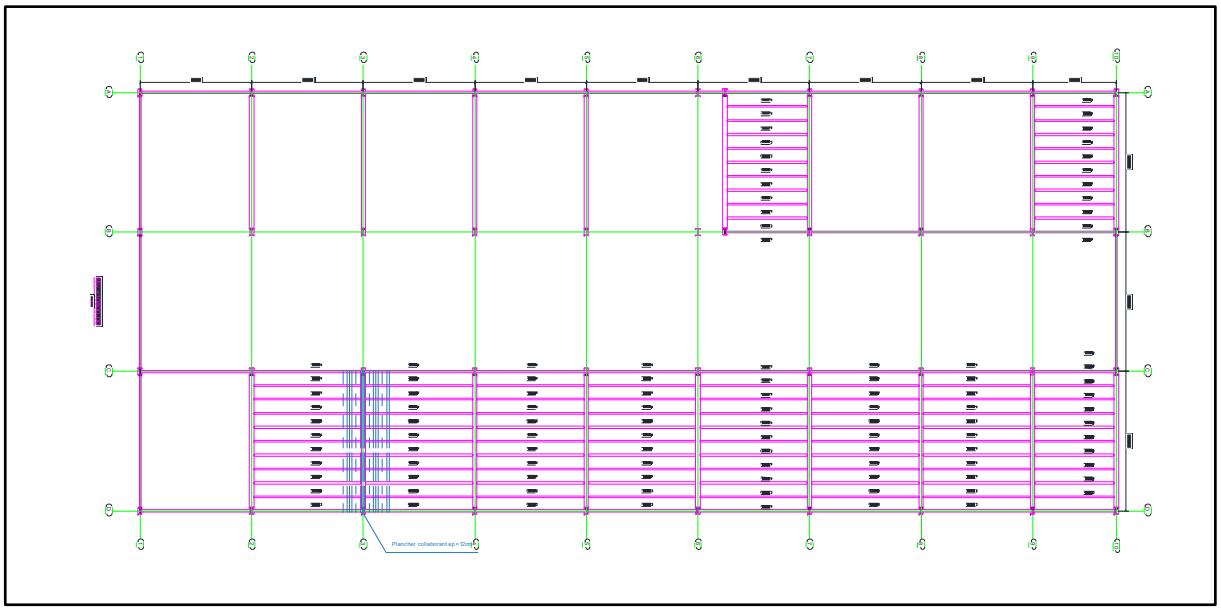
Elévation Latérale Droite



Elévation Latérale Droite



Vue en plan du 1er étage



Vue en plan du 2em étage

ANNEXE B
VERIFICATION DES ELEMENTS

Vérification des poteaux

NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Vérification des pièces (ELS ; ELU) 2597A2636

Résultats | Messages

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
2598 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	52.82	109.28	0.43	23 1.35G+1.5V1+N
2599 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	52.82	109.28	0.43	12 1.35G+1.5V1
2605 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	52.82	109.28	0.37	20 1.35G+1.5Q+V2
2610 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	52.82	109.28	0.37	20 1.35G+1.5Q+V2
2609 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	48.37	100.08	0.33	20 1.35G+1.5Q+V2
2606 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	48.37	100.08	0.33	19 1.35G+1.5Q+V1
2625 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	48.37	100.08	0.31	13 1.35G+1.5V2
2614 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	52.82	109.28	0.30	20 1.35G+1.5Q+V2
2621 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	48.37	100.08	0.29	19 1.35G+1.5Q+V1
2628 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	48.37	100.08	0.28	19 1.35G+1.5Q+V1
2622 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	52.82	109.28	0.28	10 1.35G+1.5Q
2627 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	52.82	109.28	0.28	10 1.35G+1.5Q
2613 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	48.37	100.08	0.28	19 1.35G+1.5Q+V1
2623 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	52.82	109.28	0.27	22 1.35G+1.5V2+Q
2602 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	52.82	109.28	0.26	22 1.35G+1.5V2+Q
2624 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	48.37	100.08	0.25	13 1.35G+1.5V2
2631 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	52.82	109.28	0.25	10 1.35G+1.5Q
2611 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	52.82	109.28	0.24	10 1.35G+1.5Q
2612 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	48.37	100.08	0.24	20 1.35G+1.5Q+V2
2632 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	48.37	100.08	0.23	20 1.35G+1.5Q+V2
2630 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	52.82	109.28	0.22	22 1.35G+1.5V2+Q
2617 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	48.37	100.08	0.19	13 1.35G+1.5V2
2616 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	48.37	100.08	0.19	19 1.35G+1.5Q+V1
2601 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	48.37	100.08	0.19	19 1.35G+1.5Q+V1
2615 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	52.82	109.28	0.18	10 1.35G+1.5Q
2619 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	52.82	109.28	0.18	19 1.35G+1.5Q+V1
2618 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	52.82	109.28	0.17	22 1.35G+1.5V2+Q
2620 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	48.37	100.08	0.17	20 1.35G+1.5Q+V2
2626 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	52.82	109.28	0.16	13 1.35G+1.5V2
2604 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	48.37	100.08	0.15	21 1.35G+1.5V1+Q
2607 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	52.82	109.28	0.14	19 1.35G+1.5Q+V1
2597 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	48.37	100.08	0.14	24 1.35G+1.5V2+N
2608 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	48.37	100.08	0.14	21 1.35G+1.5V1+Q
2600 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	48.37	100.08	0.14	24 1.35G+1.5V2+N
2634 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	52.82	109.28	0.13	20 1.35G+1.5Q+V2
2636 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	48.37	100.08	0.13	22 1.35G+1.5V2+Q
2635 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	52.82	109.28	0.11	10 1.35G+1.5Q
2629 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	48.37	100.08	0.11	19 1.35G+1.5Q+V1
2633 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	48.37	100.08	0.11	19 1.35G+1.5Q+V1
2603 POTEAU H	OK	HEA 500	S 275	52.82	109.28	0.09	21 1.35G+1.5V1+Q

VERIFICATION DES ELEMENTS

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 2603 POTEAU HEA500 **POINT:** 1 **COORDONNEE:** x = 0.64 L = 10.08 m

---

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 21 1.35G+1.5V1+Q 2*1.35+4*1.50+3*1.00

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 500

h=49.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00

b=30.0 cm Ay=150.74 cm2 Az=74.72 cm2 Ax=197.54 cm2

tw=1.2 cm Iy=86974.80 cm4 Iz=10367.10 cm4 Ix=336.00 cm4

tf=2.3 cm Wply=3949.08 cm3 Wplz=1058.53 cm3

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -155.15 kN My,Ed = 101.93 kN*m Mz,Ed = -2.02 kN*m Vy,Ed = 0.20 kN

Nt,Rd = 5432.30 kN My,pl,Rd = 1086.00 kN*m Mz,pl,Rd = 291.10 kN*m Vy,T,Rd = 2392.17 kN

My,c,Rd = 1086.00 kN*m Mz,c,Rd = 291.10 kN*m Vz,Ed = -20.56 kN

MN,y,Rd = 1086.00 kN*m MN,z,Rd = 291.10 kN*m Vz,T,Rd = 1186.02 kN

Tt,Ed = -0.03 kN*m

VERIFICATION DES ELEMENTS

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/Nt,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.3.(1))

My,Ed/MN,y,Rd = 0.09 < 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)^1.00 = 0.02 < 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 = 0.02 < 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)

DEPLACEMENTS LIMITES

Flèches (REPERE LOCAL): *Non analysé*

Déplacements (REPERE GLOBAL):

vx = 1.9 cm < vx max = L/150.00 = 10.6 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 35 G+1.5V2+Q (2+3)*1.00+5*1.50

vy = 0.4 cm < vy max = L/150.00 = 10.6 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 34 G+1.5V1+Q (2+3)*1.00+4*1.50

Profil correct !!!

Vérification des poutres principale

NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Vérification des pièces (ELS ; ELU) 209A335P18 28

Résultats | Messages

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
245 POUTRE PR	OK	IPE 400	S 275	60.43	126.58	0.82	20 1.35G+1.5Q+V2
299 POUTRE PR	OK	IPE 400	S 275	60.43	126.58	0.82	20 1.35G+1.5Q+V2
281 POUTRE PR	OK	IPE 400	S 275	60.43	126.58	0.82	20 1.35G+1.5Q+V2
263 POUTRE PR	OK	IPE 400	S 275	60.43	126.58	0.81	20 1.35G+1.5Q+V2
317 POUTRE PR	OK	IPE 400	S 275	60.43	126.58	0.81	20 1.35G+1.5Q+V2
227 POUTRE PR	OK	IPE 400	S 275	60.43	126.58	0.79	20 1.35G+1.5Q+V2
335 POUTRE PR	OK	IPE 400	S 275	60.43	126.58	0.70	20 1.35G+1.5Q+V2
300 POUTRE PR	OK	IPE 400	S 275	60.43	126.58	0.43	20 1.35G+1.5Q+V2
209 POUTRE PR	OK	IPE 400	S 275	60.43	126.58	0.42	20 1.35G+1.5Q+V2
282 POUTRE PR	OK	IPE 400	S 275	60.43	126.58	0.41	20 1.35G+1.5Q+V2
336 POUTRE PR	OK	IPE 400	S 275	60.43	126.58	0.34	20 1.35G+1.5Q+V2

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 245 POUTRE PRINCIPALE R+2_245 **POINT:** 7 **COORDONNEE:** x = 1.00 L = 10.00 m

---

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 20 1.35G+1.5Q+V2 2*1.35+3*1.50+5*1.00

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400

h=40.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00

VERIFICATION DES ELEMENTS

b=18.0 cm Ay=55.99 cm2 Az=42.69 cm2 Ax=84.46 cm2

tw=0.9 cm Iy=23128.40 cm4 Iz=1317.82 cm4 Ix=51.33 cm4

tf=1.4 cm Wply=1307.15 cm3 Wplz=229.00 cm3

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 0.01 kN My,Ed = -241.61 kN*m Mz,Ed = -0.00 kN*m Vy,Ed = 0.00 kN

Nc,Rd = 2322.65 kN My,Ed,max = -241.61 kN*m Mz,Ed,max = -0.00 kN*m Vy,T,Rd = 889.00 kN

Nb,Rd = 2322.65 kN My,c,Rd = 359.47 kN*m Mz,c,Rd = 62.98 kN*m Vz,Ed = -124.32 kN

MN,y,Rd = 359.47 kN*m MN,z,Rd = 62.98 kN*m Vz,T,Rd = 677.80 kN

Mb,Rd = 294.51 kN*m Tt,Ed = 0.00 kN*m

Classe de la section = 1

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00 Mcr = 688.70 kN*m Courbe,LT - XLT = 0.78

Lcr,low=2.50 m Lam_LT = 0.72 fi,LT = 0.85 XLT,mod = 0.82

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y: en z:

kyy = 1.00 kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))

My,Ed/MN,y,Rd = 0.67 < 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)^1.00 = 0.45 < 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 = 0.18 < 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:

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.82 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.82 < 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) = 0.82 < 1.00 (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES

 ***Flèches (REPERE LOCAL):***

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 5.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 35 G+1.5V2+Q (2+3)*1.00+5*1.50

uz = 1.3 cm < uz max = L/200.00 = 5.0 cmVérifié

Cas de charge décisif: 32 G+1.5Q+V1 (2+4)*1.00+3*1.50

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

Profil correct !!!

VERIFICATION DES ELEMENTS

Vérification des solives

NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Vérification des pièces (ELS ; ELU) 1968A1976 19

Résultats | Messages

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
2147	OK	IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.25	10 1.35G+1.5Q
2115	OK	IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.25	10 1.35G+1.5Q
2123	OK	IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.25	10 1.35G+1.5Q
2151	OK	IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.25	10 1.35G+1.5Q
2138	OK	IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.25	10 1.35G+1.5Q
2116	OK	IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.25	10 1.35G+1.5Q
2132	OK	IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.25	10 1.35G+1.5Q
2113	OK	IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.25	10 1.35G+1.5Q
2142	OK	IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.25	10 1.35G+1.5Q
2137	OK	IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.25	10 1.35G+1.5Q
2127	OK	IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.25	10 1.35G+1.5Q
2128	OK	IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.25	10 1.35G+1.5Q
2152	OK	IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.25	10 1.35G+1.5Q
2124	OK	IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.25	10 1.35G+1.5Q
2148	OK	IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.25	10 1.35G+1.5Q
2120	OK	IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.25	10 1.35G+1.5Q
2108	OK	IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.25	10 1.35G+1.5Q
2106	OK	IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.25	10 1.35G+1.5Q
2107	OK	IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.25	10 1.35G+1.5Q
2110	OK	IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.25	10 1.35G+1.5Q

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 2147 **POINT:** 4 **COORDONNEE:** x = 0.50 L = 4.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 1.35G+1.5Q 2*1.35+3*1.50

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 240

h=24.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00

b=12.0 cm Ay=27.31 cm2 Az=19.14 cm2 Ax=39.12 cm2

tw=0.6 cm Iy=3891.63 cm4 Iz=283.63 cm4 Ix=11.60 cm4

tf=1.0 cm Wply=366.68 cm3 Wplz=73.93 cm3

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

My,Ed = 25.17 kN*m

My,pl,Rd = 100.84 kN*m

My,c,Rd = 100.84 kN*m Vz,Ed = -0.00 kN

Vz,c,Rd = 303.95 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:

My,Ed/My,c,Rd = 0.25 < 1.00 (6.2.5.(1))

Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

VERIFICATION DES ELEMENTS

DEPLACEMENTS LIMITES

 ***Flèches (REPERE LOCAL):***

uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 3.2 cm Vérifié

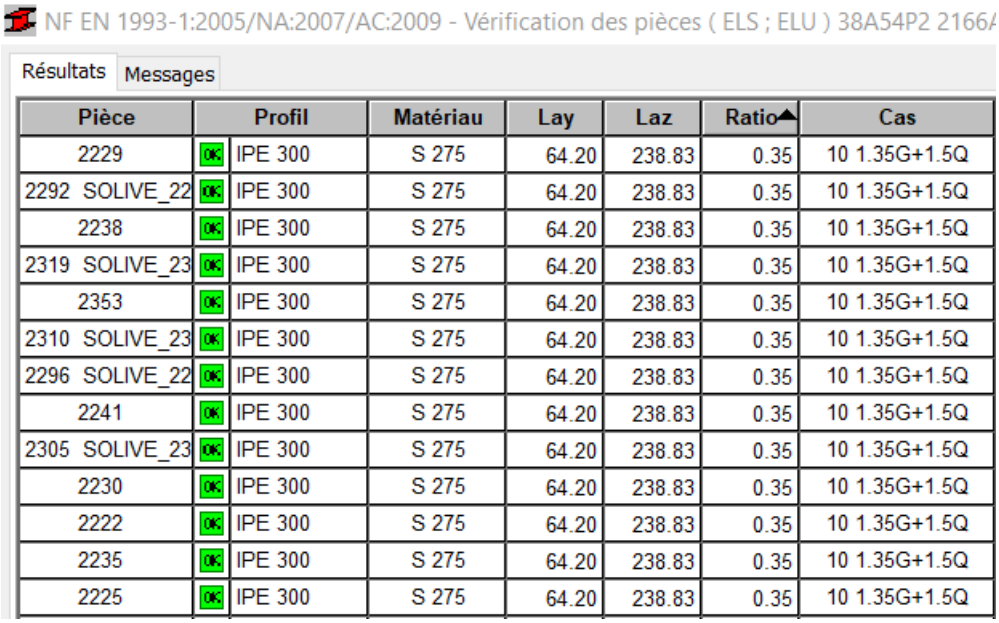
Cas de charge décisif: 35 G+1.5V2+Q (2+3)*1.00+5*1.50

uz = 1.8 cm < uz max = L/250.00 = 3.2 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 32 G+1.5Q+V1 (2+4)*1.00+3*1.50

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

Profil correct !!!



Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
2229	IPE 300	S 275	64.20	238.83	0.35	10 1.35G+1.5Q
2292 SOLIVE_22	IPE 300	S 275	64.20	238.83	0.35	10 1.35G+1.5Q
2238	IPE 300	S 275	64.20	238.83	0.35	10 1.35G+1.5Q
2319 SOLIVE_23	IPE 300	S 275	64.20	238.83	0.35	10 1.35G+1.5Q
2353	IPE 300	S 275	64.20	238.83	0.35	10 1.35G+1.5Q
2310 SOLIVE_23	IPE 300	S 275	64.20	238.83	0.35	10 1.35G+1.5Q
2296 SOLIVE_22	IPE 300	S 275	64.20	238.83	0.35	10 1.35G+1.5Q
2241	IPE 300	S 275	64.20	238.83	0.35	10 1.35G+1.5Q
2305 SOLIVE_23	IPE 300	S 275	64.20	238.83	0.35	10 1.35G+1.5Q
2230	IPE 300	S 275	64.20	238.83	0.35	10 1.35G+1.5Q
2222	IPE 300	S 275	64.20	238.83	0.35	10 1.35G+1.5Q
2235	IPE 300	S 275	64.20	238.83	0.35	10 1.35G+1.5Q
2225	IPE 300	S 275	64.20	238.83	0.35	10 1.35G+1.5Q

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 2229 **POINT:** 4 **COORDONNEE:** x = 0.50 L = 4.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 1.35G+1.5Q 2*1.35+3*1.50

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 300

h=30.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00

b=15.0 cm Ay=36.16 cm2 Az=25.68 cm2 Ax=53.81 cm2

tw=0.7 cm Iy=8356.11 cm4 Iz=603.78 cm4 Ix=19.47 cm4

tf=1.1 cm Wply=628.40 cm3 Wplz=125.22 cm3

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

My,Ed = 59.97 kN*m

My,pl,Rd = 172.81 kN*m

My,c,Rd = 172.81 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:

My,Ed/My,c,Rd = 0.35 < 1.00 (6.2.5.(1))

DEPLACEMENTS LIMITES

 ***Flèches (REPERE LOCAL):***

uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 3.2 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 35 G+1.5V2+Q (2+3)*1.00+5*1.50

uz = 2.1 cm < uz max = L/250.00 = 3.2 cmVérifié

Cas de charge décisif: 32 G+1.5Q+V1 (2+4)*1.00+3*1.50

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

Profil correct !!!

Vérification des travers

NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Vérification des pièces (ELS ; ELU) 19 353 354 903

Résultats | Messages

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
19 POUTRE PRI	OK	IPE 500	S 275	48.96	116.12	0.60	13 1.35G+1.5V2
353 POUTRE PR	OK	IPE 500	S 275	48.96	116.12	0.30	42 G+Q+EX
354 POUTRE PR	OK	IPE 500	S 275	48.96	116.12	0.31	42 G+Q+EX
903 POUTRE PR	OK	IPE 500	S 275	48.96	116.12	0.71	12 1.35G+1.5V1
2641 TRAVERS	OK	IPE 500	S 275	74.09	351.46	0.61	13 1.35G+1.5V2
2642 TRAVERS	OK	IPE 500	S 275	74.09	351.46	0.36	13 1.35G+1.5V2
2643 TRAVERS	OK	IPE 500	S 275	74.09	351.46	0.41	13 1.35G+1.5V2
2644 TRAVERS	OK	IPE 500	S 275	74.09	351.46	0.30	13 1.35G+1.5V2
2645 TRAVERS	OK	IPE 500	S 275	74.09	351.46	0.27	42 G+Q+EX
2646 TRAVERS	OK	IPE 500	S 275	74.09	351.46	0.27	42 G+Q+EX
2647 TRAVERS	OK	IPE 500	S 275	74.09	351.46	0.45	13 1.35G+1.5V2
2648 TRAVERS	OK	IPE 500	S 275	74.09	351.46	0.37	13 1.35G+1.5V2
2649 TRAVERS	OK	IPE 500	S 275	74.09	351.46	0.46	13 1.35G+1.5V2
2650 TRAVERS	OK	IPE 500	S 275	74.09	351.46	0.41	42 G+Q+EX
2651 TRAVERS	OK	IPE 500	S 275	74.09	351.46	0.43	22 1.35G+1.5V2+Q
2652 TRAVERS	OK	IPE 500	S 275	74.09	351.46	0.37	13 1.35G+1.5V2
2653 TRAVERS	OK	IPE 500	S 275	74.09	351.46	0.44	42 G+Q+EX
2654 TRAVERS	OK	IPE 500	S 275	74.09	351.46	0.36	13 1.35G+1.5V2
2655 TRAVERS	OK	IPE 500	S 275	74.09	351.46	0.49	42 G+Q+EX
2656 TRAVERS	OK	IPE 500	S 275	74.09	351.46	0.35	13 1.35G+1.5V2
2657 TRAVERS	OK	IPE 500	S 275	74.09	351.46	0.47	42 G+Q+EX
2658 TRAVERS	OK	IPE 500	S 275	74.09	351.46	0.34	13 1.35G+1.5V2
2659 TRAVERS	OK	IPE 500	S 275	74.09	351.46	0.39	42 G+Q+EX
2660 TRAVERS	OK	IPE 500	S 275	74.09	351.46	0.41	42 G+Q+EX

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 19 POUTRE PRINCIPALE R+2_19 **POINT:** 7 **COORDONNEE:** x = 1.00 L = 10.00 m

---

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 13 1.35G+1.5V2 2*1.35+5*1.50

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 500

h=50.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00

b=20.0 cm Ay=72.07 cm2 Az=59.87 cm2 Ax=115.52 cm2

tw=1.0 cm Iy=48198.50 cm4 Iz=2141.69 cm4 Ix=89.00 cm4

tf=1.6 cm Wply=2194.26 cm3 Wplz=335.89 cm3

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -9.81 kN My,Ed = -53.37 kN*m Mz,Ed = -55.00 kN*m Vy,Ed = 26.14 kN

Nt,Rd = 3176.86 kN My,pl,Rd = 603.42 kN*m Mz,pl,Rd = 92.37 kN*m Vy,T,Rd = 1144.15 kN

My,c,Rd = 603.42 kN*m Mz,c,Rd = 92.37 kN*m Vz,Ed = -10.20 kN

MN,y,Rd = 603.42 kN*m MN,z,Rd = 92.37 kN*m Vz,T,Rd = 950.57 kN

Mb,Rd = 603.42 kN*m Tt,Ed = -0.00 kN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00 Mcr = 2935.47 kN*m Courbe,LT - XLT = 0.91

Lcr,low=2.50 m Lam_LT = 0.45 fi,LT = 0.64 XLT,mod = 1.00

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y: en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nt,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.3.(1))

My,Ed/MN,y,Rd = 0.09 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.60 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.60 < 1.00 (6.2.9.1.(6))

Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.6-7)

Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.01 < 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:

My,Ed/Mb,Rd = 0.09 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DEPLACEMENTS LIMITES

 ***Flèches (REPERE LOCAL):***

uy = 4.0 cm < uy max = L/200.00 = 5.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 35 G+1.5V2+Q (2+3)*1.00+5*1.50

uz = 0.1 cm < uz max = L/200.00 = 5.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 35 G+1.5V2+Q (2+3)*1.00+5*1.50

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

Profil correct !!!

Vérification desPalées de stabilités

NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Vérification des pièces (ELS ; ELU) 8 9 33 34 24

Résultats | Messages

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
2569 STABILIT	OK	2 UPN 160	S 275	125.60	109.90	0.04	22 1.35G+1.5V2+Q
8 STABILITE_	OK	2 UPN 160	S 275	151.79	132.82	0.04	21 1.35G+1.5V1+Q
33 STABILITE	OK	2 UPN 160	S 275	151.79	132.82	0.04	21 1.35G+1.5V1+Q
2547 STABILIT	OK	2 UPN 160	S 275	151.79	132.82	0.03	12 1.35G+1.5V1
2546 STABILIT	OK	2 UPN 160	S 275	151.79	132.82	0.03	23 1.35G+1.5V1+N
2563 STABILIT	OK	2 UPN 160	S 275	125.60	109.90	0.03	21 1.35G+1.5V1+Q
2548 STABILIT	OK	2 UPN 160	S 275	151.79	132.82	0.03	23 1.35G+1.5V1+N

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 2569 STABILITE_2569 **POINT:** 1 **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 22 1.35G+1.5V2+Q 2*1.35+5*1.50+3*1.00

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETRES DE LA SECTION: 2 UPN 160

h=16.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00

b=23.0 cm Ay=27.30 cm2 Az=24.00 cm2 Ax=48.00 cm2

tw=0.8 cm Iy=1850.00 cm4 Iz=2416.31 cm4 Ix=14.78 cm4

tf=1.1 cm Wply=276.00 cm3 Wplz=328.32 cm3

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 57.25 kN

Nc,Rd = 1320.00 kN

Nb,Rd = 1320.00 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/Nc,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.4.(1))

Profil correct !!!

Vérification du Palées de stabilités

NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Vérification des pièces (ELS ; ELU) 5 6 10 11 36 37

Résultats | Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
36 CONTREVEN	OK CAE 120x12	S 275	237.72	237.72	0.03	42 G+Q+EX
37 CONTREVEN	OK CAE 120x12	S 275	237.72	237.72	0.03	44 G+Q-EX
39 CONTREVEN	OK CAE 120x12	S 275	242.19	242.19	0.03	21 1.35G+1.5V1+Q
41 CONTREVEN	OK CAE 120x12	S 275	242.19	242.19	0.03	21 1.35G+1.5V1+Q
43 CONTREVEN	OK CAE 120x12	S 275	242.19	242.19	0.02	44 G+Q-EX
45 CONTREVEN	OK CAE 120x12	S 275	242.19	242.19	0.02	42 G+Q+EX
47 CONTREVEN	OK CAE 120x12	S 275	240.47	240.47	0.02	44 G+Q-EX
49 CONTREVEN	OK CAE 120x12	S 275	240.47	240.47	0.02	42 G+Q+EX
51 CONTREVEN	OK CAE 120x12	S 275	237.72	237.72	0.03	44 G+Q-EX
53 CONTREVEN	OK CAE 120x12	S 275	237.72	237.72	0.03	42 G+Q+EX
55 CONTREVEN	OK CAE 120x12	S 275	242.19	242.19	0.02	12 1.35G+1.5V1
56 CONTREVEN	OK CAE 120x12	S 275	242.19	242.19	0.02	12 1.35G+1.5V1
57 CONTREVEN	OK CAE 120x12	S 275	242.19	242.19	0.02	42 G+Q+EX
58 CONTREVEN	OK CAE 120x12	S 275	242.19	242.19	0.01	48 0.8G-EX
59 CONTREVEN	OK CAE 120x12	S 275	240.47	240.47	0.02	42 G+Q+EX
60 CONTREVEN	OK CAE 120x12	S 275	240.47	240.47	0.02	42 G+Q+EX
64 CONTREVEN	OK CAE 120x12	S 275	237.72	237.72	0.03	42 G+Q+EX
65 CONTREVEN	OK CAE 120x12	S 275	237.72	237.72	0.02	42 G+Q+EX
66 CONTREVEN	OK CAE 120x12	S 275	237.72	237.72	0.03	44 G+Q-EX
67 CONTREVEN	OK CAE 120x12	S 275	237.72	237.72	0.02	42 G+Q+EX

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 36 CONTREVENTEMENT **POINT:** 1 **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 42 G+Q+EX (2+3+8)*1.00

MATERIAU:

VERIFICATION DES ELEMENTS

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 120x12

h=12.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00

b=12.0 cm Ay=14.40 cm2 Az=14.40 cm2 Ax=27.54 cm2

tw=1.2 cm Iy=367.70 cm4 Iz=367.70 cm4 Ix=13.13 cm4

tf=1.2 cm Wely=42.76 cm3 Welz=42.76 cm3

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 21.07 kN

Nc,Rd = 757.39 kN

Nb,Rd = 757.39 kN

Classe de la section = 3

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y: en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))

Profil correct !!!

Vérification des contreventements

NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Vérification des pièces (ELS ; ELU) 5 6 10 11 36 37

Résultats | Messages

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
70 CONTREVEN	OK	CAE 120x12	S 275	237.72	237.72	0.05	44 G+Q-EX
68 CONTREVEN	OK	CAE 120x12	S 275	237.72	237.72	0.05	42 G+Q+EX
2443 CONTREV	OK	CAE 120x12	S 275	194.13	194.13	0.05	13 1.35G+1.5V2
2440 CONTREV	OK	CAE 120x12	S 275	188.51	188.51	0.04	42 G+Q+EX
2444 CONTREV	OK	CAE 120x12	S 275	194.13	194.13	0.04	13 1.35G+1.5V2
71 CONTREVEN	OK	CAE 120x12	S 275	237.72	237.72	0.04	13 1.35G+1.5V2
2441 CONTREV	OK	CAE 120x12	S 275	188.51	188.51	0.04	44 G+Q-EX
2424 CONTREV	OK	CAE 120x12	S 275	188.51	188.51	0.04	42 G+Q+EX
2427 CONTREV	OK	CAE 120x12	S 275	194.13	194.13	0.04	44 G+Q-EX
2442 CONTREV	OK	CAE 120x12	S 275	194.13	194.13	0.04	13 1.35G+1.5V2

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 70 CONTREVENTEMENT **POINT:** 1 **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 44 G+Q-EX (2+3)*1.00+8*-1.00

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 120x12

h=12.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00

b=12.0 cm Ay=14.40 cm2 Az=14.40 cm2 Ax=27.54 cm2

tw=1.2 cm Iy=367.70 cm4 Iz=367.70 cm4 Ix=13.13 cm4

tf=1.2 cm Wply=78.58 cm3 Wplz=78.58 cm3

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -39.33 kN

Nt,Rd = 757.39 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/Nt,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.3.(1))

Profil correct !!!

ANNEXE C
VERIFICATION DES ASSEMBLAGES

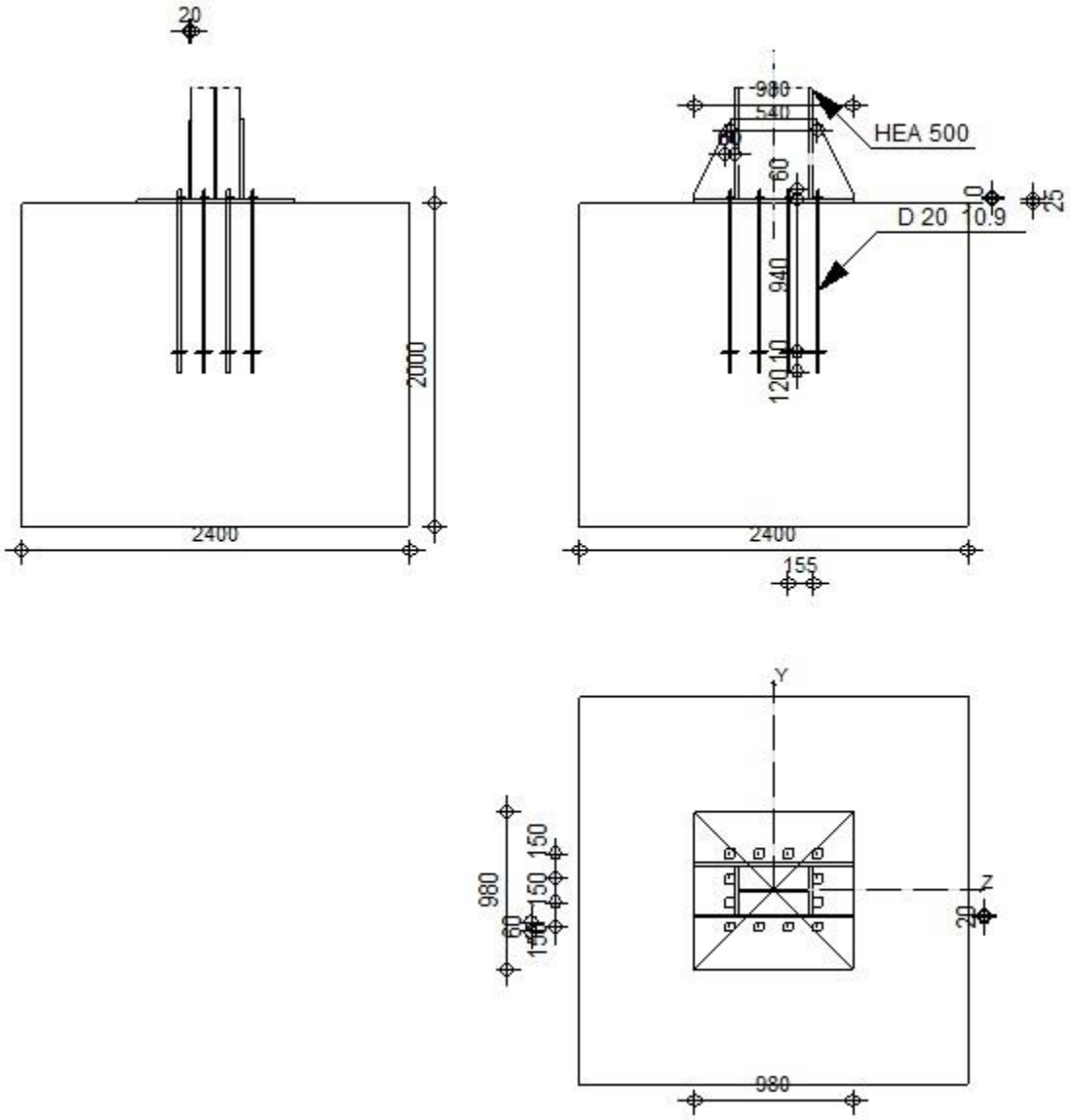
Robot Structural Analysis Professional 2026

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 +
CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Ratio
0,90



Général

Assemblage N°:	1
Nom de l'assemblage:	Pied de poteau encastré
Noeud de la structure:	315
Barres de la structure:	2622

Géométrie

VERIFICATION DES ASSEMBLAGES

Poteau

Profilé: HEA 500

Barre N°: 2622

L_c =	15,83	[m]	Longueur du poteau
α =	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
h_c =	490	[mm]	Hauteur de la section du poteau
b_{fc} =	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
t_{wc} =	12	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
t_{fc} =	23	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
r_c =	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
A_c =	197,54	[cm^2]	Aire de la section du poteau
I_{yc} =	86974,80	[cm^4]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 275

f_{yc} =	275,00	[MPa]	Résistance
f_{uc} =	430,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

Platine de prescellement

l_{pd} =	980	[mm]	Longueur
b_{pd} =	980	[mm]	Largeur
t_{pd} =	25	[mm]	Epaisseur

Matériau: S 235

f_{ypd} =	235,00	[MPa]	Résistance
f_{upd} =	360,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

Ancrage

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

Classe =	10.9		Classe de tiges d'ancrage
f_{yb} =	670,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
f_{ub} =	1000,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction

VERIFICATION DES ASSEMBLAGES

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

Classe =	10.9		Classe de tiges d'ancrage
d =	20	[mm]	Diamètre du boulon
A_s =	2,45	[cm^2]	Aire de la section efficace du boulon
A_v =	3,14	[cm^2]	Aire de la section du boulon
n_H =	4		Nombre de colonnes des boulons
n_V =	4		Nombre de rangées des boulons
Ecartement e_{Hi} =	180;180 [mm]		
Entraxe e_{Vi} =	150;150 [mm]		

Dimensions des tiges d'ancrage

L_1 =	60	[mm]
L_2 =	940	[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 275		
f_y =	275,00	[MPa]	Résistance

Platine

l_{wd} =	60	[mm]	Longueur
b_{wd} =	60	[mm]	Largeur
t_{wd} =	10	[mm]	Epaisseur

Raidisseur

l_s =	980	[mm]	Longueur
h_s =	490	[mm]	Hauteur
t_s =	20	[mm]	Epaisseur

VERIFICATION DES ASSEMBLAGES

Raidisseur

l_s =	980	[mm]	Longueur
d_1 =	20	[mm]	Grugeage
d_2 =	20	[mm]	Grugeage

Coefficients de matériau

γ_{M0} =	1,00		Coefficient de sécurité partiel
γ_{M2} =	1,25		Coefficient de sécurité partiel
γ_C =	1,50		Coefficient de sécurité partiel

Semelle isolée

L =	2400	[mm]	Longueur de la semelle
B =	2400	[mm]	Largeur de la semelle
H =	2000	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe	BETON30		
f_{ck} =	45,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

t_g =	0	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g}$ =	12,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d}$ =	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

Soudures

a_p =	9	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
a_s =	4	[mm]	Raidisseurs

Efforts

Cas: 58: G+Q+1.5EX (2+3)*1.00+8*1.50

$N_{j,Ed}$ =	-418,64	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y}$ =	-0,26	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z}$ =	124,49	[kN]	Effort tranchant

$N_{j,Ed}$ =	-418,64	[kN]	Effort axial
$M_{j,Ed,y}$ =	-382,81	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z}$ =	2,47	[kN*m]	Moment fléchissant

Résultats

Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

f_{cd} =	30,00	[MPa]	Résistance de calcul à la compression		EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
f_j =	48,98	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise		[6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

c =	32	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
b_{eff} =	86	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
l_{eff} =	363	[mm]	Longueur effective de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
A_{c0} =	313,22	[cm^2]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
A_{c1} =	2818,99	[cm^2]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

F_{rdu} =	2818,99	[kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
β_j =	0,67		Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$

f_{jd} =	60,00	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n}$ =	2326,14	[cm^2]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y}$ =	702,92	[cm^2]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z}$ =	815,67	[cm^2]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{C,i}*f_{jd}$

$F_{c,Rd,n}$ =	13956,85	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y}$ =	4217,53	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{C,i} * f_{jd}$

$F_{c,Rd,n}$ =	13956,85	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,z}$ =	4894,03	[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]
$W_{pl,y}$ =	13553,08	[cm^3]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y}$ =	3727,10	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y}$ =	618	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$

$F_{c,fc,Rd,y}$ =	6026,95	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z}$ =	7330,53	[cm^3]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z}$ =	2015,90	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z}$ =	320	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$

$F_{c,fc,Rd,z}$ =	6299,67	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd}$ =	13956,85	[kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]

$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$

$F_{C,Rd,y}$ =	4217,53	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$

$F_{C,Rd,z}$ =	4894,03	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

Zone tendue

VERIFICATION DES ASSEMBLAGES

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

A_b =	2,45	[cm^2]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
f_{ub} =	1000,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
Beta =	0,85		Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]

$F_{t,Rd,s1} = beta*0.9*f_{ub}*A_b/\gamma_{M2}$

$F_{t,Rd,s1}$ =	149,94	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
γ_{Ms} =	1,20		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
f_{yb} =	670,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s2} = f_{yb}*A_b/\gamma_{Ms}$

$F_{t,Rd,s2}$ =	136,79	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1},F_{t,Rd,s2})$

$F_{t,Rd,s}$ =	136,79	[kN]	Résistance du boulon à la rupture

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

f_{ck} =	45,00	[MPa]	Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
A_h =	96,86	[cm^2]	Aire de contact de la plaque d'ancrage	CEB [15.1.2.3]
p_k =	337,50	[MPa]	Résistance caractéristique du béton à l'arrachement	CEB [15.1.2.3]
γ_{Mp} =	2,16		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$F_{t,Rd,p} = p_k*A_h/\gamma_{Mp}$

$F_{t,Rd,p}$ =	1513,41	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.3]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

h_{ef} =	650	[mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]

$N_{Rk,c}^0 = 9.0[N^{0.5}/mm^{0.5}]*f_{ck}^{0.5}*h_{ef}^{1.5}$

$N_{Rk,c}^0$ =	1000,50	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N}$ =	1950	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N}$ =	975	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0}$ =	38025,00	[cm^2]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N}$ =	11430,00	[cm^2]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]

$N_{Rk,c}^0$ =	1000,50	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]

$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$

$\psi_{A,N}$ =	0,30		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
c =	930	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]

$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3*c/c_{cr.N} \leq 1.0$

$\psi_{s,N}$ =	0,99		Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ec,N}$ =	1,00		Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]

$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$

$\psi_{re,N}$ =	1,00		Coef. dépendant de la densité du ferraillage dans la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ucr,N}$ =	1,00		Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.4]
γ_{Mc} =	2,16		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0*\psi_{A,N}*\psi_{s,N}*\psi_{ec,N}*\psi_{re,N}*\psi_{ucr,N}/\gamma_{Mc}$

$F_{t,Rd,c}$ =	137,31	[kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

h_{ef} =	940	[mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]

$N_{Rk,c}^0 = 9.0[N^{0.5}/mm^{0.5}]*f_{ck}^{0.5}*h_{ef}^{1.5}$

$N_{Rk,c}^0$ =	1739,97	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N}$ =	1880	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N}$ =	940	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0}$ =	35344,00	[cm^2]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N}$ =	10892,75	[cm^2]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]

$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$

$\psi_{A,N}$ =	0,31		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
c =	930	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]

$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3*c/c_{cr.N} \leq 1.0$

$\psi_{s,N}$ =	1,00		Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{ec,N}$ =	1,00		Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]

$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$

$\psi_{re,N}$ =	1,00		Coef. dépendant de la densité du ferraillage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{ucr,N}$ =	1,00		Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]

$\psi_{h,N} = (h/(2*h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$

$\psi_{h,N}$ =	1,04		Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp}$ =	2,16		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}{}^{0}*\psi_{A,N}*\psi_{s,N}*\psi_{ec,N}*\psi_{re,N}*\psi_{ucr,N}*\psi_{h,N}/\gamma_{M,sp}$

$F_{t,Rd,sp}$ =	257,89	[kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s} , F_{t,Rd,p} , F_{t,Rd,c} , F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd}$ =	136,79	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1}$ =	407	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2}$ =	519	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
m =	65	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

	$l_{eff,1}$ =	407	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1	[6.2.6.5]
=	$M_{pl,1,Rd}$	14,95	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
=	$M_{pl,2,Rd}$	19,04	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
	$F_{T,1,Rd}$ =	922,84	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
	$F_{T,2,Rd}$ =	509,06	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
	$F_{T,3,Rd}$ =	547,17	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd} , F_{T,2,Rd} , F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,y}$ =	509,06	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

	$l_{eff,1}$ =	282	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1	[6.2.6.5]
	$l_{eff,2}$ =	345	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
	m =	45	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
=	$M_{pl,1,Rd}$	10,34	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
=	$M_{pl,2,Rd}$	12,68	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
	$F_{T,1,Rd}$ =	922,84	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
	$F_{T,2,Rd}$ =	509,06	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
	$F_{T,3,Rd}$ =	547,17	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd} , F_{T,2,Rd} , F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,z}$ =	509,06	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y}$ =	509,06	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$

$F_{T,Rd,z}$ =	509,06	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,03 < 1,00	vérifié	(0,03)

e_y =	914	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,y}$ =	309	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y}$ =	270	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y}$ =	445,48	[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)	0,86 < 1,00	vérifié	(0,86)

e_z =	6	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,z}$ =	160	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z}$ =	225	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z}$ =	55,65	[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)	0,04 < 1,00	vérifié	(0,04)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,90 < 1,00	vérifié	(0,90)

Cisaillement

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort Vj,Ed,y

$\alpha_{d,y}$ =	4,02		Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y}$ =	1,00		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]

$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y}*\alpha_{b,y}*f_{up}*d*t_p / \gamma_{M2}$

$F_{1,vb,Rd,y}$ =	360,00	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z}$ =	3,33		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]

$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z}*\alpha_{b,z}*f_{up}*d*t_p / \gamma_{M2}$

$F_{1,vb,Rd,z}$ =	360,00	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

α_b =	0,25		Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
A_{vb} =	3,14	[cm^2]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
f_{ub} =	1000,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
γ_{M2} =	1,25		Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]

$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b*f_{ub}*A_{vb}/\gamma_{M2}$

$F_{2,vb,Rd}$ =	62,33	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c}$ =	296,58	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
k_3 =	2,00		Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
γ_{Mc} =	2,16		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,cp} = k_3*N_{Rk,c}/\gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,cp}$ =	274,61	[kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

=	$V_{Rk,c,y}^0$	1184,69	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
=	$\psi_{A,V,y}$	0,64		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
=	$\psi_{h,V,y}$	1,00		Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
=	$\psi_{s,V,y}$	0,89		Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
=	$\psi_{ec,V,y}$	1,00		Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
=	$\psi_{\alpha,V,y}$	1,00		Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
=	$\psi_{ucr,V,y}$	1,00		Coef. dépendant du mode de ferraillage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
	γ_{Mc} =	2,16		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,c,y}$ =	310,67	[kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

=	$V_{Rk,c,z}^0$	1103,63	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
=	$\psi_{A,V,z}$	0,70		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
=	$\psi_{h,V,z}$	1,00		Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
=	$\psi_{s,V,z}$	0,91		Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
=	$\psi_{ec,V,z}$	1,00		Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
=	$\psi_{\alpha,V,z}$	1,00		Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
=	$\psi_{ucr,V,z}$	1,00		Coef. dépendant du mode de ferraillage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]

$V_{Rk,c,z}^0$ =	1103,63	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
γ_{Mc} =	2,16		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,c,z}$ =	324,85	[kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d}$ =	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed}$ =	418,64	[kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]

$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$

$F_{f,Rd}$ =	125,59	[kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ =	873,54	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ =	873,54	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,14 < 1,00	vérifié	(0,14)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,14 < 1,00	vérifié	(0,14)

Contrôle des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

M_1 =	32,57	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
Q_1 =	265,91	[kN]	Effort tranchant du raidisseur	
z_s =	124	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
I_s =	56415,00	[cm^4]	Moment d'inertie du raidisseur	

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

=	M_1	32,57	[kN* m]	Moment fléchissant du raidisseur	
=	σ_d	5,74	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
=	σ_g	22,55	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
	τ =	27,13	[MPa]	Contrainte tengentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
=	σ_z	47,35	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max (\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	0,20 < 1,00	vérifié	(0,20)

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_\perp$ =	42,05	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	42,05	[MPa]	Contrainte tengentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	-0,02	[MPa]	Contrainte tengentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	5,26	[MPa]	Contrainte tengentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9*f_u/\gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,16 < 1,00	vérifié	(0,16)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,23 < 1,00	vérifié	(0,23)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,21 < 1,00	vérifié	(0,21)

Soudures verticales des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_\perp$ =	0,00	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	0,00	[MPa]	Contrainte tengentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
τ_{II} =	135,67	[MPa]	Contrainte tengentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
σ_z =	0,00	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\max (\sigma_\perp, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,65 < 1,00	vérifié	(0,65)

Soudures horizontales des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_\perp$ =	95,93	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	95,93	[MPa]	Contrainte tengentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
τ_{II} =	84,04	[MPa]	Contrainte tengentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
σ_z =	240,83	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_\perp, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,67 < 1,00 vérifié (0,67)

Rigidité de l'assemblage

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

b_{eff} =	86	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
l_{eff} =	363	[mm]	Longueur effective de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]

$k_{13,y} = E_c*\sqrt{(b_{eff}*l_{eff})}/(1.275*E)$

$k_{13,y}$ =	22	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
l_{eff} =	407	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1	[6.2.6.5]
m =	65	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]

$k_{15,y} = 0.425*l_{eff}*t_p^3/(m^3)$

$k_{15,y}$ =	10	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
L_b =	205	[mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]

$k_{16,y} = 1.6*A_b/L_b$

$k_{16,y}$ =	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y}$ =	0,87		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y}$ =	75463,86	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y}$ =	346068,19	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]

$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})}/(1.275*E)$

$k_{13,z}$ =	36	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
l_{eff} =	282	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1	[6.2.6.5]
m =	45	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]

$k_{15,z} = 0.425*l_{eff}*t_p^3/(m^3)$

$k_{15,z}$ =	21	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
L_b =	205	[mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]

$k_{16,z} = 1.6*A_b/L_b$

$k_{16,z}$ =	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z}$ =	2,52		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z}$ =	389938,79	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z}$ =	41250,15	[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:

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,90

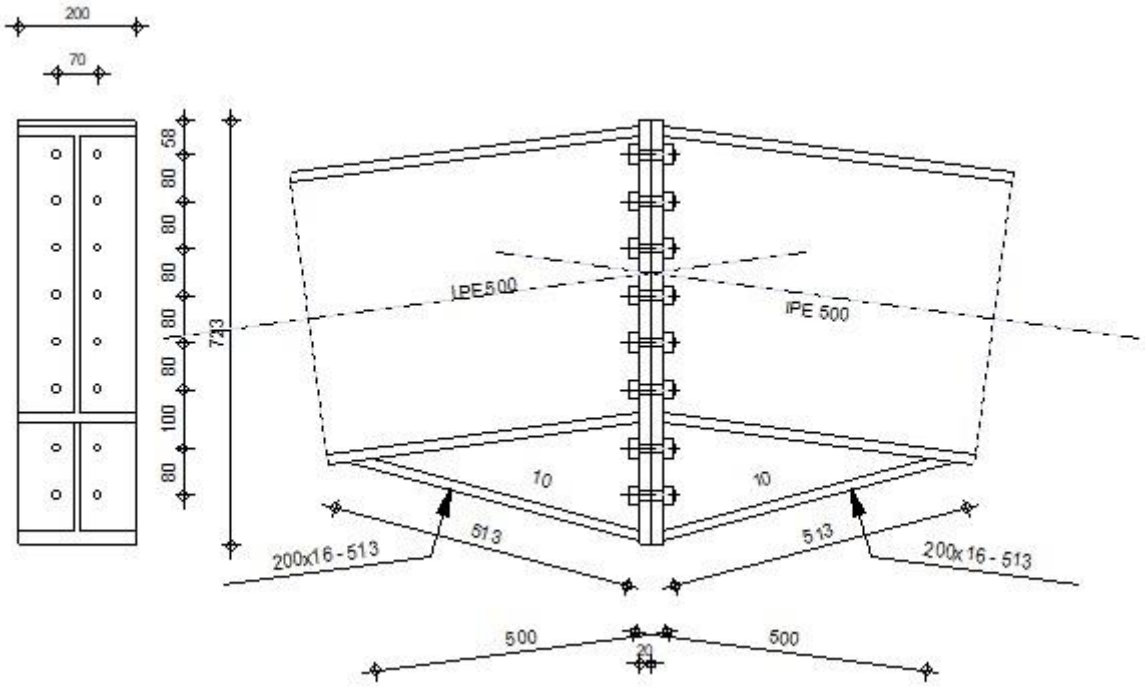
Robot Structural Analysis Professional 2026

Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio **0,17**



Général

Assemblage N°: 13
Nom de l'assemblage: Poutre - poutre TRAVERS TRAVERS
Noeud de la structure: 270
Barres de la structure: 2653, 2654

Géométrie

Gauche

Poutre

Profilé: IPE 500
Barre N°: 2653

α =	-172,4	[Deg]	Angle d'inclinaison
h_{bl} =	500	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
b_{fbl} =	200	[mm]	Largeur de la section de la poutre
t_{wbl} =	10	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
t_{fbl} =	16	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
r_{bl} =	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
A_{bl} =	115,52	[cm^2]	Aire de la section de la poutre
I_{xbl} =	48198,50	[cm^4]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Résistance

Droite

Poutre

Profilé: IPE 500
Barre N°: 2654

α = -7,6 [Deg] Angle d'inclinaison
h_{br} = 500 [mm] Hauteur de la section de la poutre
b_{fbr} = 200 [mm] Largeur de la section de la poutre
t_{wbr} = 10 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
t_{fbr} = 16 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
r_{br} = 21 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
A_{br} = 115,52 [cm^2] Aire de la section de la poutre
I_{xbr} = 48198,50 [cm^4] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
d = 16 [mm] Diamètre du boulon
Classe = 10.9 Classe du boulon
F_{tRd} = 113,04 [kN] Résistance du boulon à la traction
n_h = 2 Nombre de colonnes des boulons
n_v = 8 Nombre de rangées des boulons
h_1 = 58 [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e_i = 70 [mm]
Entraxe p_i = 80;80;80;80;80;100;80 [mm]

Platine

h_{pr} = 723 [mm] Hauteur de la platine
b_{pr} = 200 [mm] Largeur de la platine
t_{pr} = 20 [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: S 275
f_{ypr} = 275,00 [MPa] Résistance

Jarret inférieur

w_{rd} = 200 [mm] Largeur de la platine
t_{frd} = 16 [mm] Epaisseur de l'aile
h_{rd} = 200 [mm] Hauteur de la platine
t_{wrd} = 10 [mm] Epaisseur de l'âme
l_{rd} = 500 [mm] Longueur de la platine
α_d = 15,1 [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau: S 275
f_{ybu} = 275,00 [MPa] Résistance

Soudures d'angle

a_w = 8 [mm] Soudure âme
a_f = 12 [mm] Soudure semelle
a_{fd} = 5 [mm] Soudure horizontale

Coefficients de matériau

γ_{M0} = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]
γ_{M1} = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]
γ_{M2} = 1,25 Coefficient de sécurité partiel [2.2]
γ_{M3} = 1,10 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Etat limite: ultime
Cas: 13: 1.35G+1.5V2 2*1.35+5*1.50
$M_{b1,Ed}$ = 81,30 [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed}$ = -7,35 [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed}$ = -14,29 [kN] Effort axial dans la poutre droite

$M_{b1,Ed}$ = 81,30 [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

Résultats

Résistances de la poutre

COMPRESSION

A_b = 115,52 [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd}$ = 3176,86 [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

A_{vb} = 79,87 [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd}$ = 1268,17 [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0,01 < 1,00 vérifié (0,01)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

W_{plb} = 2194,26 [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd}$ = 603,42 [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

W_{pl} = 2987,03 [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd}$ = 821,43 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd}$ = 821,43 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

h_f = 688 [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd}$ = 1193,83 [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

β = 7,6 [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

γ = 15,1 [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb}$ = 260 [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

A_{vb} = 59,87 [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

ω = 0,89 Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed}$ = 37,17 [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

k_{wc} = 1,00 Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd1}$ = 1629,36 [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

d_{wb} = 426 [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

λ_p = 1,10 Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

ρ = 0,74 Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd2}$ = 1210,87 [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 * \gamma_{M0})$

$F_{c,wb,Rd3}$ = 1100,00 [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1} , F_{c,wb,Rd2} , F_{c,wb,Rd3})$

$F_{c,wb,Rd,low}$ = 1100,00 [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	21	-	65	-	80	131	167	131	167	145	124	124	124
2	21	-	65	-	80	131	165	131	165	160	80	80	80

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
3	21	-	65	-	80	131	165	131	165	160	80	80	80
4	21	-	65	-	80	131	165	131	165	160	80	80	80
5	21	-	65	-	80	131	165	131	165	160	80	80	80
6	21	-	65	-	90	131	165	131	165	180	90	90	90
7	21	-	65	-	90	131	165	131	165	180	90	90	90
8	21	-	65	-	80	131	165	131	165	145	122	122	122

m – Distance du boulon de l'âme
m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
p – Entraxe des boulons
$l_{eff,cp}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires
$l_{eff,nc}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires
$l_{eff,1}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1
$l_{eff,2}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2
$l_{eff,cp,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
$l_{eff,nc,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
$l_{eff,1,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1
$l_{eff,2,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la compression

$N_{j,Rd}$ = Min ($N_{cb,Rd}$2 $F_{c,wb,Rd,low}$)
$N_{j,Rd}$ = 2200,00 [kN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed}$ / $N_{j,Rd}$ ≤ 1,0	0,01 < 1,00	vérifié	(0,01)

Résistance de l'assemblage à la flexion

$F_{t,Rd}$ = 113,04 [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
$B_{p,Rd}$ = 282,29 [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion
$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd}$ = Min ($F_{T,1,fc,Rd}$, $F_{T,2,fc,Rd}$, $F_{T,3,fc,Rd}$) [6.2.6.4] , [Tab.6.2]
$F_{t,wc,Rd}$ = ω $b_{eff,t,wc}$ t_{wc} f_{yc} / γ_{M0} [6.2.6.3.(1)]
$F_{t,ep,Rd}$ = Min ($F_{T,1,ep,Rd}$, $F_{T,2,ep,Rd}$, $F_{T,3,ep,Rd}$) [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
$F_{t,wb,Rd}$ = $b_{eff,t,wb}$ t_{wb} f_{yb} / γ_{M0} [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	**$F_{t1,Rd,comp}$**	**Composant**
$F_{t1,Rd}$ = Min ($F_{t1,Rd,comp}$)	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)}$ = 226,08	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)}$ = 367,45	367,45	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 564,58	564,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd}$ = 1193,83	1193,83	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd}$ = 1100,00	1100,00	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	**$F_{t2,Rd,comp}$**	**Composant**
$F_{t2,Rd}$ = Min ($F_{t2,Rd,comp}$)	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)}$ = 226,08	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)}$ = 367,45	367,45	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 564,58	564,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 1193,83 - 226,08	967,75	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 1100,00 - 226,08	873,92	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 452,16 - 226,08	226,08	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 573,54 - 226,08	347,46	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd}\ h_2/h_1$

$F_{t2,Rd}$ = 198,17 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t3,Rd} = Min\ (F_{t3,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 367,45$	367,45	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 564,58$	564,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1193,83 - 424,25$	769,57	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1100,00 - 424,25$	675,75	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 438,79 - 198,17$	240,62	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 448,80 - 198,17$	250,63	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 678,24 - 424,25$	253,99	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 797,94 - 424,25$	373,68	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd}\ h_3/h_1$

$F_{t3,Rd}$ = 170,27 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd}\ h_3/h_2$

$F_{t3,Rd}$ = 170,27 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t4,Rd} = Min\ (F_{t4,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 367,45$	367,45	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 564,58$	564,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1193,83 - 594,52$	599,30	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1100,00 - 594,52$	505,48	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 438,79 - 170,27$	268,52	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 448,80 - 170,27$	278,53	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 658,19 - 368,44$	289,74	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 673,20 - 368,44$	304,76	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 904,32 - 594,52$	309,80	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1022,34 - 594,52$	427,81	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd}\ h_4/h_1$

$F_{t4,Rd}$ = 142,36 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd}\ h_4/h_2$

$F_{t4,Rd}$ = 142,36 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t5,Rd} = Min\ (F_{t5,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 367,45$	367,45	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 564,58$	564,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1193,83 - 736,89$	456,94	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1100,00 - 736,89$	363,11	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 438,79 - 142,36$	296,43	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 448,80 - 142,36$	306,44	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 658,19 - 312,63$	345,55	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 673,20 - 312,63$	360,57	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 877,58 - 510,81$	366,78	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 897,60 - 510,81$	386,79	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1130,40 - 736,89$	393,51	Platine d'about - traction - groupe

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd}$ = 1246,74 - 736,89	509,85	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd}\ h_5/h_1$

$F_{t5,Rd}$ = 114,46 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd}\ h_5/h_2$

$F_{t5,Rd}$ = 114,46 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

$F_{t6,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t6,Rd,comp}$	Composant
$F_{t6,Rd}$ = Min ($F_{t6,Rd,comp}$)	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)}$ = 226,08	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)}$ = 367,45	367,45	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 564,58	564,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd}$ = 1193,83 - 851,35	342,48	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd}$ = 1100,00 - 851,35	248,65	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd}$ = 450,52 - 114,46	336,06	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd}$ = 476,85 - 114,46	362,39	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd}$ = 669,91 - 256,82	413,09	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd}$ = 701,25 - 256,82	444,43	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd}$ = 889,31 - 427,09	462,22	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd}$ = 925,65 - 427,09	498,56	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd}$ = 1108,70 - 625,27	483,44	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd}$ = 1150,05 - 625,27	524,78	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd}$ = 1356,48 - 851,35	505,13	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd}$ = 1499,19 - 851,35	647,84	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd}\ h_6/h_1$

$F_{t6,Rd}$ = 86,55 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t6,Rd} = F_{t2,Rd}\ h_6/h_2$

$F_{t6,Rd}$ = 86,55 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7

$F_{t7,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t7,Rd,comp}$	Composant
$F_{t7,Rd}$ = Min ($F_{t7,Rd,comp}$)	162,10	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(7)}$ = 226,08	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(7)}$ = 367,45	367,45	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 564,58	564,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^6 F_{tj,Rd}$ = 1193,83 - 937,90	255,93	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^6 F_{tj,Rd}$ = 1100,00 - 937,90	162,10	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd}$ = 452,16 - 86,55	365,61	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd}$ = 504,90 - 86,55	418,35	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{tj,Rd}$ = 678,24 - 201,01	477,23	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{tj,Rd}$ = 729,30 - 201,01	528,29	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd}$ = 901,03 - 343,38	557,66	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd}$ = 953,70 - 343,38	610,32	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{tj,Rd}$ = 1120,43 - 513,65	606,78	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{tj,Rd}$ = 1178,10 - 513,65	664,45	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd}$ = 1339,82 - 711,82	628,00	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd}$ = 1402,50 - 711,82	690,68	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{tj,Rd}$ = 1582,56 - 937,90	644,66	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{tj,Rd}$ = 1751,64 - 937,90	813,73	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t7,Rd} = F_{t1,Rd}\ h_7/h_1$

$F_{t7,Rd}$ = 51,67 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t7,Rd} = F_{t2,Rd}\ h_7/h_2$

$F_{t7,Rd}$ = 51,67 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 8

$F_{t8,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t8,Rd,comp}$	Composant
$F_{t8,Rd} = \text{Min}(F_{t8,Rd,comp})$	110,43	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(8)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(8)} = 367,45$	367,45	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 564,58$	564,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^7 F_{tj,Rd} = 1193,83 - 989,57$	204,25	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^7 F_{tj,Rd} = 1100,00 - 989,57$	110,43	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{tj,Rd} = 452,16 - 51,67$	400,49	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{tj,Rd} = 595,57 - 51,67$	543,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{tj,Rd} = 678,24 - 138,23$	540,01	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{tj,Rd} = 848,02 - 138,23$	709,79	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{tj,Rd} = 904,32 - 252,69$	651,63	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{tj,Rd} = 1072,42 - 252,69$	819,73	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{tj,Rd} = 1130,40 - 395,05$	735,35	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{tj,Rd} = 1296,82 - 395,05$	901,77	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{tj,Rd} = 1356,48 - 565,32$	791,16	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{tj,Rd} = 1521,22 - 565,32$	955,90	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{tj,Rd} = 1582,56 - 763,49$	819,07	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{tj,Rd} = 1745,62 - 763,49$	982,12	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{tj,Rd} = 1808,64 - 989,57$	819,07	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{tj,Rd} = 2094,75 - 989,57$	1105,18	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t8,Rd} = F_{t1,Rd}\ h_8/h_1$

$F_{t8,Rd}$ = 23,77 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t8,Rd} = F_{t2,Rd}\ h_8/h_2$

$F_{t8,Rd}$ = 23,77 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	648	226,08	-	-	226,08	367,45	226,08	564,58
2	568	198,17	-	-	226,08	367,45	226,08	564,58
3	488	170,27	-	-	226,08	367,45	226,08	564,58
4	408	142,36	-	-	226,08	367,45	226,08	564,58
5	328	114,46	-	-	226,08	367,45	226,08	564,58
6	248	86,55	-	-	226,08	367,45	226,08	564,58
7	148	51,67	-	-	226,08	367,45	226,08	564,58
8	68	23,77	-	-	226,08	367,45	226,08	564,58

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 468,65 [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,17 < 1,00 vérifié (0,17)

Résistance de l'assemblage au cisaillement

α_v = 0,60 Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]

β_{Lf} = 0,89 Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

$F_{v,Rd}$ = 86,26 [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,max}$ = 113,04 [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,int}$ = 249,60 [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,ext}$ = 249,60 [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	226,08	-1,79	226,08	39,22	37,43	152,11
2	226,08	-1,79	198,17	34,38	32,59	154,75
3	226,08	-1,79	170,27	29,54	27,75	157,39

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
4	226,08	-1,79	142,36	24,70	22,91	160,02
5	226,08	-1,79	114,46	19,86	18,07	162,66
6	226,08	-1,79	86,55	15,02	13,23	165,30
7	226,08	-1,79	51,67	8,96	7,18	168,60
8	226,08	-1,79	23,77	4,12	2,34	171,24

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial
$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure
$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment
$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed}\ F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$
$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed}\ F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$
$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$
$F_{vj,Rd} = \text{Min}\ (n_h\ F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4\ n_h\ F_{t,Rd,max})),\ n_h\ F_{v,Rd}\ ,\ n_h\ F_{b,Rd})$

$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$ [Tableau 3.4]

$V_{j,Rd}$ = 1292,07 [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \le 1,0$	0,01 < 1,00	vérifié	(0,01)

Résistance des soudures

A_w =	175,34	[cm²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
A_{wy} =	77,23	[cm²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
A_{wz} =	98,11	[cm²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
I_{wy} =	83260,33	[cm⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp max}=\tau_{\perp max}$ =	25,56	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp}=\tau_{\perp}$ =	24,49	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
τ_{II} =	-0,75	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
β_w =	0,85		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \le f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	51,13 < 367,06	vérifié	(0,14)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \le f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	49,00 < 367,06	vérifié	(0,13)
$\sigma_{\perp} \le 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	25,56 < 280,80	vérifié	(0,09)

Rigidité de l'assemblage

t_{wash} =	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
h_{head} =	12	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
h_{nut} =	16	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
L_b =	58	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
k_{10} =	4	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	hj	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j}\ h_j$	$k_{eff,j}\ h_j^2$
					Somme	112,15	5197,77
1	648	∞	∞	99	4	25,81	1672,85
2	568	∞	∞	64	4	21,65	1230,29
3	488	∞	∞	64	4	18,61	908,21
4	408	∞	∞	64	4	15,56	634,91
5	328	∞	∞	64	4	12,51	410,41
6	248	∞	∞	72	4	9,59	237,86
7	148	∞	∞	72	4	5,72	84,77
8	68	∞	∞	97	4	2,71	18,46

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j}\ h_j^2 / \sum_j k_{eff,j}\ h_j$

z_{eq} = 463 [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j}\ h_j / z_{eq}$

k_{eq} = 24 [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$S_{j,ini} = E\ z_{eq}^2\ k_{eq}$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini}$ = 1091530,76 [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

μ = 1,00 Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

S_j = 1091530,76 [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig}$ = 167214,94 [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin}$ = 3344,30 [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

Composant le plus faible:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

Remarques

Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre 10 [mm] < 10 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,17

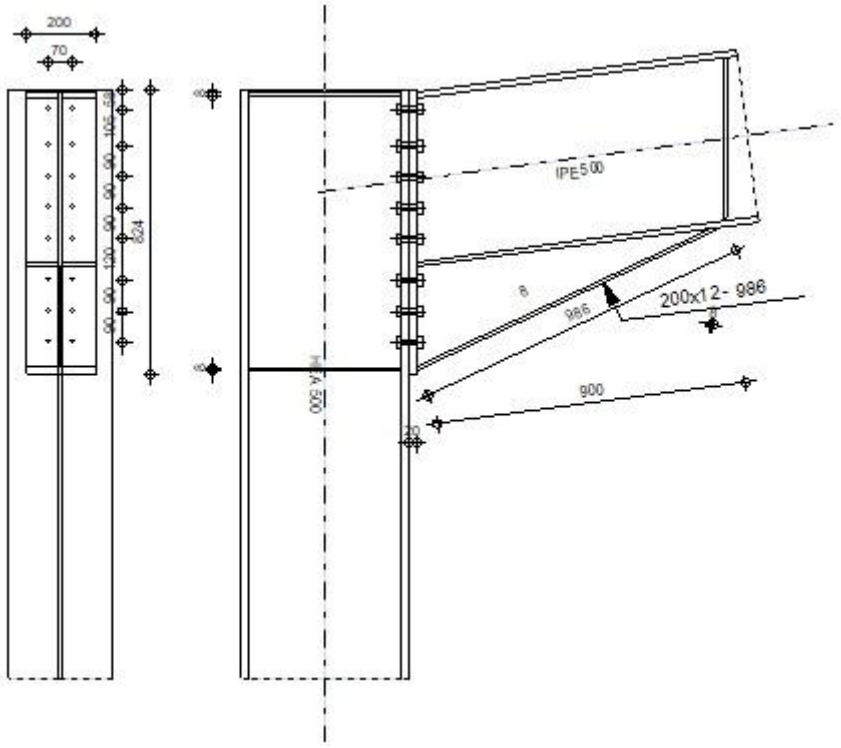
Robot Structural Analysis Professional 2026

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio **0,40**



Général

Assemblage N°: 11
Nom de l'assemblage: Angle de portique
Noeud de la structure: 260
Barres de la structure: 2612, 2654

Géométrie

Poteau

Profilé: HEA 500
Barre N°: 2612

α =	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
h_c =	490	[mm]	Hauteur de la section du poteau
b_{fc} =	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
t_{wc} =	12	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
t_{fc} =	23	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
r_c =	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
A_c =	197,54	[cm^2]	Aire de la section du poteau
I_{xc} =	86974,80	[cm^4]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	S 275		
f_{yc} =	275,00	[MPa]	Résistance

Poutre

Profilé: IPE 500
Barre N°: 2654

α =	7,6	[Deg]	Angle d'inclinaison
h_b =	500	[mm]	Hauteur de la section de la poutre

α = 7,6 [Deg] Angle d'inclinaison
b_f = 200 [mm] Largeur de la section de la poutre
t_{wb} = 10 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
t_{fb} = 16 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
r_b = 21 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
r_b = 21 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
A_b = 115,52 [cm^2] Aire de la section de la poutre
I_{xb} = 48198,50 [cm^4] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
d = 16 [mm] Diamètre du boulon
Classe = 10.9 Classe du boulon
F_{tRd} = 113,04 [kN] Résistance du boulon à la traction
n_h = 2 Nombre de colonnes des boulons
n_v = 8 Nombre de rangées des boulons
h_1 = 58 [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e_i = 70 [mm]
Entraxe p_i = 105;90;90;90;120;90;90 [mm]

Platine

h_p = 824 [mm] Hauteur de la platine
b_p = 200 [mm] Largeur de la platine
t_p = 20 [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: S 275
f_{yp} = 275,00 [MPa] Résistance

Jarret inférieur

w_d = 200 [mm] Largeur de la platine
t_{fd} = 12 [mm] Epaisseur de l'aile
h_d = 300 [mm] Hauteur de la platine
t_{wd} = 8 [mm] Epaisseur de l'âme
l_d = 900 [mm] Longueur de la platine
α = 25,2 [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau: S 275
f_{ybu} = 275,00 [MPa] Résistance

Raidisseur poteau

Supérieur
h_{su} = 444 [mm] Hauteur du raidisseur
b_{su} = 144 [mm] Largeur du raidisseur
t_{hu} = 8 [mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau: S 275
f_{ysu} = 275,00 [MPa] Résistance
Inférieur
h_{sd} = 444 [mm] Hauteur du raidisseur
b_{sd} = 144 [mm] Largeur du raidisseur
t_{hd} = 8 [mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau: S 275
f_{ysu} = 275,00 [MPa] Résistance

Soudures d'angle

a_w = 8 [mm] Soudure âme
a_f = 12 [mm] Soudure semelle
a_s = 8 [mm] Soudure du raidisseur
a_{fd} = 5 [mm] Soudure horizontale

VERIFICATION DES ASSEMBLAGES

Coefficients de matériau

γ_{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M3} =	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 12: 1.35G+1.5V1 2*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	-144,99	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed}$ =	-99,36	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed}$ =	49,64	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed}$ =	-144,99	[kN*m]	Moment fléchissant dans le poteau inférieur
$V_{c1,Ed}$ =	-49,64	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed}$ =	108,40	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur

Résultats

Résistances de la poutre

TRACTION

A_b =	115,52	[cm^2]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.3]

$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{tb,Rd}$ =	3176,86	[kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

A_{vb} =	83,87	[cm^2]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd}$ =	1331,68	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,07 < 1,00	vérifié	(0,07)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

W_{plb} =	2194,26	[cm^3]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd}$ =	603,42	[kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

W_{pl} =	3286,12	[cm^3]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd}$ =	903,68	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd}$ =	903,68	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
h_f =	790	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd}$ =	1144,30	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

Résistances du poteau

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed}$ =	-144,99	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed}$ =	0,00	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed}$ =	-49,64	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed}$ =	0,00	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
z =	670	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed}$ =	-191,61	[kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
A_{vs} =	74,72	[cm^2]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
A_{vc} =	74,72	[cm^2]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
d_s =	796	[mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]

A_{vs} =	74,72 [cm²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau		EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$M_{pl,fc,Rd}$ =	10,91 [kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion		[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd}$ =	1,32 [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion		[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stl,Rd}$ =	1,32 [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion		[6.2.6.1.(4)]

$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs}*f_{y,wc}) / (\sqrt{3}\ \gamma_{M0}) + \text{Min}(4\ M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2\ M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,stl,Rd}) / d_s)$

$V_{wp,Rd}$ = 1098,39 [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0,17 < 1,00	vérifié	(0,17)

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

t_{wc} =	12 [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau		[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc}$ =	158 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression		[6.2.6.2.(1)]
A_{vc} =	74,72 [cm²]	Aire de la section au cisaillement		EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
ω =	0,96	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement		[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed}$ =	27,02 [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme		[6.2.6.2.(2)]
k_{wc} =	1,00	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression		[6.2.6.2.(2)]
A_s =	18,81 [cm²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme		EN1993-1-1:[6.2.4]

$F_{c,wc,Rd1} = \omega\ k_{wc}\ b_{eff,c,wc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s\ f_{ys} / \gamma_{M0}$

$F_{c,wc,Rd1}$ = 1018,57 [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

d_{wc} =	390 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée		[6.2.6.2.(1)]
λ_p =	0,70	Elancement de plaque		[6.2.6.2.(1)]
ρ =	1,00	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément		[6.2.6.2.(1)]
λ_s =	4,41	Elancement du raidisseur		EN1993-1-1:[6.3.1.2]
χ_s =	1,00	Coefficient de flambement du raidisseur		EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$F_{c,wc,Rd2} = \omega\ k_{wc}\ \rho\ b_{eff,c,wc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s\ \chi_s\ f_{ys} / \gamma_{M1}$

$F_{c,wc,Rd2}$ = 1018,57 [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$

$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 1018,57 [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	7	-	115	-	90	46	59	46	59	113	18	18	18
2	7	-	115	-	90	46	173	46	173	180	90	90	90
3	7	-	115	-	105	46	173	46	173	210	105	105	105
4	7	-	115	-	105	46	173	46	173	210	105	105	105
5	7	-	115	-	90	46	173	46	173	180	90	90	90
6	7	-	115	-	90	46	173	46	173	180	90	90	90
7	7	-	115	-	98	46	173	46	173	195	98	98	98
8	7	-	115	-	105	46	59	46	59	128	25	25	25

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	21	-	65	-	90	131	162	131	162	155	125	125	125
2	21	-	65	-	90	131	165	131	165	180	90	90	90
3	21	-	65	-	105	131	165	131	165	210	105	105	105
4	21	-	65	-	105	131	165	131	165	210	105	105	105
5	21	-	65	-	90	131	165	131	165	180	90	90	90
6	21	-	65	-	90	131	165	131	165	180	90	90	90
7	21	-	65	-	98	131	165	131	165	195	98	98	98
8	21	-	65	-	105	131	165	131	165	170	135	135	135

m – Distance du boulon de l'âme
m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
p – Entraxe des boulons
$l_{eff,cp}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires
$l_{eff,nc}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires
$l_{eff,1}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1
$l_{eff,2}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2
$l_{eff,cp,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
$l_{eff,nc,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
$l_{eff,1,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1
$l_{eff,2,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la traction

$F_{t,Rd}$ = 113,04 [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
$B_{p,Rd}$ = 282,29 [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$N_{j,Rd} = \text{Min}(N_{tb,Rd}, n_v\, n_h\, F_{t,Rd}, n_v\, n_h\, B_{p,Rd})$
$N_{j,Rd}$ = 1808,64 [kN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,03 < 1,00	vérifié	(0,03)

Résistance de l'assemblage à la flexion

$F_{t,Rd}$ = 113,04 [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
$B_{p,Rd}$ = 282,29 [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion
$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]
$F_{t,wc,Rd} = \omega\, b_{eff,t,wc}\, t_{wc}\, f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]
$F_{t,ep,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb}\, t_{wb}\, f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min}(F_{t1,Rd,comp})$	152,88	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)}$ = 226,08	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)}$ = 152,88	152,88	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)}$ = 226,08	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)}$ = 367,45	367,45	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 564,58	564,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta$ = 1098,39	1098,39	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd}$ = 1018,57	1018,57	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd}$ = 1144,30	1144,30	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min}(F_{t2,Rd,comp})$	152,88	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)}$ = 226,08	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)}$ = 152,88	152,88	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)}$ = 226,08	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)}$ = 367,45	367,45	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 564,58	564,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd}$ = 1098,39 - 152,88	945,51	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 1018,57 - 152,88	865,69	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 1144,30 - 152,88	991,42	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 452,16 - 152,88	299,28	Aile du poteau - traction - groupe

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 348,15 - 152,88	195,27	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 452,16 - 152,88	299,28	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 603,08 - 152,88	450,20	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t3,Rd}$ = Min ($F_{t3,Rd,comp}$)	152,88	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)}$ = 226,08	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)}$ = 152,88	152,88	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)}$ = 226,08	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)}$ = 367,45	367,45	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 564,58	564,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd}$ = 1098,39 - 305,76	792,63	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd}$ = 1018,57 - 305,76	712,81	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd}$ = 1144,30 - 305,76	838,53	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 452,16 - 152,88	299,28	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 606,02 - 152,88	453,14	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd}$ = 678,24 - 305,76	372,48	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd}$ = 653,58 - 305,76	347,82	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 452,16 - 152,88	299,28	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 546,98 - 152,88	394,09	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd}$ = 678,24 - 305,76	372,48	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd}$ = 897,60 - 305,76	591,84	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd}\ h_3/h_2$

$F_{t3,Rd}$ = 130,86 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t4,Rd}$ = Min ($F_{t4,Rd,comp}$)	152,88	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)}$ = 226,08	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)}$ = 152,88	152,88	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)}$ = 226,08	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)}$ = 367,45	367,45	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 564,58	564,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd}$ = 1098,39 - 436,63	661,76	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd}$ = 1018,57 - 436,63	581,94	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd}$ = 1144,30 - 436,63	707,67	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 452,16 - 130,86	321,30	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 646,82 - 130,86	515,96	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 678,24 - 283,75	394,49	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 867,69 - 283,75	583,94	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 904,32 - 436,63	467,69	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 905,84 - 436,63	469,21	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 452,16 - 130,86	321,30	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 589,05 - 130,86	458,19	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 678,24 - 283,75	394,49	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 841,50 - 283,75	557,75	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 904,32 - 436,63	467,69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 1192,13 - 436,63	755,50	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd}\ h_4/h_2$

$F_{t4,Rd}$ = 101,51 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	152,88	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 152,88$	152,88	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 367,45$	367,45	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 564,58$	564,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ti,Rd} = 1098,39 - 538,14$	560,25	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1018,57 - 538,14$	480,44	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1144,30 - 538,14$	606,16	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 452,16 - 101,51$	350,65	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 606,02 - 101,51$	504,52	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 678,24 - 232,37$	445,87	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 867,69 - 232,37$	635,32	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 904,32 - 385,25$	519,07	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1047,34 - 385,25$	662,08	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1130,40 - 538,14$	592,26	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1077,81 - 538,14$	539,67	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 452,16 - 101,51$	350,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 546,98 - 101,51$	445,47	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 678,24 - 232,37$	445,87	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 841,50 - 232,37$	609,13	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 904,32 - 385,25$	519,07	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1093,95 - 385,25$	708,70	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1130,40 - 538,14$	592,26	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1444,58 - 538,14$	906,44	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd}\, h_5/h_2$

$F_{t5,Rd} =$ 79,49 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

$F_{t6,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t6,Rd,comp}$	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min}(F_{t6,Rd,comp})$	152,88	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 152,88$	152,88	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 367,45$	367,45	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 564,58$	564,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^5 F_{ti,Rd} = 1098,39 - 617,63$	480,76	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 1018,57 - 617,63$	400,95	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 1144,30 - 617,63$	526,67	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 452,16 - 79,49$	372,67	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 564,14 - 79,49$	484,65	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 678,24 - 181,00$	497,24	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 833,78 - 181,00$	652,79	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 904,32 - 311,86$	592,46	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 1047,34 - 311,86$	735,48	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 1130,40 - 464,75$	665,65	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 1189,74 - 464,75$	725,00	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 1356,48 - 617,63$	738,85	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 1213,67 - 617,63$	596,05	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 452,16 - 79,49$	372,67	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 504,90 - 79,49$	425,41	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 678,24 - 181,00$	497,24	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 799,43 - 181,00$	618,43	Ame de la poutre - traction - groupe

$F_{t6,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t6,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd}$ = 904,32 - 311,86	592,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd}$ = 1093,95 - 311,86	782,09	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd}$ = 1130,40 - 464,75	665,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd}$ = 1346,40 - 464,75	881,65	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd}$ = 1356,48 - 617,63	738,85	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd}$ = 1697,03 - 617,63	1079,40	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t6,Rd} = F_{t2,Rd}\ h_6/h_2$

$F_{t6,Rd}$ = 57,47 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7

$F_{t7,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t7,Rd,comp}$	Composant
$F_{t7,Rd}$ = Min ($F_{t7,Rd,comp}$)	152,88	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(7)}$ = 226,08	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(7)}$ = 152,88	152,88	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(7)}$ = 226,08	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(7)}$ = 367,45	367,45	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 564,58	564,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^6 F_{ti,Rd}$ = 1098,39 - 675,10	423,29	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^6 F_{tj,Rd}$ = 1018,57 - 675,10	343,47	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^6 F_{tj,Rd}$ = 1144,30 - 675,10	469,20	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd}$ = 452,16 - 57,47	394,69	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd}$ = 585,22 - 57,47	527,74	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{tj,Rd}$ = 678,24 - 136,96	541,28	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{tj,Rd}$ = 816,39 - 136,96	679,43	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd}$ = 904,32 - 238,47	665,85	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd}$ = 1033,87 - 238,47	795,40	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{tj,Rd}$ = 1130,40 - 369,34	761,06	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{tj,Rd}$ = 1200,12 - 369,34	830,79	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd}$ = 1356,48 - 522,22	834,26	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd}$ = 1309,40 - 522,22	787,18	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{tj,Rd}$ = 1582,56 - 675,10	907,46	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{tj,Rd}$ = 1327,71 - 675,10	652,61	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd}$ = 452,16 - 57,47	394,69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd}$ = 525,94 - 57,47	468,46	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{tj,Rd}$ = 678,24 - 136,96	541,28	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{tj,Rd}$ = 778,39 - 136,96	641,42	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd}$ = 904,32 - 238,47	665,85	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd}$ = 1072,91 - 238,47	834,44	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{tj,Rd}$ = 1130,40 - 369,34	761,06	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{tj,Rd}$ = 1367,44 - 369,34	998,10	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd}$ = 1356,48 - 522,22	834,26	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd}$ = 1619,89 - 522,22	1097,67	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{tj,Rd}$ = 1582,56 - 675,10	907,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{tj,Rd}$ = 1970,52 - 675,10	1295,42	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t7,Rd} = F_{t2,Rd}\ h_7/h_2$

$F_{t7,Rd}$ = 35,46 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 8

$F_{t8,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t8,Rd,comp}$	Composant
$F_{t8,Rd}$ = Min ($F_{t8,Rd,comp}$)	152,88	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(8)}$ = 226,08	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(8)}$ = 152,88	152,88	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(8)}$ = 226,08	226,08	Platine d'about - traction

$F_{t8,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t8,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,wb,Rd(8)} = 367,45$	367,45	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 564,58$	564,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^7 F_{ti,Rd} = 1098,39 - 710,56$	387,83	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^7 F_{tj,Rd} = 1018,57 - 710,56$	308,02	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^7 F_{tj,Rd} = 1144,30 - 710,56$	433,74	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{tj,Rd} = 452,16 - 35,46$	416,70	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{tj,Rd} = 394,52 - 35,46$	359,07	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{tj,Rd} = 678,24 - 92,93$	585,31	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{tj,Rd} = 653,58 - 92,93$	560,66	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{tj,Rd} = 904,32 - 172,42$	731,90	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{tj,Rd} = 873,29 - 172,42$	700,87	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{tj,Rd} = 1130,40 - 273,93$	856,47	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{tj,Rd} = 1077,81 - 273,93$	803,88	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{tj,Rd} = 1356,48 - 404,79$	951,69	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{tj,Rd} = 1233,26 - 404,79$	828,47	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{tj,Rd} = 1582,56 - 557,67$	1024,89	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{tj,Rd} = 1335,29 - 557,67$	777,61	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{tj,Rd} = 1808,64 - 710,56$	1098,08	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{tj,Rd} = 1352,39 - 710,56$	641,83	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{tj,Rd} = 452,16 - 35,46$	416,70	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{tj,Rd} = 651,67 - 35,46$	616,21	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{tj,Rd} = 678,24 - 92,93$	585,31	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{tj,Rd} = 904,12 - 92,93$	811,19	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{tj,Rd} = 904,32 - 172,42$	731,90	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{tj,Rd} = 1156,57 - 172,42$	984,15	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{tj,Rd} = 1130,40 - 273,93$	856,47	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{tj,Rd} = 1451,09 - 273,93$	1177,16	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{tj,Rd} = 1356,48 - 404,79$	951,69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{tj,Rd} = 1745,62 - 404,79$	1340,82	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{tj,Rd} = 1582,56 - 557,67$	1024,89	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{tj,Rd} = 1998,07 - 557,67$	1440,39	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{tj,Rd} = 1808,64 - 710,56$	1098,08	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{tj,Rd} = 2348,70 - 710,56$	1638,14	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t8,Rd} = F_{t2,Rd}\ h_8/h_2$

$F_{t8,Rd}$ = 9,77 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	715	152,88	226,08	152,88	226,08	367,45	226,08	564,58
2	625	152,88	226,08	152,88	226,08	367,45	226,08	564,58
3	535	130,86	226,08	152,88	226,08	367,45	226,08	564,58
4	415	101,51	226,08	152,88	226,08	367,45	226,08	564,58
5	325	79,49	226,08	152,88	226,08	367,45	226,08	564,58
6	235	57,47	226,08	152,88	226,08	367,45	226,08	564,58
7	145	35,46	226,08	152,88	226,08	367,45	226,08	564,58
8	40	9,77	226,08	152,88	226,08	367,45	226,08	564,58

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 361,82 [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,40 < 1,00 vérifié (0,40)

Résistance de l'assemblage au cisaillement

α_v = 0,60 Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]

β_{Lf} = 0,86 Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

α_v =	0,60		Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
$F_{v,Rd}$ =	83,39	[kN]	Résistance d'un boulon au cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max}$ =	113,04	[kN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int}$ =	249,60	[kN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext}$ =	249,60	[kN]	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	226,08	6,20	152,88	61,26	67,47	131,23
2	226,08	6,20	152,88	61,26	67,47	131,23
3	226,08	6,20	130,86	52,44	58,64	135,88
4	226,08	6,20	101,51	40,68	46,88	142,08
5	226,08	6,20	79,49	31,85	38,06	146,73
6	226,08	6,20	57,47	23,03	29,23	151,38
7	226,08	6,20	35,46	14,21	20,41	156,03
8	226,08	6,20	9,77	3,91	10,12	161,45

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial
$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure
$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment
$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed}\ F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$
$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed}\ F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$
$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$
$F_{vj,Rd} = Min\ (n_h\ F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4\ n_h\ F_{t,Rd,max})\ ),\ n_h\ F_{v,Rd}\ ,\ n_h\ F_{b,Rd})$

$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$ [Tableau 3.4]

$V_{j,Rd}$ =	1155,99	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	[Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \le 1,0$	0,09 < 1,00	vérifié	(0,09)

Résistance des soudures

A_w =	192,35	[cm^2]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
A_{wy} =	77,71	[cm^2]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
A_{wz} =	114,64	[cm^2]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
I_{wy} =	115208,25	[cm^4]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp max}=\tau_{\perp max}$ =	-37,05	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_\perp=\tau_\perp$ =	35,63	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
τ_{II} =	-8,67	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
β_w =	0,85		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \le f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	74,09 < 367,06	vérifié	(0,20)
$\sqrt{[\sigma_\perp^2 + 3*(\tau_\perp^2+\tau_{II}^2)]} \le f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	72,83 < 367,06	vérifié	(0,20)
$\sigma_\perp \le 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	37,05 < 280,80	vérifié	(0,13)

Rigidité de l'assemblage

t_{wash} =	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
h_{head} =	12	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
h_{nut} =	16	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
L_b =	65	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
k_{10} =	4	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	hj	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j}\ h_j$	$k_{eff,j}\ h_j^2$
					Somme	18,52	887,39
1	715	0	474	99	0	2,17	155,50
2	625	1	1256	72	1	4,43	276,91
3	535	1	1256	83	1	3,80	203,18
4	415	1	1256	83	1	2,95	122,25
5	325	1	1256	72	1	2,30	74,86

Nr	hj	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j}$ h_j	$k_{eff,j}$ h_j^2
6	235	1	1256	72	1	1,67	39,13
7	145	1	1256	77	1	1,03	14,90
8	40	0	676	104	0	0,17	0,67

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$

z_{eq} = 479 [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$

k_{eq} = 4 [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

A_{vc} = 74,72 [cm^2] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

β = 1,00 Paramètre de transformation [5.3.(7)]

z = 479 [mm] Bras de levier [6.2.5]

k_1 = 6 [mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement [6.3.2.(1)]

k_2 = ∞ Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression [6.3.2.(1)]

$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini}$ = 112794,80 [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

μ = 1,00 Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

S_j = 112794,80 [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig}$ = 167214,94 [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin}$ = 3344,30 [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE

Composant le plus faible:

AME DU POTEAU EN TRACTION

Remarques

Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre 8 [mm] < 10 [mm]

Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 12 [mm] < 16 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,40

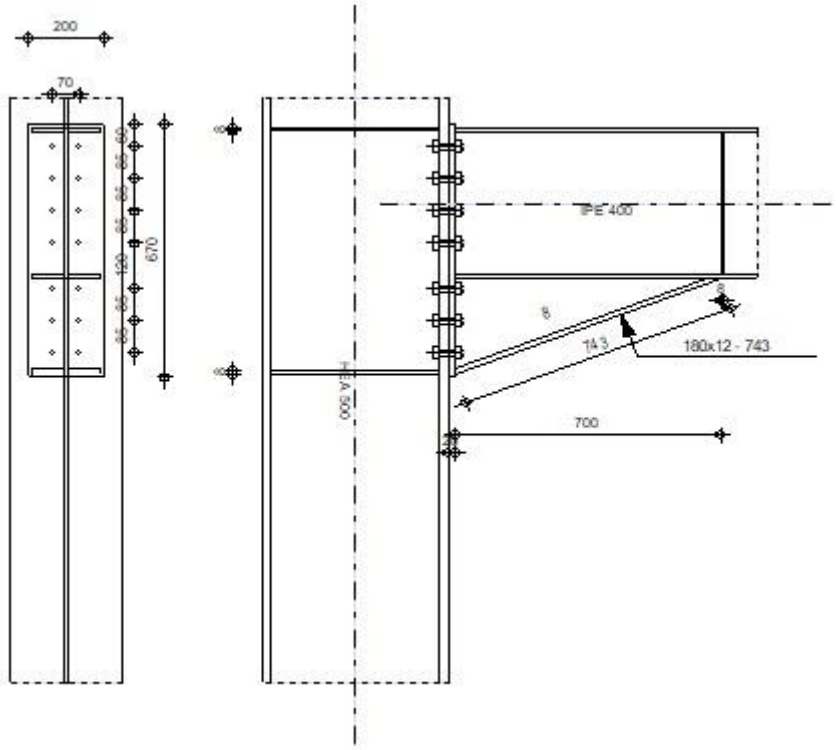
Robot Structural Analysis Professional 2026

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio **0,96**



Général

Assemblage N°: 14
Nom de l'assemblage: Poutre - poteau POTEU POUTRE
Noeud de la structure: 313
Barres de la structure: 2621, 299

Géométrie

Poteau

Profilé: HEA 500
Barre N°: 2621

α =	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
h_c =	490	[mm]	Hauteur de la section du poteau
b_{fc} =	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
t_{wc} =	12	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
t_{fc} =	23	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
r_c =	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
A_c =	197,54	[cm^2]	Aire de la section du poteau
I_{xc} =	86974,80	[cm^4]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	S 275		
f_{yc} =	275,00	[MPa]	Résistance

Poutre

Profilé: IPE 400
Barre N°: 299

α = -0,0 [Deg] Angle d'inclinaison
h_b = 400 [mm] Hauteur de la section de la poutre
b_f = 180 [mm] Largeur de la section de la poutre
t_{wb} = 9 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
t_{fb} = 14 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
r_b = 21 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
r_b = 21 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
A_b = 84,46 [cm^2] Aire de la section de la poutre
I_{xb} = 23128,40 [cm^4] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
d = 16 [mm] Diamètre du boulon
Classe = 10.9 Classe du boulon
F_{tRd} = 113,04 [kN] Résistance du boulon à la traction
n_h = 2 Nombre de colonnes des boulons
n_v = 7 Nombre de rangées des boulons
h_1 = 60 [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e_i = 70 [mm]
Entraxe p_i = 85;85;85;120;85;85 [mm]

Platine

h_p = 670 [mm] Hauteur de la platine
b_p = 200 [mm] Largeur de la platine
t_p = 20 [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: S 235
f_{yp} = 235,00 [MPa] Résistance

Jarret inférieur

w_d = 180 [mm] Largeur de la platine
t_{fd} = 12 [mm] Epaisseur de l'aile
h_d = 250 [mm] Hauteur de la platine
t_{wd} = 8 [mm] Epaisseur de l'âme
l_d = 700 [mm] Longueur de la platine
α = 19,7 [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau: S 235
f_{ybu} = 235,00 [MPa] Résistance

Raidisseur poteau

Supérieur
h_{su} = 444 [mm] Hauteur du raidisseur
b_{su} = 144 [mm] Largeur du raidisseur
t_{hu} = 8 [mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau: S 235
f_{ysu} = 235,00 [MPa] Résistance
Inférieur
h_{sd} = 444 [mm] Hauteur du raidisseur
b_{sd} = 144 [mm] Largeur du raidisseur
t_{hd} = 8 [mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau: S 235
f_{ysu} = 235,00 [MPa] Résistance

Soudures d'angle

a_w = 7 [mm] Soudure âme
a_f = 10 [mm] Soudure semelle

a_w =	7	[mm]	Soudure âme
a_s =	7	[mm]	Soudure du raidisseur
a_{fd} =	5	[mm]	Soudure horizontale

Coefficients de matériau

γ_{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel		[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel		[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel		[2.2]
γ_{M3} =	1,10	Coefficient de sécurité partiel		[2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 58: G+Q+1.5EX (2+3)*1.00+8*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	266,46	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed}$ =	59,99	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed}$ =	-0,01	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed}$ =	33,86	[kN*m]	Moment fléchissant dans le poteau inférieur
$V_{c1,Ed}$ =	105,14	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed}$ =	-155,45	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed}$ =	-64,44	[kN*m]	Moment fléchissant dans le poteau supérieur
$V_{c2,Ed}$ =	-48,27	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed}$ =	-40,22	[kN]	Effort axial dans le poteau supérieur

Résultats

Résistances de la poutre

COMPRESSION

A_b = 84,46 [cm^2] Aire de la section — EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd}$ = 2322,65 [kN] Résistance de calcul de la section à la compression — EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

A_{vb} = 62,69 [cm^2] Aire de la section au cisaillement — EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd}$ = 995,35 [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement — EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0,06 < 1,00 vérifié (0,06)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

W_{plb} = 1307,15 [cm^3] Facteur plastique de la section — EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd}$ = 359,47 [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) — EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

W_{pl} = 2038,50 [cm^3] Facteur plastique de la section — EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd}$ = 560,59 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion — EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd}$ = 560,59 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion — EN1993-1-1:[6.2.5]

h_f = 637 [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes — [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd}$ = 880,21 [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées — [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

β =	0,0	[Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
γ =	19,7	[Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{eff,c,wb}$ =	236	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
A_{vb} =	42,69	[cm^2]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
ω =	0,88		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed}$ =	190,67	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]

Pression diamétrale:

β =	0,0 [Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
k_{wc} =	1,00	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
A_s =	13,71 [cm²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]

$F_{c,wb,Rd1} = [\omega\ k_{wc}\ b_{eff,c,wb}\ t_{wb}\ f_{yb} / \gamma_{M0} + A_s\ f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd1}$ = 2278,26 [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

d_{wb} =	331 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
λ_p =	1,10	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
ρ =	0,75	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
λ_s =	6,22	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
χ =	1,00	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$F_{c,wb,Rd2} = [\omega\ k_{wc}\ \rho\ b_{eff,c,wb}\ t_{wb}\ f_{yb} / \gamma_{M1} + A_s\ \chi\ f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd2}$ = 1927,79 [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b\ t_b\ f_{yb} / (0.8 * \gamma_{M0})$

$F_{c,wb,Rd3}$ = 742,50 [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}\ (F_{c,wb,Rd1}\ ,\ F_{c,wb,Rd2}\ ,\ F_{c,wb,Rd3})$

$F_{c,wb,Rd,low}$ = 742,50 [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistances du poteau

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed}$ =	266,46 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed}$ =	0,00 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed}$ =	105,14 [kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed}$ =	-48,27 [kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
z =	551 [mm]	Bras de levier	[6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed}$ =	406,78 [kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
A_{vs} =	74,72 [cm²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
A_{vc} =	74,72 [cm²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
d_s =	642 [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd}$ =	10,91 [kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd}$ =	1,13 [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stl,Rd}$ =	1,13 [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]

$V_{wp,Rd} = 0.9\ (\ A_{vs} * f_{y,wc}\ ) / (\sqrt{3}\ \gamma_{M0}) + \text{Min}(4\ M_{pl,fc,Rd} / d_s\ ,\ (2\ M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,stl,Rd}) / d_s)$

$V_{wp,Rd}$ = 1105,18 [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \le 1,0$	0,37 < 1,00	vérifié	(0,37)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

t_{wc} =	12 [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc}$ =	331 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
A_{vc} =	74,72 [cm²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
ω =	0,86	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed}$ =	16,48 [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
k_{wc} =	1,00	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
A_s =	19,60 [cm²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]

$F_{c,wc,Rd1} = \omega\ k_{wc}\ b_{eff,c,wc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s\ f_{ys} / \gamma_{M0}$

$F_{c,wc,Rd1}$ = 1394,65 [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

d_{wc} = 390	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
λ_p = 1,01		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
ρ = 0,79		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
λ_s = 4,41		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
χ_s = 1,00		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$F_{c,wc,Rd2} = \omega\ k_{wc}\ \rho\ b_{eff,c,wc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s\ \chi_s\ f_{ys} / \gamma_{M1}$

$F_{c,wc,Rd2}$ = 1202,34	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low}$ = Min ($F_{c,wc,Rd1}$, $F_{c,wc,Rd2}$)

$F_{c,wc,Rd}$ = 1202,34	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

t_{wc} = 12	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc}$ = 332	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
A_{vc} = 74,72	[cm^2]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
ω = 0,85		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed}$ = 16,48	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
k_{wc} = 1,00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
A_s = 19,60	[cm^2]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]

$F_{c,wc,Rd1} = \omega\ k_{wc}\ b_{eff,c,wc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s\ f_{ys} / \gamma_{M0}$

$F_{c,wc,Rd1}$ = 1396,21	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

d_{wc} = 390	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
λ_p = 1,01		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
ρ = 0,79		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
λ_s = 4,41		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
χ_s = 1,00		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$F_{c,wc,Rd2} = \omega\ k_{wc}\ \rho\ b_{eff,c,wc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s\ \chi_s\ f_{ys} / \gamma_{M1}$

$F_{c,wc,Rd2}$ = 1202,94	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,upp}$ = Min ($F_{c,wc,Rd1}$, $F_{c,wc,Rd2}$)

$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 1202,94	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	7	-	115	-	85	46	59	46	59	108	15	15	15
2	7	-	115	-	85	46	173	46	173	170	85	85	85
3	7	-	115	-	85	46	173	46	173	170	85	85	85
4	7	-	115	-	102	46	173	46	173	205	102	102	102
5	7	-	115	-	102	46	173	46	173	205	102	102	102
6	7	-	115	-	85	46	173	46	173	170	85	85	85
7	7	-	115	-	85	46	59	46	59	108	15	15	15

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	23	-	65	-	85	143	182	143	182	157	139	139	139
2	23	-	65	-	85	143	172	143	172	170	85	85	85
3	23	-	65	-	85	143	172	143	172	170	85	85	85
4	23	-	65	-	102	143	172	143	172	205	102	102	102
5	23	-	65	-	102	143	172	143	172	205	102	102	102
6	23	-	65	-	85	143	172	143	172	170	85	85	85
7	23	-	65	-	85	143	172	143	172	157	129	129	129

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

m – Distance du boulon de l'âme
e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
p – Entraxe des boulons
$l_{eff,cp}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires
$l_{eff,nc}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires
$l_{eff,1}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1
$l_{eff,2}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2
$l_{eff,cp,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
$l_{eff,nc,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
$l_{eff,1,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1
$l_{eff,2,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la compression

$N_{j,Rd}$ = Min ($N_{cb,Rd}$2 $F_{c,wb,Rd,low}$, 2 $F_{c,wc,Rd,low}$, 2 $F_{c,wc,Rd,upp}$)
$N_{j,Rd}$ = 1485,00 [kN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]
$N_{b1,Ed}$ / $N_{j,Rd}$ ≤ 1,0 0,00 < 1,00 vérifié (0,00)

Résistance de l'assemblage à la flexion

$F_{t,Rd}$ = 113,04 [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
$B_{p,Rd}$ = 260,58 [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]
$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion
$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction
$F_{t,fc,Rd}$ = Min ($F_{T,1,fc,Rd}$, $F_{T,2,fc,Rd}$, $F_{T,3,fc,Rd}$) [6.2.6.4] , [Tab.6.2]
$F_{t,wc,Rd}$ = ω $b_{eff,t,wc}$ t_{wc} f_{yc} / γ_{M0} [6.2.6.3.(1)]
$F_{t,ep,Rd}$ = Min ($F_{T,1,ep,Rd}$, $F_{T,2,ep,Rd}$, $F_{T,3,ep,Rd}$) [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
$F_{t,wb,Rd}$ = $b_{eff,t,wb}$ t_{wb} f_{yb} / γ_{M0} [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd}$ = Min ($F_{t1,Rd,comp}$)	152,88	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)}$ = 226,08	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)}$ = 152,88	152,88	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)}$ = 226,08	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)}$ = 338,51	338,51	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 521,15	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta$ = 1105,18	1105,18	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd}$ = 1202,34	1202,34	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd}$ = 880,21	880,21	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd}$ = 742,50	742,50	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd}$ = Min ($F_{t2,Rd,comp}$)	152,88	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)}$ = 226,08	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)}$ = 152,88	152,88	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)}$ = 226,08	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)}$ = 338,51	338,51	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 521,15	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta$ - $\sum_1^1 F_{ti,Rd}$ = 1105,18 - 152,88	952,30	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 1202,34 - 152,88	1049,45	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 880,21 - 152,88	727,33	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 742,50 - 152,88	589,62	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 452,16 - 152,88	299,28	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 324,68 - 152,88	171,80	Ame du poteau - traction - groupe

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 452,16 - 152,88	299,28	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 528,71 - 152,88	375,83	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t3,Rd}$ = Min ($F_{t3,Rd,comp}$)	152,88	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)}$ = 226,08	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)}$ = 152,88	152,88	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)}$ = 226,08	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)}$ = 338,51	338,51	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 521,15	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd}$ = 1105,18 - 305,76	799,42	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd}$ = 1202,34 - 305,76	896,57	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd}$ = 880,21 - 305,76	574,44	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd}$ = 742,50 - 305,76	436,74	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 452,16 - 152,88	299,28	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 535,65 - 152,88	382,76	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd}$ = 678,24 - 305,76	372,48	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd}$ = 578,29 - 305,76	272,53	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 407,08 - 152,88	254,20	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 402,05 - 152,88	249,17	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd}$ = 659,74 - 305,76	353,97	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd}$ = 729,74 - 305,76	423,97	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd}\ h_3/h_2$

$F_{t3,Rd}$ = 127,33 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t4,Rd}$ = Min ($F_{t4,Rd,comp}$)	152,88	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)}$ = 226,08	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)}$ = 152,88	152,88	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)}$ = 226,08	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)}$ = 338,51	338,51	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 521,15	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd}$ = 1105,18 - 433,10	672,08	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd}$ = 1202,34 - 433,10	769,24	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd}$ = 880,21 - 433,10	447,11	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd}$ = 742,50 - 433,10	309,40	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 452,16 - 127,33	324,83	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 585,22 - 127,33	457,88	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 678,24 - 280,22	398,02	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 804,64 - 280,22	524,42	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 904,32 - 433,10	471,22	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 839,57 - 433,10	406,48	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 423,13 - 127,33	295,80	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 443,44 - 127,33	316,10	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 626,67 - 280,22	346,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 644,46 - 280,22	364,25	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 879,33 - 433,10	446,23	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 972,15 - 433,10	539,05	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd}\ h_4/h_2$

$F_{t4,Rd}$ = 101,78 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t5,Rd} = Min (F_{t5,Rd,comp})$	152,88	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 152,88$	152,88	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 338,51$	338,51	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ti,Rd} = 1105,18 - 534,88$	570,30	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1202,34 - 534,88$	667,45	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 880,21 - 534,88$	345,33	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 742,50 - 534,88$	207,62	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 452,16 - 101,78$	350,38	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 633,35 - 101,78$	531,56	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 678,24 - 229,12$	449,12	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 845,22 - 229,12$	616,10	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 904,32 - 382,00$	522,32	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1020,14 - 382,00$	638,14	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1130,40 - 534,88$	595,52	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1047,38 - 534,88$	512,50	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 439,18 - 101,78$	337,39	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 484,82 - 101,78$	383,04	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 642,72 - 229,12$	413,60	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 685,85 - 229,12$	456,73	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 846,26 - 382,00$	464,26	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 886,88 - 382,00$	504,88	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1098,92 - 534,88$	564,03	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1214,56 - 534,88$	679,68	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd}\ h_5/h_2$

$F_{t5,Rd}$ = 65,71 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

$F_{t6,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t6,Rd,comp}$	Composant
$F_{t6,Rd} = Min (F_{t6,Rd,comp})$	141,90	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 152,88$	152,88	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 338,51$	338,51	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^5 F_{ti,Rd} = 1105,18 - 600,60$	504,58	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 1202,34 - 600,60$	601,74	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 880,21 - 600,60$	279,61	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 742,50 - 600,60$	141,90	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 452,16 - 65,71$	386,45	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 585,22 - 65,71$	519,50	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 678,24 - 167,50$	510,74	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 845,22 - 167,50$	677,72	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 904,32 - 294,83$	609,49	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 1020,14 - 294,83$	725,31	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 1130,40 - 447,71$	682,69	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 1161,00 - 447,71$	713,29	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 1356,48 - 600,60$	755,88	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 1182,74 - 600,60$	582,14	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 423,13 - 65,71$	357,42	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 443,44 - 65,71$	377,72	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 642,72 - 167,50$	475,22	Platine d'about - traction - groupe

$F_{t6,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t6,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd}$ = 685,85 - 167,50	518,35	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd}$ = 846,26 - 294,83	551,43	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd}$ = 886,88 - 294,83	592,04	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd}$ = 1049,81 - 447,71	602,09	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd}$ = 1087,90 - 447,71	640,19	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd}$ = 1302,46 - 600,60	701,86	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd}$ = 1415,59 - 600,60	814,99	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t6,Rd} = F_{t2,Rd}\ h_6/h_2$

$F_{t6,Rd}$ = 40,17 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7

$F_{t7,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t7,Rd,comp}$	Composant
$F_{t7,Rd}$ = Min ($F_{t7,Rd,comp}$)	101,74	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(7)}$ = 226,08	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(7)}$ = 152,88	152,88	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(7)}$ = 226,08	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(7)}$ = 338,51	338,51	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 521,15	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^6 F_{ti,Rd}$ = 1105,18 - 640,76	464,42	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^6 F_{tj,Rd}$ = 1202,34 - 640,76	561,57	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^6 F_{tj,Rd}$ = 880,21 - 640,76	239,45	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^6 F_{tj,Rd}$ = 742,50 - 640,76	101,74	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd}$ = 452,16 - 40,17	411,99	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd}$ = 324,68 - 40,17	284,52	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{tj,Rd}$ = 678,24 - 105,88	572,36	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{tj,Rd}$ = 626,63 - 105,88	520,75	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd}$ = 904,32 - 207,66	696,66	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd}$ = 878,79 - 207,66	671,13	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{tj,Rd}$ = 1130,40 - 335,00	795,40	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{tj,Rd}$ = 1047,38 - 335,00	712,39	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd}$ = 1356,48 - 487,88	868,60	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd}$ = 1182,74 - 487,88	694,86	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{tj,Rd}$ = 1582,56 - 640,76	941,80	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{tj,Rd}$ = 1203,61 - 640,76	562,84	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd}$ = 447,14 - 40,17	406,98	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd}$ = 505,37 - 40,17	465,20	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{tj,Rd}$ = 666,73 - 105,88	560,85	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{tj,Rd}$ = 747,78 - 105,88	641,90	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd}$ = 886,32 - 207,66	678,66	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd}$ = 990,19 - 207,66	782,53	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{tj,Rd}$ = 1089,86 - 335,00	754,87	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{tj,Rd}$ = 1191,22 - 335,00	856,22	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd}$ = 1293,41 - 487,88	805,53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd}$ = 1392,24 - 487,88	904,36	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{tj,Rd}$ = 1546,06 - 640,76	905,30	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{tj,Rd}$ = 1719,93 - 640,76	1079,17	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t7,Rd} = F_{t2,Rd}\ h_7/h_2$

$F_{t7,Rd}$ = 14,62 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	594	152,88	226,08	152,88	226,08	338,51	226,08	521,15
2	509	152,88	226,08	152,88	226,08	338,51	226,08	521,15

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
3	424	127,33	226,08	152,88	226,08	338,51	226,08	521,15
4	339	101,78	226,08	152,88	226,08	338,51	226,08	521,15
5	219	65,71	226,08	152,88	226,08	338,51	226,08	521,15
6	134	40,17	226,08	152,88	226,08	338,51	226,08	521,15
7	49	14,62	226,08	152,88	226,08	338,51	226,08	521,15

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 277,37 [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,96 < 1,00 vérifié (0,96)

Résistance de l'assemblage au cisaillement

α_v = 0,60 Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]

β_{Lf} = 0,90 Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

$F_{v,Rd}$ = 87,31 [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,max}$ = 113,04 [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,int}$ = 230,40 [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,ext}$ = 230,40 [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	226,08	-0,00	152,88	146,87	146,87	93,59
2	226,08	-0,00	152,88	146,87	146,87	93,59
3	226,08	-0,00	127,33	122,33	122,32	107,13
4	226,08	-0,00	101,78	97,78	97,78	120,68
5	226,08	-0,00	65,71	63,13	63,13	139,79
6	226,08	-0,00	40,17	38,59	38,59	153,33
7	226,08	-0,00	14,62	14,04	14,04	166,88

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$

$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd} , n_h F_{b,Rd})$

$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$ [Tableau 3.4]

$V_{j,Rd}$ = 875,00 [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,07 < 1,00 vérifié (0,07)

Résistance des soudures

A_w = 173,04 [cm^2] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]

A_{wy} = 93,48 [cm^2] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]

A_{wz} = 79,56 [cm^2] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]

I_{wy} = 92474,42 [cm^4] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]

$\sigma_{\perp max}=\tau_{\perp max}$ = 71,39 [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(6)]

$\sigma_{\perp}=\tau_{\perp}$ = 63,34 [MPa] Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]

τ_{II} = 7,54 [MPa] Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]

β_w = 0,80 Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$ 142,77 < 360,00 vérifié (0,40)

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$ 127,35 < 360,00 vérifié (0,35)

$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$ 71,39 < 259,20 vérifié (0,28)

Rigidité de l'assemblage

t_{wash} =	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
h_{head} =	12	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
h_{nut} =	16	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
L_b =	65	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
k_{10} =	4	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	hj	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j}$ h_j	$k_{eff,j}$ h_j^2
					Somme	13,17	530,73
1	594	0	406	84	0	1,57	92,96
2	509	1	1256	52	1	3,59	182,74
3	424	1	1256	52	1	2,99	126,77
4	339	1	1256	62	1	2,40	81,19
5	219	1	1256	62	1	1,55	33,84
6	134	1	1256	52	1	0,94	12,61
7	49	0	406	78	0	0,13	0,62

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$

z_{eq} = 403 [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$

k_{eq} = 3 [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

A_{vc} = 74,72 [cm^2] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

β = 1,00 Paramètre de transformation [5.3.(7)]

z = 403 [mm] Bras de levier [6.2.5]

k_1 = 7 [mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement [6.3.2.(1)]

k_2 = ∞ Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression [6.3.2.(1)]

$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini}$ = 76139,29 [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

μ = 2,68 Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

S_j = 28393,11 [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig}$ = 121424,10 [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin}$ = 2428,48 [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE

Composant le plus faible:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

Remarques

Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre 8 [mm] < 9 [mm]

Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 12 [mm] < 14 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme | Ratio | 0,96

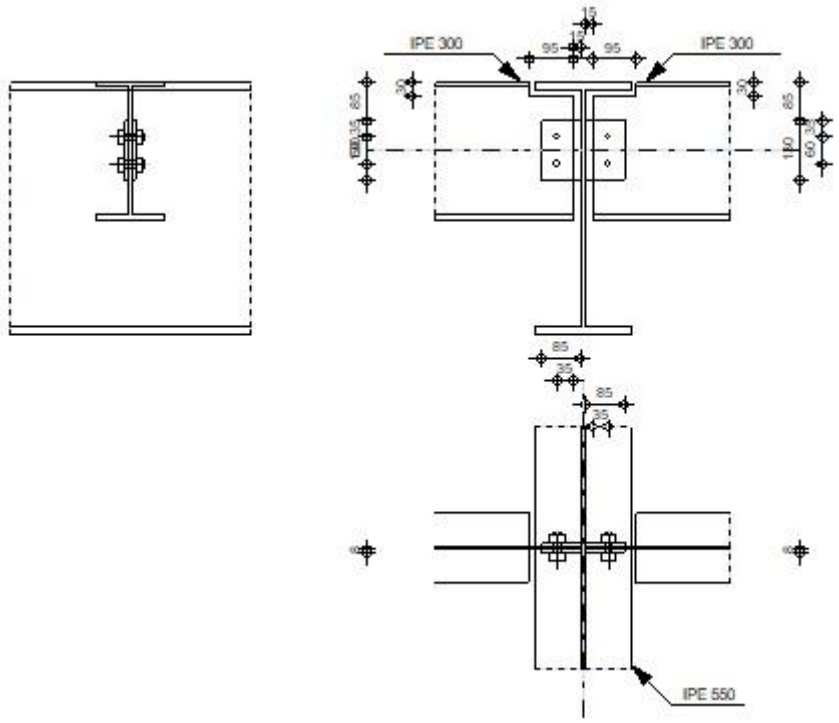
Robot Structural Analysis Professional 2026

Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio **0,47**



Général

Assemblage N°: 15
Nom de l'assemblage: Poutre-poutre (âme)
Noeud de la structure: 2710
Barres de la structure: 298, 2230, 2221

Géométrie

Poutre principale

Profilé: IPE 550
Barre N°: 298

α =	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
h_g =	550	[mm]	Hauteur de la section poutre principale
b_{fg} =	210	[mm]	Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
t_{wg} =	11	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
t_{fg} =	17	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
r_g =	24	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
A_p =	134,42	[cm^2]	Aire de la section de la poutre principale
I_{yp} =	67116,50	[cm^4]	Moment d'inertie de la section de la poutre pricnipale
Matériau:	S 275		
f_{yg} =	275,00	[MPa]	Résistance de calcul
f_{ug} =	390,00	[MPa]	Résistance à la traction

Gauche

VERIFICATION DES ASSEMBLAGES

Poutre

Profilé:			IPE 300
Barre N°:			2230
α =	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
h_{bl} =	300	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
b_{bl} =	150	[mm]	Largeur de la section de la poutre
t_{wbl} =	7	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
t_{fbl} =	11	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
r_{bl} =	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
A_b =	53,81	[cm^2]	Aire de la section de la poutre
I_{ybl} =	8356,11	[cm^4]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 275		
f_{ybl} =	275,00	[MPa]	Résistance de calcul
f_{ubl} =	390,00	[MPa]	Résistance à la traction

Platine

Type:			de deux côtés
l_p =	85	[mm]	Longueur de la platine
h_p =	130	[mm]	Hauteur de la platine
t_p =	8	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau:	S 275		
f_{yp} =	275,00	[MPa]	Résistance de calcul
f_{up} =	390,00	[MPa]	Résistance à la traction

Boulons

Boulons assemblant la poutre à la platine

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

Classe =	4.8		Classe du boulon
d =	16	[mm]	Diamètre du boulon
d_0 =	18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A_s =	1,57	[cm^2]	Aire de la section efficace du boulon
A_v =	2,01	[cm^2]	Aire de la section du boulon
f_{ub} =	400,00	[MPa]	Résistance à la traction
k =	1		Nombre de colonnes des boulons
w =	2		Nombre de rangées des boulons
e_1 =	35	[mm]	Niveau du premier boulon
p_1 =	60	[mm]	Entraxe

Soudures

a_{gp} = 5 [mm] Soudures d'angle entre la platine et la poutre principale

Droite

Poutre

Profilé:	IPE 300		
Barre N°:	2221		
α =	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
h_{br} =	300	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
b_{br} =	150	[mm]	Largeur de la section de la poutre
t_{wbr} =	7	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
t_{fbr} =	11	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
r_{br} =	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
A_{br} =	53,81	[cm^2]	Aire de la section de la poutre
I_{ybr} =	8356,11	[cm^4]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 275
f_{ybr} = 275,00 [MPa] Résistance de calcul
f_{ubr} = 390,00 [MPa] Résistance à la traction

Platine

Type: de deux côtés
l_p = 85 [mm] Longueur de la platine
h_p = 130 [mm] Hauteur de la platine
t_p = 8 [mm] Épaisseur de la platine
Matériau: S 275
f_{yp} = 275,00 [MPa] Résistance de calcul
f_{up} = 390,00 [MPa] Résistance à la traction

Boulons

Boulons assemblant la poutre à la platine

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
Classe = 4.8 Classe du boulon
d = 16 [mm] Diamètre du boulon
d_0 = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon
A_s = 1,57 [cm^2] Aire de la section efficace du boulon
A_v = 2,01 [cm^2] Aire de la section du boulon
f_{ub} = 400,00 [MPa] Résistance à la traction
k = 1 Nombre de colonnes des boulons
w = 2 Nombre de rangées des boulons
e_1 = 35 [mm] Niveau du premier boulon
p_1 = 60 [mm] Entraxe

Soudures

a_{gp} = 5 [mm] Soudures d'angle entre la platine et la poutre principale

Coefficients de matériau

γ_{M0} = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]
γ_{M2} = 1,25 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Cas: 20: 1.35G+1.5Q+V2 2*1.35+3*1.50+5*1.00

Gauche

$N_{b2,Ed}$ = 0,00 [kN] Effort axial
$V_{b2,Ed}$ = 29,08 [kN] Effort tranchant
$M_{b2,Ed}$ = 0,00 [kN*m] Moment fléchissant

Droite

$N_{b1,Ed}$ = -0,00 [kN] Effort axial
$V_{b1,Ed}$ = 29,08 [kN] Effort tranchant
$M_{b1,Ed}$ = -0,00 [kN*m] Moment fléchissant

Résultats

Gauche

Boulons assemblant la poutre à la platine

Résistance des boulons

$F_{v,Rd}$ = 77,2 [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

k_{1x} = 2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		k_{1x} = min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]
k_{1x} > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié	
α_{bx} = 0,65	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		α_{bx}=min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]
α_{bx} > 0.0	0,65 > 0,00	vérifié	
$F_{b,Rd1x}$ = 57,43 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1x}$=k_{1x}*α_{bx}*f_u*d*t_i/γ_{M2}

Direction z

k_{1z} = 2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		k_{1z}=min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]
k_{1z} > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié	
α_{bz} = 0,86	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		α_{bz}=min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]
α_{bz} > 0.0	0,86 > 0,00	vérifié	
$F_{b,Rd1z}$ = 76,30 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1z}$=k_{1z}*α_{bz}*f_u*d*t_i/γ_{M2}

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

k_{1x} = 2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		k_{1x}=min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]
k_{1x} > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié	
α_{bx} = 0,65	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		α_{bx}=min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]
α_{bx} > 0.0	0,65 > 0,00	vérifié	
$F_{b,Rd2x}$ = 129,42 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2x}$=k_{1x}*α_{bx}*f_u*d*t_i/γ_{M2}

Direction z

k_{1z} = 2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		k_{1z}=min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]
k_{1z} > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié	
α_{bz} = 0,65	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		α_{bz}=min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]
α_{bz} > 0.0	0,65 > 0,00	vérifié	
$F_{b,Rd2z}$ = 129,42 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2z}$=k_{1z}*α_{bz}*f_u*d*t_i/γ_{M2}

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage platine - poutre

cisaillement des boulons

e = 56 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale		
M_0 = 1,62 [kN*m]	Moment fléchissant réel		M_0=$M_{b2,Ed}$+$V_{b2,Ed}$*e
F_{Vz} = 14,54 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant		F_{Vz}=|$V_{b1,Ed}$|/n
F_{Mx} = 26,92 [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment		F_{Mx}=|M_0|*z_i/$\sum z_i^2$
$F_{x,Ed}$ = 26,92 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		$F_{x,Ed}$ = F_{Nx} + F_{Mx}
$F_{z,Ed}$ = 14,54 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z,Ed}$ = F_{Vz} + F_{Mz}
F_{Ed} = 30,60 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		F_{Ed} = √($F_{x,Ed}^2$ + $F_{z,Ed}^2$)
F_{Rdx} = 57,43 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		F_{Rdx}=min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})
F_{Rdz} = 76,30 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		F_{Rdz}=min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})
$\|F_{x,Ed}\| \le F_{Rdx}$	|26,92| < 57,43	vérifié	(0,47)
$\|F_{z,Ed}\| \le F_{Rdz}$	|14,54| < 76,30	vérifié	(0,19)
$F_{Ed} \le F_{v,Rd}$	30,60 < 77,21	vérifié	(0,40)

Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (effort transversal)

Platine

A_{nt} =	2,08 [cm^2]	Aire nette de la zone de la section en traction	
A_{nv} =	5,44 [cm^2]	Aire de la zone de la section soumise au cisaillement	
V_{effRd} =	118,82 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$
$\|0.5*V_{b2,Ed}\| \le V_{effRd}$	$\|14,54\| < 118,82$	vérifié	(0,12)

Poutre

A_{nt} =	1,85 [cm^2]	Aire nette de la zone de la section en traction	
A_{nv} =	8,73 [cm^2]	Aire de la zone de la section soumise au cisaillement	
V_{effRd} =	167,45 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$
$\|V_{b2,Ed}\| \le V_{effRd}$	$\|29,08\| < 167,45$	vérifié	(0,17)

Vérification de la platine affaiblie par les trous

A_t =	5,20 [cm^2]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net}$ =	3,76 [cm^2]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \ge (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$	$0,65 < 0,88$		
W_{net} =	21,77 [cm^3]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet}$ =	5,99 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/\gamma_{M0}$
$\|M_0\| \le M_{c,Rdnet}$	$\|0,81\| < 5,99$	vérifié	(0,27)
A_v =	10,40 [cm^2]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p*t_p$
$A_{v,net}$ =	7,52 [cm^2]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{vnet}=A_v-n_v*d_0$
$V_{pl,Rd}$ =	165,12 [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd}=(A_v*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})$
$\|0.5*V_{b2,Ed}\| \le V_{pl,Rd}$	$\|14,54\| < 165,12$	vérifié	(0,18)

Vérification de la résistance de la section de la poutre affaiblie par les trous

A_t =	9,59 [cm^2]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net}$ =	7,03 [cm^2]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \ge (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$	$0,66 < 0,88$		
W_{net} =	80,20 [cm^3]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet}$ =	22,06 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/\gamma_{M0}$
$\|M_0\| \le M_{c,Rdnet}$	$\|1,62\| < 22,06$	vérifié	(0,07)
A_v =	19,17 [cm^2]	Aire de la section efficace en cisaillement	
$A_{v,net}$ =	16,61 [cm^2]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{vnet}=A_v-n_v*d_0$
$V_{pl,Rd}$ =	304,36 [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd}=(A_v*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})$
$V_{b2,Ed} \le V_{pl,Rd}$	$\|29,08\| < 304,36$	vérifié	(0,10)

Résistance des soudures

Soudures d'angle entre la platine et la poutre principale

A_w =	6,50 [cm^2]	Aire de la section de la soudure	$A_w = h_p*a_{gp}$
σ =	51,62 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	$\sigma = 0.5 * [N_{b2,Ed}/A_s + M_0/W_{yw}]$
$\sigma_\perp$ =	36,50 [MPa]	Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure	$\sigma_\perp=\sigma/\sqrt{2}$
$\|\sigma_\perp\| \le 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	$\|36,50\| < 280,80$	vérifié	(0,13)
$\tau_\perp$ =	36,50 [MPa]	Contrainte tengentielle perpendiculaire	$\tau_\perp=\sigma_\perp$
τ_{II} =	44,74 [MPa]	Contrainte tengentielle parallèle	$\tau_{II}=0.25*V_{b2,Ed}/A_w$
β_w =	0,85	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$\sqrt{[\sigma_\perp^2+3*(\tau_{II}^2+\tau_\perp^2)]} \le f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	$106,47 < 367,06$	vérifié	(0,29)

Droite

VERIFICATION DES ASSEMBLAGES

Boulons assemblant la poutre à la platine

Résistance des boulons

$F_{v,Rd}$ =	77,21 [kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon	$F_{v,Rd}= 0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

k_{1x} =	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	k_{1x} = min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]
k_{1x} > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié	
α_{bx} =	0,65	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	α_{bx}=min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]
α_{bx} > 0.0	0,65 > 0,00	vérifié	
$F_{b,Rd1x}$ = 57,43 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1x}=k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Direction z

k_{1z} =	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	k_{1z}=min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]
k_{1z} > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié	
α_{bz} =	0,86	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	α_{bz}=min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]
α_{bz} > 0.0	0,86 > 0,00	vérifié	
$F_{b,Rd1z}$ = 76,30 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1z}=k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

k_{1x} =	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	k_{1x}=min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]
k_{1x} > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié	
α_{bx} =	0,65	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	α_{bx}=min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]
α_{bx} > 0.0	0,65 > 0,00	vérifié	
$F_{b,Rd2x}$ = 129,42 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2x}=k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Direction z

k_{1z} =	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	k_{1z}=min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]
k_{1z} > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié	
α_{bz} =	0,65	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	α_{bz}=min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]
α_{bz} > 0.0	0,65 > 0,00	vérifié	
$F_{b,Rd2z}$ = 129,42 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2z}=k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage platine - poutre

cisaillement des boulons

e =	56 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
M_0 =	1,62 [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0=M_{b1,Ed}+V_{b1,Ed}*e$
F_{Vz} =	14,54 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz}=\|V_{b2,Ed}\|/n$
F_{Mx} =	26,92 [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx}=\|M_0\|*z_i/\sum z_i^2$
$F_{x,Ed}$ =	26,92 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed}$ =	14,54 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
F_{Ed} =	30,60 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
F_{Rdx} =	57,43 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	F_{Rdx}=min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})
F_{Rdz} =	76,30 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	F_{Rdz}=min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})

$\|F_{x,Ed}\| \le F_{Rdx}$	|26,92| < 57,43	vérifié	(0,47)
$\|F_{z,Ed}\| \le F_{Rdz}$	|14,54| < 76,30	vérifié	(0,19)
$F_{Ed} \le F_{v,Rd}$	30,60 < 77,21	vérifié	(0,40)

Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (effort transversal)

Platine

A_{nt} =	2,08 [cm²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
A_{nv} =	5,44 [cm²]	Aire de la zone de la section soumise au cisaillement		
V_{effRd} =	118,82 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$
$\|0.5*V_{b1,Ed}\| \le V_{effRd}$	$\|14,54\| < 118,82$	vérifié		(0,12)

Poutre

A_{nt} =	1,85 [cm²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
A_{nv} =	8,73 [cm²]	Aire de la zone de la section soumise au cisaillement		
V_{effRd} =	167,45 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$
$\|V_{b1,Ed}\| \le V_{effRd}$	$\|29,08\| < 167,45$	vérifié		(0,17)

Vérification de la platine affaiblie par les trous

A_t =	5,20	[cm²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net}$ =	3,76	[cm²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \ge (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$	$0,65 < 0,88$			
W_{net} =	21,77	[cm³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet}$ =	5,99	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/\gamma_{M0}$
$\|M_0\| \le M_{c,Rdnet}$	$\|0,81\| < 5,99$	vérifié		(0,13)
A_v =	10,40 [cm²]		Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p*t_p$
$A_{v,net}$ =	7,52 [cm²]		Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{vnet}=A_v-n_v*d_0$
$V_{pl,Rd}$ =	165,12 [kN]		Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd}=(A_v*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})$
$\|0.5*V_{b1,Ed}\| \le V_{pl,Rd}$	$\|14,54\| < 165,12$	vérifié		(0,09)

Vérification de la résistance de la section de la poutre affaiblie par les trous

A_t =	9,58	[cm²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net}$ =	7,03	[cm²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \ge (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$	$0,66 < 0,88$			
W_{net} =	80,20	[cm³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet}$ =	22,06	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/\gamma_{M0}$
$\|M_0\| \le M_{c,Rdnet}$	$\|1,62\| < 22,06$	vérifié		(0,07)
A_v =	19,17 [cm²]		Aire de la section efficace en cisaillement	
$A_{v,net}$ =	16,61 [cm²]		Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{vnet}=A_v-n_v*d_0$
$V_{pl,Rd}$ =	304,36 [kN]		Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd}=(A_v*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})$
$\|V_{b1,Ed}\| \le V_{pl,Rd}$	$\|29,08\| < 304,36$	vérifié		(0,10)

Résistance des soudures

Soudures d'angle entre la platine et la poutre principale

A_w =	6,50	[cm²]	Aire de la section de la soudure	$A_w = h_p*a_{gp}$
σ =	51,62	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	$\sigma = 0.5 * [N_{b1,Ed}/A_s + M_0/W_{yw}]$
$\sigma_\perp$ =	36,50	[MPa]	Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure	$\sigma_\perp=\sigma/\sqrt{2}$
$\|\sigma_\perp\| \le 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	$\|36,50\| < 280,80$	vérifié		(0,13)
$\tau_\perp$ =	36,50	[MPa]	Contrainte tengentielle perpendiculaire	$\tau_\perp=\sigma_\perp$
τ_{II} =	22,37	[MPa]	Contrainte tengentielle parallèle	$\tau_{II}=0.25*V_{b1,Ed}/A_w$
β_w =	0,85		Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2+3*(\tau_{II}^2+\tau_{\perp}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	82,65 < 367,06	vérifié	(0,23)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,47

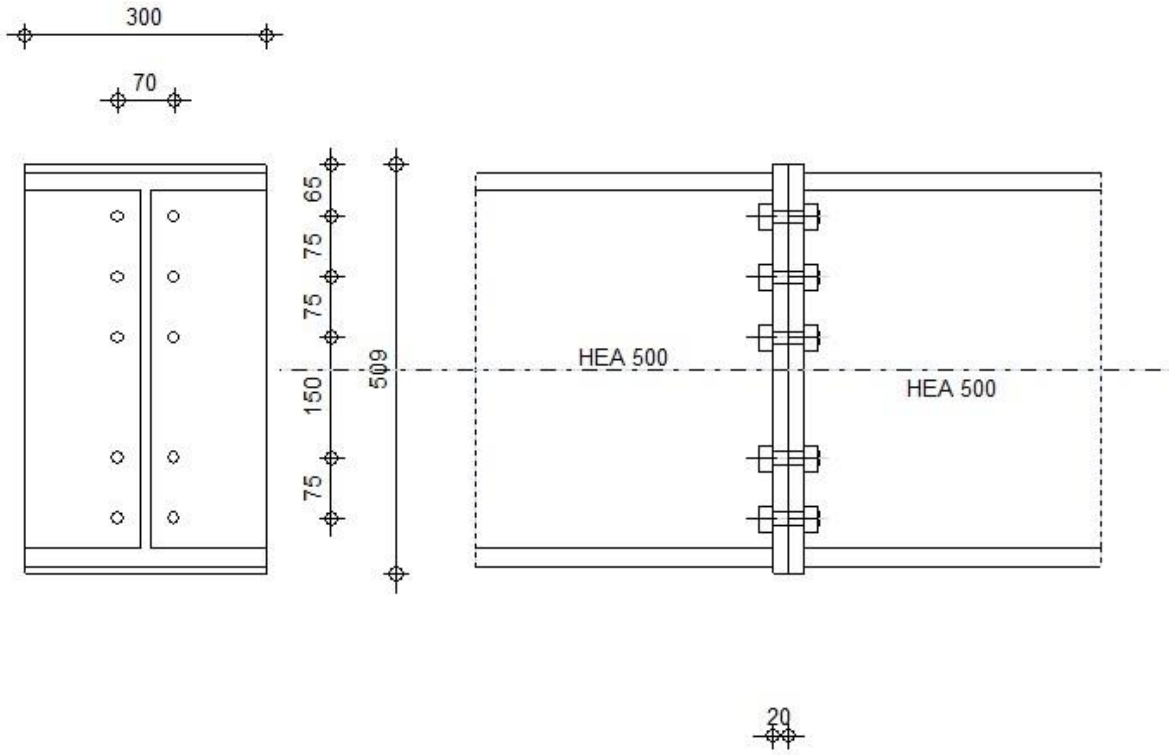
Robot Structural Analysis Professional 2026

Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio **0,43**



Général

Assemblage N°:	2
Nom de l'assemblage:	Poteau - Poteau
Noeud de la structure:	17
Barres de la structure:	1, 2

Géométrie

Gauche

Poutre

Profilé:			HEA 500
Barre N°:			1
α =	-180,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
h_{bl} =	490	[mm]	Hauteur de la section de la poutre

α =	-180,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
b_{fbl} =	300	[mm]	Largeur de la section de la poutre
t_{wbl} =	12	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
t_{fbl} =	23	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
r_{bl} =	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
A_{bl} =	197,54	[cm^2]	Aire de la section de la poutre
I_{xbl} =	86974,80	[cm^4]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 275

f_{yb} = 275,00 [MPa] Résistance

Droite

Poutre

Profilé: HEA 500

Barre N°: 2

α =	-0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
h_{br} =	490	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
b_{fbr} =	300	[mm]	Largeur de la section de la poutre
t_{wbr} =	12	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
t_{fbr} =	23	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
r_{br} =	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
A_{br} =	197,54	[cm^2]	Aire de la section de la poutre
I_{xbr} =	86974,80	[cm^4]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 275

f_{yb} = 275,00 [MPa] Résistance

Boulons

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

d =	16	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon

d =	16	[mm]	Diamètre du boulon
F_{tRd} =	113,04	[kN]	Résistance du boulon à la traction
n_h =	2		Nombre de colonnes des boulons
n_v =	5		Nombre de rangées des boulons
h_1 =	65	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement e_i = 70 [mm]

Entraxe p_i = 75;75;150;75 [mm]

Platine

h_{pr} =	509	[mm]	Hauteur de la platine
b_{pr} =	300	[mm]	Largeur de la platine
t_{pr} =	20	[mm]	Epaisseur de la platine

Matériau: S 235

f_{ypr} = 235,00 [MPa] Résistance

Soudures d'angle

a_w =	9	[mm]	Soudure âme
a_f =	17	[mm]	Soudure semelle

Coefficients de matériau

γ_{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M3} =	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 60: G+Q-1.5EX (2+3)*1.00+8*-1.50

$M_{b1,Ed}$ =	-80,91	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed}$ =	-38,85	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed}$ =	-16,75	[kN]	Effort axial dans la poutre droite

$M_{b1,Ed}$ = -80,91 [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

Résultats

Résistances de la poutre

COMPRESSION

A_b = 197,54 [cm^2] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd}$ = 5432,30 [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

A_{vb} = 74,72 [cm^2] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd}$ = 1186,31 [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,03 < 1,00	vérifié	(0,03)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

W_{plb} = 3949,08 [cm^3] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd}$ = 1086,00 [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

W_{pl} = 3949,08 [cm^3] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd}$ = 1086,00 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd}$ = 1086,00 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

h_f = 467 [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd}$ = 2325,48 [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

VERIFICATION DES ASSEMBLAGES

Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	19	-	115	-	75	118	151	118	151	134	79	79	79
2	19	-	115	-	112	118	219	118	219	225	112	112	112
3	19	-	115	-	112	118	219	118	219	225	112	112	112
4	19	-	115	-	75	118	219	118	219	150	75	75	75
5	19	-	115	-	75	118	219	118	219	134	147	134	147

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

$l_{eff,cp}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires

$l_{eff,nc}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires

$l_{eff,1}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1

$l_{eff,2}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2

$l_{eff,cp,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

$l_{eff,nc,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

$l_{eff,1,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1

$l_{eff,2,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la compression

$N_{j,Rd} = Min (N_{cb,Rd})$

$N_{j,Rd}$ = 5432,30 [kN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)

Résistance de l'assemblage à la flexion

$F_{t,Rd}$ = 113,04 [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd}$ = 260,58 [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = Min (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega \, b_{eff,t,wc} \, t_{wc} \, f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = Min (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} \, t_{wb} \, f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = Min (F_{t1,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 390,18$	390,18	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 2325,48$	2325,48	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = Min (F_{t2,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 390,18$	390,18	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 2325,48 - 226,08$	2099,40	Aile de la poutre - compression

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 452,16 - 226,08$	226,08	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 630,40 - 226,08$	404,32	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd}\ h_2/h_1$

$F_{t2,Rd}$ = 185,56 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min}\ (F_{t3,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 390,18$	390,18	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 2325,48 - 411,64$	1913,83	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 452,16 - 185,56$	266,60	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 742,50 - 185,56$	556,94	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 678,24 - 411,64$	266,60	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1001,65 - 411,64$	590,01	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd}\ h_3/h_1$

$F_{t3,Rd}$ = 104,53 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd}\ h_3/h_2$

$F_{t3,Rd}$ = 104,53 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}\ (F_{t4,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,wb,Rd(4)}$ = 390,18	390,18	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 521,15	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd}$ - $\sum_1^3 F_{tj,Rd}$ = 2325,48 - 516,18	1809,30	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)}$ - $\sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 452,16 - 104,53	347,63	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)}$ - $\sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 618,75 - 104,53	514,22	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)}$ - $\sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 678,24 - 290,10	388,14	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)}$ - $\sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 990,00 - 290,10	699,90	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)}$ - $\sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 904,32 - 516,18	388,14	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)}$ - $\sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 1249,15 - 516,18	732,98	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd}\ h_4/h_1$

$F_{t4,Rd}$ = 64,02 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd}\ h_4/h_2$

$F_{t4,Rd}$ = 64,02 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t5,Rd}$ = Min ($F_{t5,Rd,comp}$)	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)}$ = 226,08	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)}$ = 390,18	390,18	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 521,15	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd}$ - $\sum_1^4 F_{tj,Rd}$ = 2325,48 - 580,19	1745,28	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)}$ - $\sum_4^4 F_{tj,Rd}$ = 452,16 - 64,02	388,14	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)}$ - $\sum_4^4 F_{tj,Rd}$ = 732,63 - 64,02	668,62	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)}$ - $\sum_4^3 F_{tj,Rd}$ = 678,24 - 168,55	509,69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)}$ - $\sum_4^3 F_{tj,Rd}$ = 1103,88 - 168,55	935,34	Ame de la poutre - traction - groupe

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd}$ = 904,32 - 354,11	550,21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd}$ = 1475,13 - 354,11	1121,02	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd}$ = 1130,40 - 580,19	550,21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd}$ = 1734,29 - 580,19	1154,10	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd}\ h_5/h_1$

$F_{t5,Rd}$ = 23,50 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd}\ h_5/h_2$

$F_{t5,Rd}$ = 23,50 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	418	226,08	-	-	226,08	390,18	226,08	521,15
2	344	185,56	-	-	226,08	390,18	226,08	521,15
3	194	104,53	-	-	226,08	390,18	226,08	521,15
4	118	64,02	-	-	226,08	390,18	226,08	521,15
5	44	23,50	-	-	226,08	390,18	226,08	521,15

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j\ F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 187,19 [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,43 < 1,00 vérifié (0,43)

Résistance de l'assemblage au cisaillement

α_v = 0,60 Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]

β_{Lf} = 0,96 Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

$F_{v,Rd}$ = 92,44 [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,max}$ = 113,04 [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

α_v =	0,60		Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int}$ =	230,40	[kN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext}$ =	230,40	[kN]	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	226,08	-3,35	226,08	97,72	94,37	129,75
2	226,08	-3,35	185,56	80,21	76,86	139,98
3	226,08	-3,35	104,53	45,18	41,83	160,44
4	226,08	-3,35	64,02	27,67	24,32	170,67
5	226,08	-3,35	23,50	10,16	6,81	180,90

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$

$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd} , n_h F_{b,Rd})$

$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$ [Tableau 3.4]

$V_{j,Rd}$ =	781,75	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	[Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0,05 < 1,00	vérifié	(0,05)

Résistance des soudures

A_w =	149,76	[cm^2]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
A_{wy} =	79,56	[cm^2]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]

VERIFICATION DES ASSEMBLAGES

Résistance des soudures

A_w =	149,76	[cm^2]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
A_{wz} =	70,20	[cm^2]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
I_{wy} =	45182,25	[cm^4]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp max}=\tau_{\perp max}$ =	-27,83	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp}=\tau_{\perp}$ =	-25,48	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
τ_{II} =	-5,53	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
β_w =	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	55,65 < 360,00	vérifié	(0,15)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	51,86 < 360,00	vérifié	(0,14)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	27,83 < 259,20	vérifié	(0,11)

Rigidité de l'assemblage

t_{wash} =	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
h_{head} =	12	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
h_{nut} =	16	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
L_b =	65	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
k_{10} =	4	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	hj	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j}\ h_j$	$k_{eff,j}\ h_j^2$
					Somme	40,10	1241,57
1	418	∞	∞	85	4	14,82	620,35
2	344	∞	∞	122	4	12,48	428,73
3	194	∞	∞	122	4	7,03	136,05

Nr	hj	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j}\ h_j$	$k_{eff,j}\ h_j^2$
4	118	∞	∞	81	4	4,18	49,54
5	44	∞	∞	128	4	1,59	6,90

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j}\ h_j^2 / \sum_j k_{eff,j}\ h_j$

z_{eq} = 310 [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j}\ h_j / z_{eq}$

k_{eq} = 13 [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$S_{j,ini} = E\ z_{eq}^2\ k_{eq}$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini}$ = 260730,28 [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

μ = 1,00 Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

S_j = 260730,28 [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig}$ = 1191177,13 [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin}$ = 23823,54 [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE

Composant le plus faible:

RUPTURE DES BOULONS

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,43

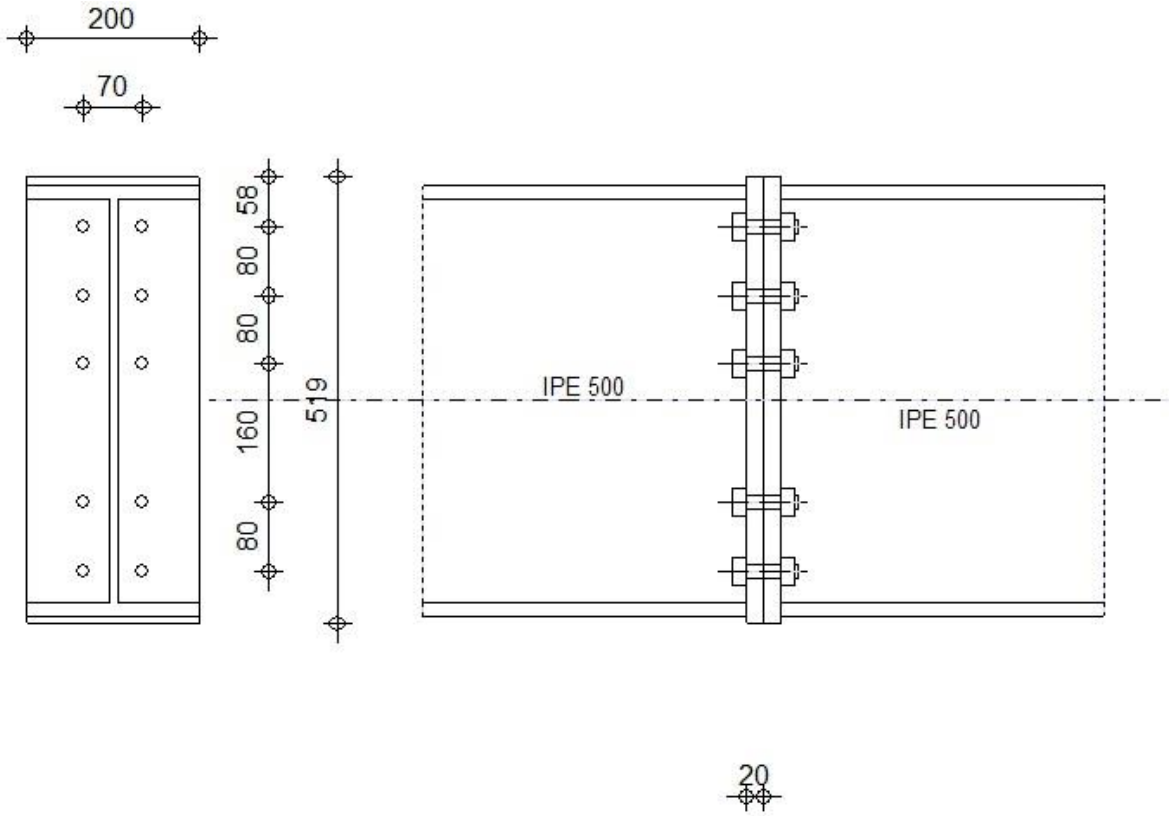
Robot Structural Analysis Professional 2026

Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio
0,28



Général

Assemblage N°:	11
Nom de l'assemblage:	Poutre - poutre
Noeud de la structure:	17
Barres de la structure:	1, 2

Géométrie

Gauche

Poutre

Profilé:	IPE 500
Barre N°:	1

α =	-180,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
h_{bl} =	500	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
b_{fbl} =	200	[mm]	Largeur de la section de la poutre
t_{wbl} =	10	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
t_{fbl} =	16	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
r_{bl} =	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
A_{bl} =	115,52	[cm^2]	Aire de la section de la poutre
I_{xbl} =	48198,50	[cm^4]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 275

f_{yb} = 275,00 [MPa] Résistance

Droite

Poutre

Profilé: IPE 500

Barre N°: 2

α =	-0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
h_{br} =	500	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
b_{fbr} =	200	[mm]	Largeur de la section de la poutre
t_{wbr} =	10	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
t_{fbr} =	16	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
r_{br} =	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
A_{br} =	115,52	[cm^2]	Aire de la section de la poutre
I_{xbr} =	48198,50	[cm^4]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 275

f_{yb} = 275,00 [MPa] Résistance

Boulons

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

d =	16	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
F_{tRd} =	113,04	[kN]	Résistance du boulon à la traction
n_h =	2		Nombre de colonnes des boulons
n_v =	5		Nombre de rangées des boulons
h_1 =	58	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement e_i = 70 [mm]

Entraxe p_i = 80;80;160;80 [mm]

Platine

h_{pr} =	519	[mm]	Hauteur de la platine
b_{pr} =	200	[mm]	Largeur de la platine
t_{pr} =	20	[mm]	Epaisseur de la platine

Matériau: S 235

f_{ypr} = 235,00 [MPa] Résistance

Soudures d'angle

a_w =	8	[mm]	Soudure âme
a_f =	12	[mm]	Soudure semelle

Coefficients de matériau

γ_{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M3} =	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 60: G+Q-1.5EX (2+3)*1.00+8*-1.50

$M_{b1,Ed}$ =	-54,66	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed}$ =	-19,43	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite

$M_{b1,Ed}$ = -54,66 [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed}$ = 30,67 [kN] Effort axial dans la poutre droite

Résultats

Résistances de la poutre

TRACTION

A_b = 115,52 [cm^2] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]

$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{tb,Rd}$ = 3176,86 [kN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

A_{vb} = 59,87 [cm^2] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd}$ = 950,63 [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	vérifié	(0,02)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

W_{plb} = 2194,26 [cm^3] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd}$ = 603,42 [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

W_{pl} = 2194,26 [cm^3] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd}$ = 603,42 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd}$ = 603,42 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

h_f = 484 [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd}$ = 1246,74 [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	21	-	65	-	80	131	167	131	167	145	124	124	124
2	21	-	65	-	120	131	165	131	165	240	120	120	120
3	21	-	65	-	120	131	165	131	165	240	120	120	120
4	21	-	65	-	80	131	165	131	165	160	80	80	80
5	21	-	65	-	80	131	165	131	165	145	122	122	122

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

$l_{eff,cp}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires

$l_{eff,nc}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires

$l_{eff,1}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1

$l_{eff,2}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2

$l_{eff,cp,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

$l_{eff,nc,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

$l_{eff,1,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1

$l_{eff,2,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la traction

$F_{t,Rd}$ =	113,04	[kN]	Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$B_{p,Rd}$ =	260,58	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement	[Tableau 3.4]

$N_{j,Rd} = Min (N_{tb,Rd} , n_v n_h F_{t,Rd} , n_v n_h B_{p,Rd})$

$N_{j,Rd}$ =	1130,40	[kN]	Résistance de l'assemblage à la traction	[6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,03 < 1,00	vérifié	(0,03)

Résistance de l'assemblage à la flexion

$F_{t,Rd}$ =	113,04	[kN]	Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$B_{p,Rd}$ =	260,58	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement	[Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = Min (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega\ b_{eff,t,wc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = Min (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb}\ t_{wb}\ f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = Min (F_{t1,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 367,45$	367,45	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 1246,74$	1246,74	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = Min (F_{t2,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,ep,Rd(2)}$ = 226,08	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)}$ = 367,45	367,45	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 521,15	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 1246,74 - 226,08	1020,66	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 452,16 - 226,08	226,08	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 685,74 - 226,08	459,66	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd}\ h_2/h_1$

$F_{t2,Rd}$ = 184,97 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t3,Rd}$ = Min ($F_{t3,Rd,comp}$)	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)}$ = 226,08	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)}$ = 367,45	367,45	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 521,15	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd}$ - $\sum_1^2 F_{tj,Rd}$ = 1246,74 - 411,05	835,68	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)}$ - $\sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 452,16 - 184,97	267,19	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)}$ - $\sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 673,20 - 184,97	488,23	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)}$ - $\sum_2^1 F_{tj,Rd}$ = 678,24 - 411,05	267,19	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)}$ - $\sum_2^1 F_{tj,Rd}$ = 1022,34 - 411,05	611,28	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd}\ h_3/h_1$

$F_{t3,Rd}$ = 102,76 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd}\ h_3/h_2$

$F_{t3,Rd}$ = 102,76 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t4,Rd}$ = Min ($F_{t4,Rd,comp}$)	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)}$ = 226,08	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)}$ = 367,45	367,45	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 521,15	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd}$ - $\sum_1^3 F_{tj,Rd}$ = 1246,74 - 513,82	732,92	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)}$ - $\sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 451,58 - 102,76	348,82	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)}$ - $\sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 561,00 - 102,76	458,24	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)}$ - $\sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 678,24 - 287,74	390,50	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)}$ - $\sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 897,60 - 287,74	609,86	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)}$ - $\sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 904,32 - 513,82	390,50	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)}$ - $\sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 1246,74 - 513,82	732,92	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd}\ h_4/h_1$

$F_{t4,Rd}$ = 61,66 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd}\ h_4/h_2$

$F_{t4,Rd}$ = 61,66 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t5,Rd}$ = Min ($F_{t5,Rd,comp}$)	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)}$ = 226,08	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)}$ = 367,45	367,45	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 521,15	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd}$ - $\sum_1^4 F_{tj,Rd}$ = 1246,74 - 575,48	671,26	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)}$ - $\sum_4^4 F_{tj,Rd}$ = 452,16 - 61,66	390,50	Platine d'about - traction - groupe

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd}$ = 567,52 - 61,66	505,86	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd}$ = 678,24 - 164,42	513,82	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd}$ = 904,12 - 164,42	739,69	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd}$ = 904,32 - 349,40	554,92	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd}$ = 1240,72 - 349,40	891,32	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd}$ = 1130,40 - 575,48	554,92	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd}$ = 1589,85 - 575,48	1014,38	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd}\ h_5/h_1$

$F_{t5,Rd}$ = 20,55 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd}\ h_5/h_2$

$F_{t5,Rd}$ = 20,55 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	440	226,08	-	-	226,08	367,45	226,08	521,15
2	360	184,97	-	-	226,08	367,45	226,08	521,15
3	200	102,76	-	-	226,08	367,45	226,08	521,15
4	120	61,66	-	-	226,08	367,45	226,08	521,15
5	40	20,55	-	-	226,08	367,45	226,08	521,15

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j\ F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 194,84 [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,28 < 1,00 vérifié (0,28)

Résistance de l'assemblage au cisaillement

α_v =	0,60		Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
β_{Lf} =	0,95		Coefficient réducteur pour les assemblages longs	[3.8]
$F_{v,Rd}$ =	91,68	[kN]	Résistance d'un boulon au cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max}$ =	113,04	[kN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int}$ =	230,40	[kN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext}$ =	230,40	[kN]	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	226,08	6,13	226,08	63,43	69,56	143,07
2	226,08	6,13	184,97	51,89	58,03	149,75
3	226,08	6,13	102,76	28,83	34,96	163,11
4	226,08	6,13	61,66	17,30	23,43	169,79
5	226,08	6,13	20,55	5,77	11,90	176,47

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$

$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd} , n_h F_{b,Rd})$

$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$ [Tableau 3.4]

$V_{j,Rd}$ =	802,20	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	[Tableau 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$		0,02 < 1,00	vérifié	(0,02)

VERIFICATION DES ASSEMBLAGES

Résistance des soudures

A_w =	103,63	[cm^2]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
A_{wy} =	35,47	[cm^2]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
A_{wz} =	68,16	[cm^2]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
I_{wy} =	28751,86	[cm^4]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp max}=\tau_{\perp max}$ =	32,74	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp}=\tau_{\perp}$ =	30,73	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
τ_{II} =	-2,85	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
β_w =	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	65,48 < 360,00	vérifié	(0,18)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	61,65 < 360,00	vérifié	(0,17)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	32,74 < 259,20	vérifié	(0,13)

Rigidité de l'assemblage

t_{wash} =	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
h_{head} =	12	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
h_{nut} =	16	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
L_b =	58	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
k_{10} =	4	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	hj	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j}$ h_j	$k_{eff,j}$ h_j^2
					Somme	45,92	1505,57
1	440	∞	∞	99	4	17,52	770,96
2	360	∞	∞	95	4	14,29	514,55

Nr	hj	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j}\ h_j$	$k_{eff,j}\ h_j^2$
3	200	∞	∞	95	4	7,94	158,81
4	120	∞	∞	64	4	4,57	54,89
5	40	∞	∞	97	4	1,59	6,36

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j}\ h_j^2 / \sum_j k_{eff,j}\ h_j$

z_{eq} = 328 [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j}\ h_j / z_{eq}$

k_{eq} = 14 [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$S_{j,ini} = E\ z_{eq}^2\ k_{eq}$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini}$ = 316169,14 [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

μ = 1,00 Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

S_j = 316169,14 [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig}$ = 210868,44 [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin}$ = 4217,37 [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

Composant le plus faible:

RUPTURE DES BOULONS

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,28