

Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2023

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées

Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

HARMALI Silina

NAHNAH Mahdi

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Structures**

Thème :

Etude d'un parking à ossature métallique

Devant le jury composé de :

Nom et prénom	Grade	UAMOB	Président
Mr .ARBAOUIA	Pr	UAMOB	Encadreur
	MAA	UAMOB	Examinatrice
	MCA	UAMOB	Examineur

Année Universitaire 2022-2023

Remerciement

En premier lieu, nous tenons à remercier ALLAH, le tout puissant de nous avoir donné la force pour accomplir ce travail.

Nous tenons à exprimer toute nous reconnaissance à notre encadreur de mémoire, Mr LARBAOUI. Nous la remercions de nous avoir encadrés, orienté, aidé et conseillé.

Nous adressons nos sincères remerciement, aux membres du jury, d'avoir accepté d'examiner et d'évaluer le travail.

Vient aussi aux enseignants, aux responsables et aux personnels du département de génie civil, qui ont déployé des efforts inlassables tout au long de notre parcours universitaire.

Nos vifs remerciements vont également à nos chers parents qui ont toujours été là pour nous.

Enfin, nos sincères gratitudes vont vers tous ceux qui ont contribués de près ou de loin à l'élaboration de notre travail et en particulier les ingénieurs Messieurs, HANAFLI.S, ABOU ABDSALAM .H et LABDAOUI.S

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail réalisé grâce à Dieu le tout
puissant :*

*A Mes parents qui m'a aidé et ma encouragé durant toutes
mes études*

A mes sœurs : Nadjoua, Nouha, Kenza et ma nièce Aylín

A mes frères : Yacine, Radouan, Aimad

*A mes amis qui étaient toujours là pour me conseiller, me
soutenir, m'encourager et prier pour moi*

A ma belle-famille

A tous ce que j'aime.

Sílina

Dédicace

C'est grâce à ALLAH seul que j'ai pu achever ce travail. Je

dédie ce mémoire à :

*A ma chère maman et mon cher père qui ont tant donné
pour me voir réussir, que DIEU les garde pour moi.*

A mes chères sœurs

A mes frères

*A mes amis qui étaient toujours là pour me conseiller, me
soutenir, m'encourager et prier pour moi*

A ma belle-famille

A tous ce que j'aime.

Mahdi

Résumé

Le but de ce projet de fin d'étude est d'étudier un parking à ossature métallique situé dans la wilaya d'Alger. La descente des charges a été effectuée pour l'étude initiale des éléments porteurs. Ensuite, l'étude du plancher mixte composé d'une tôle nervurée des connecteurs et d'une dalle de compression en béton armé a été menée.

Mots clés : Charpente métallique, plancher mixte, assemblage.

Abstract

This end-of-study project consists of studying a car park with a metal frame, located in the wilaya of Algiers. Is carried out in several stages. We started by lowering the loads for the initial study of the load-bearing elements, then the study of the mixed floor which is composed of a ribbed sheet of connectors and a reinforced concrete compression slab was studied, subsequently a seismic study according to the RPA99 regulation (2003 version). Finally, we finished by calculating the various necessary assemblies as well as the foundations.

Keywords: Steel frame, composite floor, assembly

ملخص

الهدف من هذا المشروع نهائية الدراسة هذا من دراسة موقف سيارات بهيكل معدني ، يقع في ولاية الجزائر. يتم تنفيذها على عدة مراحل. بدأنا بتخفيض الأحمال للدراسة الأولية للعناصر الحاملة ، ثم تمت دراسة الأرضية المختلطة المكونة من صفيحة مضلعة من الوصلات ولوح ضغط خرساني مقوى ، ثم دراسة زلزالية وفقاً لـ RPA99 التنظيم (إصدار 2003). أخيراً ، انتهينا من حساب التجميعات الضرورية المختلفة وكذلك الأساسات.

الكلمات الرئيسية: إطار فولاذي ، أرضية مركبة ، تجميع.

Sommaire

Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des notations	
Introduction générale	1

Chapitre I:Généralité

I.1. Introduction.....	3
I.1.1. Avantages	3
I.1.2. Inconvénients	3
I.2. Présentation.....	4
I.3. Caractéristique et géométrie.....	4
I.4. Les éléments de la structure	5
I.4.1. La toiture.....	5
I.4.2. Les planchers	6
I.4.3. L'escalier	6
I.4.4. Les rampes	6
I.5. Les données concernant le site	7
I.6. Modélisation et règlement utilisés.....	7
I.7. Matériaux utilisés	7
I.7.1. Acier	7
I.7.2. Béton	7
I.8. Ossature et contreventement	8
I.9. Les Assemblages	8

ChapitreII: évaluation des charges et surcharge

II.1. Introduction	10
Charge permanente.....	10
II.2. Surcharges d'exploitation.....	10

Sommaire

II.3. Charge climatique	11
II.3.1. Charge de la neige	11
II.3.2. Charge de vent	12
Conclusion	14

ChapitreIII: Pré-dimensionnement des éléments porteurs

III. Introduction	16
III.1. Pré dimensionnement des solives	16
III.1.1. L'entraxe des solives	16
III.2. Pré dimensionnement des poutres principales.....	19
III.3. Pré dimensionnement des poteaux.....	21
III.3.1. Charges permanentes.....	21
III.3.2. Charge d'exploitation	21
III.3.3. Combinaisons des charges	22
III.3.4. Section du poteau	22
III.3.5. Vérification de la condition de la résistance :	22
III.4. Conclusion	24

ChapitreIV: Pré-dimensionnement des éléments secondaires

IV. Introduction.....	26
IV.1. Pannes	26
IV.1.1. Données de calcul	26
IV.1.2. Evaluation des charges et surcharges	26
IV.1.3. Les Combinaisons.....	28
IV.1.3.1. Actions vers le bas	28
IV.1.3.2. Actions vers le haut t.....	29
IV.1.4. Vérification à (ELU)	29
IV.2. Etude des liernes	35
IV.2.1. Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes.....	35

Sommaire

IV.3. Etude des échantignoles	37
IV.3.1. Dimensionnement de l'échantignolle	37
IV.4. ETUDE DES ESCALIERS:	38
IV.4.1. Pré-dimensionnement des marches.....	39
IV.4.2. Pré dimensionnement des Limons	40
IV.4.2.1. L'évaluation des charges et des surcharges	41
IV.4.3. Palier	42
IV.4.3.1. La tôle	42
IV.4.4. Pré dimensionnement de la poutre palière	44
IV.4.4.1. Evaluation des charges.....	44
IV.3.6. Pré dimensionnement de la poutre d'appuis	44

ChapitreV: Le plancher mixte

V. Introduction.....	47
V.1. Dimensions de la section mixte	47
V.2. Vérification de la tôle profilée	48
V.3. Etude de la dalle collaborant	48
V.3.1. Vérification au stade de montage	48
V.3.2. Vérification au stade final	49
V.4. Ferrailage de la dalle pleine	52
V.5. Etude des connecteurs.....	56
V.5.1. Choix des dimensions des connecteurs suivant Eurocode4	56
V.5.3. Calcule de L'effort total de cisaillement	58
V.6. Conclusion.....	58

ChapitreVI: Etude sismique

VI. Introduction.....	60
VI.1. Méthode statique équivalente.....	60
VI.1.1. Coefficient d'accélération	60

Sommaire

VI.1.2. Facteur d'amplitude dynamique	60
VI.1.3. Facteur de correction d'amortissement	61
VI.1.4. Coefficient de comportement	61
VI.1.5. Calcul de la période fondamentale de la structure.....	61
VI.1.6. Facteur de qualité.....	62
VI.1.7. Calcul de poids total de la structure $W(t)$	62
VI.1.8. Calcul de force sismique totale.....	63
VI.1.9. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	63
VI.2. Etude dynamique 3D avec un système de stabilité verticale	65
VI.2.1. Résultante des forces sismiques	66
VI.2.2. Vérification des déplacements relatifs	67

Chapitre VII: Assemblage

VII. Introduction	69
VII.1. Caractéristiques géométriques et mécaniques de l'assemblage	69
VII.1.1. Zone cisailée.....	70
VII.1.2. Zone comprimée	70
VII.1.3. Résistance de la zone tendue côté poutre	70
VII.1.4. Calcul des efforts résistants côté poteau.....	71
VII.1.5. Résistance de la zone tendue côté poutre	72
VII.1.6. Résistance en flexion Platine.....	73
VII.1.7. La résistance de la platine par boulon.....	73
VII.2. Vérification des assemblages	75
VII.2.1. Vérification de pieds poteau HEB450	75
VII.2.2. Vérification de l'assemblage poteau HEA450 avec IPE360.....	83
VII.2.3. Vérification de l'assemblage des panne IPE360	91
VII.2.4. Vérification de l'assemblage traverse HEA500-Solive IPE240.....	97

Sommaire

Chapitre VIII: L'infrastructure

VIII.1. Introduction.....	102
VIII.2. Choix du type de fondation.....	Error! Bookmark not defined.
VIII.2.1. Type des fondations	102
VIII.2.2. Dimensionnement de la semelle	103
VIII.2.2.1. Détermination de (A et B)	103
VIII.2.2.2. Hauteur totale de la semelle	103
VIII.2.3. Vérification de la stabilité	103
VIII.2.4. Calcul de ferrailage.....	104
VIII.3. Étude des longrines	106
VIII.3.1. Calcul du ferrailage	106
VIII.3.2. Calcul les armatures longitudinales	106
VIII.3.3. Armatures minimales.....	106
VIII.3.4. Vérification de condition de non fragilité	106
VIII.3.5. Calcul des armatures transversales	107
VIII.3.6. Calcul d'espacement des cadres.....	107
VIII.4. Mur de soutènement.....	107
VIII.4.1. Evaluation des charges agissant sur le mur de soutènement.....	107
VIII.4.1. Détermination du ferrailage du mur de soutènement :	107
Conclusion générale	111
Références bibliographiques	
Annexes	

Liste des figures

Figure I. 1: vue de la structure en 3D.	4
Figure I. 2: Panneau sandwich.	5
Figure I. 3: Plancher mixte collaborant acier béton.	6
Figure II. 1: Charge d'exploitation ponctuelle de poutres.	11
Figure III. 1: Disposition (en plan) des éléments de structure.	17
Figure IV. 1: Schéma statique des charges permanentes sur les pannes.	26
Figure IV. 2: Schéma statique des charges d'entretiens sur les pannes.	27
Figure IV. 3: Schéma statique des surcharges de neige N sur les pannes.	28
Figure IV. 4: Schéma statique des surcharges du vent V sur les pannes.	28
Figure IV. 5: Panne de toiture sous la flexion.	30
Figure IV. 6: Panne de toiture et les différents plans de chargement.	31
Figure IV. 7: Déversement d'une poutre de toiture.	32
Figure IV. 8: Coupe transversale des liens.	35
Figure IV. 9: Efforts dans les liernes de toiture.	35
Figure IV. 10: Disposition de l'échantignole.	37
Figure IV. 11: Vue d'un escalier.	39
Figure IV. 12: Disposition et dimension des éléments des escaliers.	40
Figure IV. 13: limon.	40
Figure IV. 14: Détail C de support de marche.	41
Figure V. 1: Section mixte (solive+dalle).	47
Figure V. 2: Dimensions de la tôle TN40.	48
Figure V. 3: Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (flexion positive).	51
Figure V. 4: Schéma d'un goujon.	56
Figure V. 5: Goujons à tête soudés en présence d'une dalle mixte à bac collaborant.	57
Figure V. 6: Disposition des connecteurs.	58

Liste des figures

Figure VI. 1: Diagramme de force sismique, effort tranchant.	64
Figure VI. 2: vue de la structure en 3d.	65
Figure VI. 3: vue YZ.	65
Figure VI. 4: vue XZ.	65
Figure VII. 1:Caractéristiques géométrique d'assemblage poutre-poteau.	69
Figure VIII. 1: les dimensionnements de la semelle.	103
Figure VIII. 2: Dimension des semelles et disposition constructive des armatures.	105
Figure VIII. 3: Ferrailage de longrine.	107
Figure VIII. 4: Section du calcul du ferrailage pour mur de soutènement.	108

Liste des tableaux

Tableau II. 3: caractéristiques de notre terrain (RNV 2013,tableau 2.5 p 53).	13
Tableau II. 4: Valeurs négatives de la pression du vent V1.....	14
Tableau II. 5: Valeurs positives de la pression du vent V2.	14
Tableau III. 1: Caractéristiques du profilé IPE360.....	18
Tableau III. 2: Caractéristiques du profilé HEA360.	20
Tableau IV. 1: Les caractéristiques du profilé IPE 200.....	29
Tableau VI. 1: Coefficients d'accélération.	60
Tableau VI. 2: Valeurs de T1 et T2.....	61
Tableau VI. 3: Valeur de ε (%).	61
Tableau VI. 4: Valeurs du coefficient de comportement R.	61
Tableau VI. 5: Valeurs des facteurs de qualité.	62
Tableau VI. 6: Valeurs du coefficient de pondération.....	63
Tableau VI. 7: somme des réactions direction X.	66
Tableau VI. 8: somme des réactions direction Y.	66
Tableau VI. 9: déplacement inter étage résultat robot.....	67
Tableau VII. 1: Bilan des modes de ruine platine.	73

Liste des notions

Liste des notations

Dimensions et caractéristiques de calcul	
Notation	Signification
A	Aire de la section brute.
A_{net}	Aire de la section nette.
A_{eff}	Aire de la section efficace (section4).
A_{fr}	Aire de l'élément de surface balayé par le vent.
A_s	Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
A_v	Aire de cisaillement.
h	Hauteur.
Z_{min}	Hauteur minimale.
b	Largueur.
L	Longueur.
l	Largeur.
lk	Longueur de flambement.
d	Diamètre du fut du goujon.
S	Surface.
L_0	La portée de la poutre.
t	Epaisseur.
tw	Epaisseur de l'âme.
tf	Epaisseur de la semelle.
r	Rayon de raccordement.
t_p	Epaisseur platine d'extrémité.
d	Diamètre nominal du trou.
d_0	Diamètre du trou.
e	Pince longitudinale ou transversale.
p	Entraxe des boulons.

Liste des notions

I_y	Moment d'inertie de flexion maximale.
I_z	Moment d'inertie de flexion maximale.
W_{pl}	Module de résistance plastique de la section.
W_{el}	Module de résistance élastique.
W_{eff}	Module de résistance efficace.
i	Rayon de giration.
I_t	Moment d'inertie de torsion.
F_v	Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
F_t	Résistance des boulons en traction.
F_B	Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées
C_t	Coefficient de topographie.
C_d	Coefficient dynamique.
C_p	Coefficient de pression.
C_e	Coefficient d'exposition au vent.
C_r	Coefficient de rugosité.
C_{fr}	Coefficient de frottement.
C_T	Coefficient, fonction du système de contreventement.
ε	Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient dynamique C_d .
γ_M	Coefficient partiel de sécurité.
γ_v	Coefficient partiel de sécurité.
β	Coefficient minorateur.
μ	Coefficient de frottement / Coefficient de forme.
R	Coefficient de comportement de la structure.
λ	Élancement.
λ_k	Élancement eulérien.
$\tilde{\lambda}$	Élancement réduit.
λ_{LT}	Élancement de l'élément vis-à-vis du déversement.

Liste des notions

χ	Coefficient de réduction pour le flambement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
K_T	Facteur de terrain.
C_1	Facteur sans dimension qui dépend de la nature du diagramme des moments.
β_{My}	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
γ_c	Facteur de résistance du béton.
Q	Facteur de qualité.
D	Facteur d'amplification dynamique moyen.
η	Facteur de correction d'amortissement.
I_w	Facteur de gauchissement.
M	Moment sollicitant.
M_{sd}	Moment fléchissant.
M_{cr}	Moment critique élastique de déversement.
M_{pl}	Moment fléchissant de résistance plastique.
M_{el}	Le moment de résistance élastique.
M_b	Moment résistant de déversement.
M_r	Moment de renversement.
M_s	Moment stabilisant.
V_{sd}	Effort tranchant sollicitant.
V_{pl}	Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.
N	Effort normal.
N_{pl}	Effort normal de plastification.
F_u	La résistance à la traction.
f_y	Limite d'élasticité.
F_{cj}	Résistance caractéristique à la compression.
F_{tj}	Résistance caractéristique à la traction.
$F_{t,Rd}$	Résistance de l'âme du poteau à la traction.

Liste des notions

F_{PC}	Précontrainte de frottement.
F_{fr}	Force de frottements (d'entraînement) éventuelles.
q_p	Pression dynamique de pointe.
W	Pression aérodynamique du vent.
$q_{réf}$	Pression dynamique de référence.
ρ	Masse volumique.
E	Module d'élasticité longitudinale.
G	Module cisaillement / Charge permanente.
Q	Surcharge d'exploitation.
N_{sd}	Effort axial.
$N_{t,rd}$	Résistance ultime plastique en traction.
V_{sd}	Effort de cisaillement.
$V_{pl,rd}$	Résistance ultime en cisaillement.
M_{sd}	Moment fléchissant.
M_{cr}	Moment critique pour le déversement.
$M_{b,rd}$	Moment ultime pour le déversement.
$M_{pl,rd}$	Moment ultime plastique.
$M_{el,rd}$	Moment ultime élastique.
$M_{y,rd}$	Moment ultime compte tenu de l'interaction.
L_{fy}	Longueur de flambement.
λ_{LT}	Elancement fictif de la barre pour le déversement.
X_y	Coefficient de flambement.
X_{LT}	Coefficient de déversement.

K_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
M_{i_y}	Coefficient pour le calcul de K_{fy} .
$M_{i_{LT}}$	Coefficient pour le calcul de K_{LT} .
K_y	Coefficient de réduction en flexion.
C_1	Coefficient pour le calcul du moment critique.
$Beta M_y$	Coefficient dépendant du diagramme des moments.
β_{MLT}	Coefficient dépendant du diagramme des moments.
w	La distance horizontale en les deux files des boulons.
$s=r_c$	Pour les profilés laminés en I ou H.
$b_{eff,c}$	Hauteur efficace de l'âme qui assure la reprise de l'effort transversal de compression.



Introduction générale

Introduction générale

Ce mémoire de fin d'études présente une étude approfondie sur la conception d'une structure de parking en charpente métallique de quatre niveaux, comprenant un sous-sol, dans la wilaya d'Alger à Aïn Naadj. Il s'agit d'une étape cruciale de notre parcours académique en tant qu'étudiant en Master 02 de génie civil spécialité structure à universitaire de Bouira.

Cette étude abordera en détail les différents aspects liés à la conception et à la réalisation de la structure de parking en charpente métallique. Nous examinerons les aspects techniques, tels que les calculs structuraux, les contraintes de charge et les normes de sécurité, pour garantir la stabilité et la sécurité de la structure. Aussi il représente une occasion unique de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus en génie civil à université de Bouira. Il nous permettra de développer des compétences essentielles en matière de conception de structures complexes, de gestion de projet et d'analyse économique.

L'objectif principal de ce mémoire est de fournir une solution efficace et adaptée aux besoins croissants de stationnement dans la wilaya d'Alger à Aïn Naadj. La charpente métallique a été choisie comme méthode de construction en raison de ses avantages tels que sa légèreté, sa résistance et sa flexibilité de conception, qui permettent d'optimiser l'utilisation de l'espace disponible et de faciliter la construction.

Nous espérons que ce mémoire contribuera à résoudre les problèmes de stationnement dans la région et démontrera notre expérience dans le domaine du génie civil.



Chapitre I :
Généralité

I.1. Introduction

Notre projet consiste à dimensionner les éléments d'un parking métallique. Dans ce chapitre, nous ferons une présentation de toutes les données relatives au projet.

L'acier présente plusieurs avantages, c'est pourquoi il a peu à peu remplacé les vieux matériaux de construction comme le béton armé durant le dernier siècle dans les nouvelles structures, et a permis d'aller de plus en plus en hauteur, ainsi de réaliser différentes formes tout en gardant une bonne stabilité, toute fois chaque matériau présente aussi des inconvénients. Les avantages et inconvénients de l'acier sont présentés ci-dessus :

I.1.1. Avantages

- La construction complète du bâtiment est réalisée en atelier grâce à la préfabrication, offrant une précision élevée et une rapidité de montage sur le chantier.
- Les éléments du bâtiment, grâce à leur légèreté, peuvent être facilement transportés voire exportés.
- Sa ductilité confère à l'acier une bonne résistance aux forces sismiques.
- Il est facile d'effectuer des transformations, des adaptations ou des surélévations ultérieures sur une structure en acier.
- Les possibilités architecturales offertes par l'acier sont plus étendues que celles du béton.
- L'utilisation de l'acier peut également contribuer à l'esthétique globale du bâtiment.

I.1.2. Inconvénients

L'utilisation de l'acier présente toutefois deux inconvénients majeurs :

- Sa susceptibilité à la corrosion et sa faible résistance au feu, car il perd rapidement sa résistance structurelle à des températures élevées.
- Le coût élevé associé à l'utilisation de l'acier.

I.2. Présentation

Notre projet dépend d'une étude et des dimensions d'un parking pour véhicules légers. Le parking est composé d'un RDC +3 étage, d'un toit en charpente métallique et d'un sous-sol complètement séparé du voile de soutènement périphérique.

Le parking se trouve dans la wilaya d'Alger à Ain Naadja, qui est classée dans la zone III en raison de sa forte sismicité.

I.3. Caractéristique et géométrique

- ✓ Sens longitudinal, longueur $L = 47.70$ m
- ✓ Sens transversal, largeur $l = 35.00$ m
- ✓ Hauteur S/sol $h_s = 2.8$ m
- ✓ Hauteur RDC $h_r = 2.8$ m
- ✓ Hauteur « 1ere 2ème 3ème » étage $h_E = 2.8$ m
- ✓ Hauteur totale $h_T = 12.6$ m
- ✓ Espacement des pannes $e_{pannes} = 1.20$ m
- ✓ Espacement des solives $e_{solives} = 1.25$ m
- ✓ Toiture a multi versant de pente $\alpha = 10^\circ$

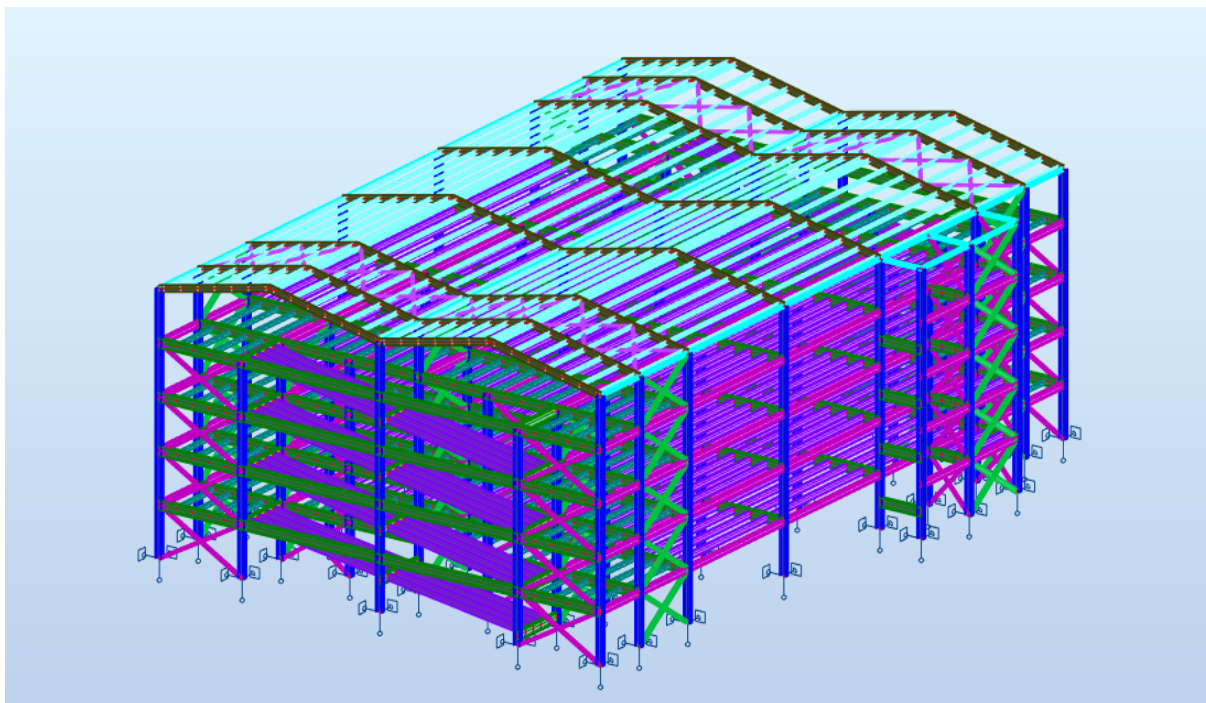


Figure I. 1: vue de la structure en 3D.

I.4. Les éléments de la structure

I.4.1. La toiture

La toiture est construite avec une charpente métallique à versants multiples symétriques. Elle est composée de bacs de couverture reposant sur des pannes en IPE, ainsi que de poutres au vent. La couverture sera réalisée à l'aide de panneaux sandwich.

Les panneaux sandwich offrent plusieurs avantages, notamment :

- Leur capacité à agir en tant que pare-vapeur, contribuant à l'étanchéité du bâtiment.
- Leur capacité à fournir une isolation thermique et une étanchéité à l'eau, améliorant ainsi les performances énergétiques du bâtiment.
- Leur résistance structurelle, leur permettant de supporter des charges importantes.
- Leur facilité et rapidité de montage, ce qui permet de gagner du temps lors de l'installation.

Cependant, il convient de noter que les panneaux sandwich présentent un point faible en ce qui concerne l'étanchéité des joints.

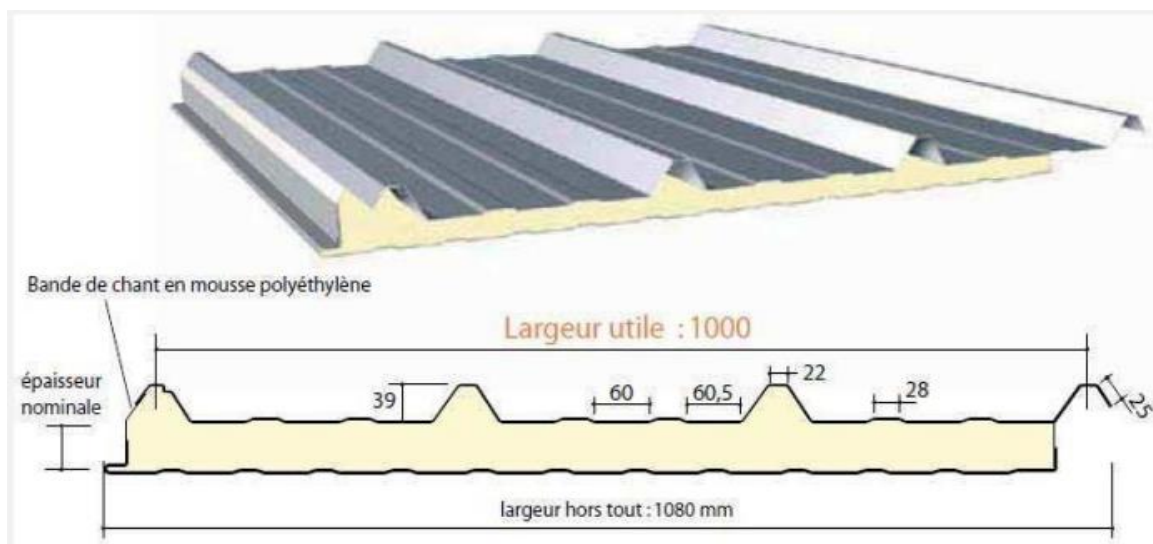


Figure I. 2: Panneau sandwich.

I.4.2. Les planchers

Les planchers des étages courants dans la structure horizontale sont des planchers mixtes, combinant l'acier et le béton, avec une dalle collaborant. Ces planchers sont composés de :

- Une dalle en béton armé, recouverte d'une chape d'une épaisseur de 12 cm.
- Des armatures en acier pour renforcer la dalle en béton.
- Un coffrage perdu de type TN40, utilisé pour soutenir la dalle pendant la construction.
- Des solives qui servent de support structurel pour la dalle.
- Des goujons connecteurs, qui assurent la connexion entre l'acier et le béton, renforçant ainsi la collaboration entre les deux matériaux.

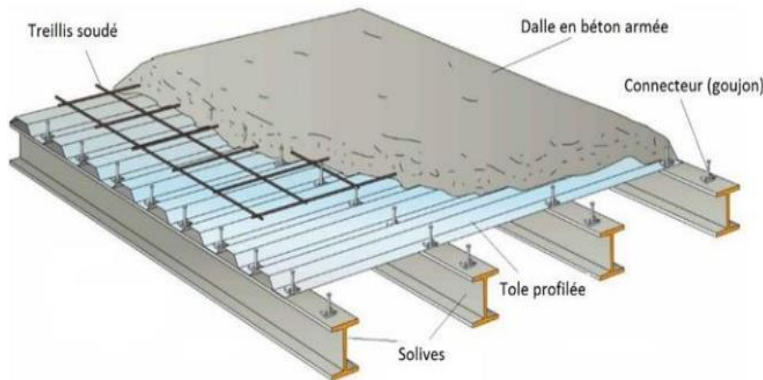


Figure I. 3: Plancher mixte collaborant acier béton.

I.4.3. L'escalier

Les escaliers sont des éléments supplémentaires de la structure qui facilitent la circulation entre les différents niveaux d'un bâtiment. Dans notre cas, la structure comprend un escalier à deux volées, ce qui signifie qu'il est constitué de deux sections d'escalier reliées entre elles par un palier de repos. Le palier de repos offre un espace intermédiaire pour se reposer ou pour faciliter la transition entre les volées d'escalier, améliorant ainsi le confort et la praticité lors de la montée ou de la descente des étages.

I.4.4. Les rampes

La structure comprend également deux rampes reliant chaque demi-plancher structure, une méthode de réduction de la longueur de la rampe tout en maintenant la pente. Une inclinaison raisonnable doit être inférieure à 15 %.

I.5. Les données concernant le site

- ✓ Altitude : 60 m.
- ✓ Zone de neige : zone B.
- ✓ Zone de vent : zone III.
- ✓ Zone sismique : zone III.

I.6. Modélisation et règlement utilisés

Pour la méthode de calcul, on a appliqué le programme Robot pour la détermination des sollicitations sous les différentes combinaisons des charges statiques et dynamiques.

- ✓ **(DTR BC- 4.2)**Charge permanentes et surcharges d'exploitation.
- ✓ **RNV 1999 (DTR C- 4.7)**Surcharges climatique.
- ✓ **RPA99 VERSION 2003 (DTR –BC- 2.48)**.. Charges sismique.
- ✓ **CCM97 (D.T.R –B.C.2.44)**.....Règles de conception et de calcul des structures métallique.

I.7. Matériaux utilisés

I.7.1. Acier

❖ Propriétés mécaniques

L'acier utilisé pour le projet est de la nuance Fe430, avec la désignation E28. Voici les caractéristiques de cet acier :

- ✓ $F_y=275$ MPA.
- ✓ $F_u=430$ MPA.
- ✓ $E =210\ 000$ MPA.

I.7.2. Béton

Le béton est un matériau composé de granulats tels que le sable et les graviers, de liants hydrauliques tels que le ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants. Lorsqu'il est fraîchement mélangé, il est appelé "béton frais". Après sa mise en place, le béton commence à durcir au fil du temps, gagnant progressivement en résistance jusqu'à atteindre sa résistance caractéristique. Ce processus de durcissement peut prendre quelques heures, voire plusieurs semaines, en fonction des conditions environnementales et de la composition du béton.

❖ Propriétés du béton

- ✓ Dosage en ciment 350 kg/m³,
- ✓ $f_{c28} = 25,00$ MPa.
- ✓ $f_{t28} = 2,1$ MPa.
- ✓ $E = 14000$ MPa.

I.8. Ossature et contreventement

La stabilité du bâtiment est assurée par :

❖ Transversalement

Portiques auto-stable + palées de stabilité en X.

❖ Longitudinalement

Palées de stabilité en X dont la toiture est en couverture + palées de stabilité en X.

❖ Horizontalement (Toiture):

Contreventement en X.

I.9. Les Assemblages

Les principaux modes d'assemblage couramment utilisés sont les suivants :

❖ Le boulonnage :

Le boulonnage est largement utilisé dans la construction métallique en raison de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il offre sur le chantier. Il consiste à assembler les différentes pièces en utilisant des boulons et des écrous pour les fixer ensemble de manière sécurisée. Cette méthode permet également de démonter et de réassembler les éléments si nécessaires.

❖ Le soudage :

Le soudage est un processus qui relie deux parties d'un même matériau à l'aide d'un cordon de soudure fabriqué à partir d'un métal d'apport. Ce métal d'apport sert à lier les deux composants à assembler, créant ainsi une connexion solide et durable. Pour garantir des liaisons permanentes et résistantes, le soudage est fréquemment utilisé dans la construction métallique.

Chapitre II :
Évaluation des charges et
surcharges

II.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons aborder les charges qui s'appliquent sur notre structure, notamment les charges permanentes et les charges d'exploitation, ainsi que les effets climatiques. Ces charges ont un impact significatif sur la stabilité de l'ouvrage. Il est donc essentiel de mener une étude approfondie pour déterminer avec précision ces différentes actions. Cette analyse détaillée nous permettra de comprendre et d'évaluer les forces et les contraintes auxquelles la structure sera soumise, garantissant ainsi sa résistance et sa durabilité face aux conditions environnementales et d'utilisation prévues.

Charge permanente

❖ Toiture

- ✓ Panneau sandwich +accessoires de fixation TL75: $G= 20\text{kg/m}^2$

❖ Plancher

- ✓ Poids propre de la dalle en Béton épaisseur 12cm : $G=300\text{kg/m}^2$
- ✓ Poids propre coffrage perdu en TN40 + connecteurs : $G =15\text{kg/m}^2$

II.2. Surcharges d'exploitation

❖ Toiture

Les charges d'exploitation, également appelées surcharges, font référence aux charges mécaniques statiques permanentes ou aux charges dynamiques non permanentes qui s'appliquent sur la structure. Elles comprennent des facteurs tels que la pression du vent, le poids de la neige, le poids des personnes et du mobilier. Il est également important de prendre en compte les surcharges d'entretien, qui sont des charges ponctuelles d'une valeur de 100 kg réparties aux tiers et aux deux tiers de la portée d'une poutre. Les charges d'exploitation sont déterminées conformément aux spécifications du document technique réglementaire sur les charges et les surcharges (DTR.B.C.2.2). Cette réglementation fournit les directives nécessaires pour évaluer et quantifier ces charges afin de garantir la

écurité et la performance optimale de la structure face à ces sollicitations.

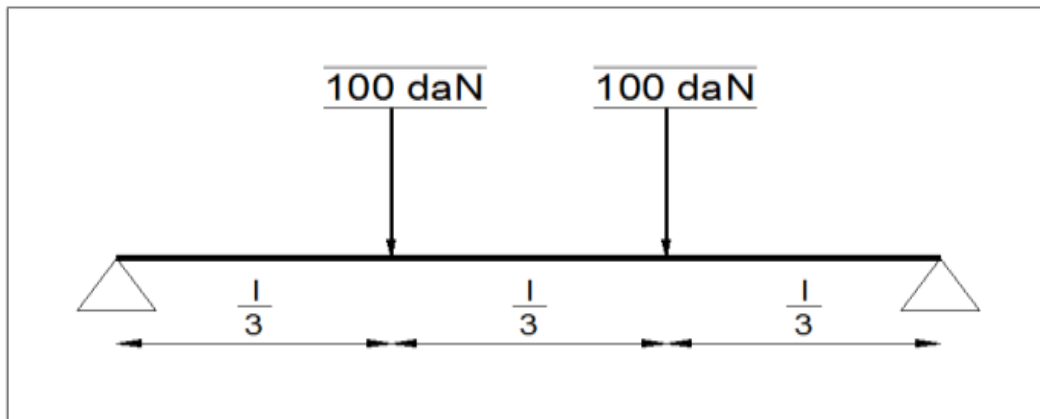


Figure II. 1: Charge d'exploitation ponctuelle de poutres.

❖ **Plancher**

✓ Parking $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

❖ **Escalier**

✓ $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

II.3. Charge climatique

II.3.1. Charge de la neige

Les calculs de la couverture de neige climatique sont basés sur l'emplacement géographique et l'altitude de l'emplacement, réalisés conformément à la réglementation « Règlement Neige et Venaison » RNV99, version 2013. La formule suivante donne la charge caractéristique de la neige par unité de surface.

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

❖ **Calcul des charges de neige sur la toiture**

Le projet se trouve dans la willaya de Alger à Ain Naadja, notre site est classé en zone B selon la classification de RNVA99, donc S_K est donné par la formule suivant :

$$S_K = \frac{0,04H+10}{100}$$

$$S_K = \frac{0,04 \times 61 + 10}{100} = 0,124 \text{ KN/m}^2$$

❖ Coefficient de forme de toiture

La structure est de toitures à versants multiples (angle de pente inférieur à 60°) .

$$\alpha=10^\circ \quad 0^\circ < \alpha < 30^\circ$$

Alors :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_1 = 0,8 \\ \mu_2 = 0,8 + 0,8 \left(\frac{\alpha}{30} \right) = 0,8 + 0,8 \left(\frac{10}{30} \right) = 1,06 \end{array} \right.$$

❖ Valeurs des charges de la neige

$$\left\{ \begin{array}{l} S_1 = \mu_1 + S_K = 0,8 \times 0,124 = 0,1 \text{ KN/m}^2 \\ S_2 = \mu_2 + S_K = 1,08 \times 0,124 = 0,13 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

II.3.2. Charge de vent

Les effets du vent sont évalués en conformité avec la réglementation "Règlement neige et vent" (D.T.R-B.C-2.47). L'effet du vent par unité de surface peut être calculé en utilisant la formule suivante :

$$q_j = Q_{dyn} \cdot C_d \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \dots \dots \dots \text{ [KN / m}^2\text{]}$$

❖ Données la relative au site

Les données spécifiques relatives au projet:

- ✓ $C_t(z)=1$
- ✓ $q_{réf}= 375 \text{ N/m}^2$
- ✓ $K_t=0,215$
- ✓ $Z_0=0,3$
- ✓ $Z_{min}=5 \text{ m}$

❖ Calcul de la pression dynamique

$$q_{dyn} = q_{réf} \cdot C_{ex} (Z_e)$$

❖ Détermination du coefficient d'exposition C_{ex}

$$C_{ex} = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \left[1 + 7I_v(Z) \right]$$

➤ Coefficient de rugosité :

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{Si } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m.}$$

Tableau II. 1: caractéristiques de notre terrain (RNV 2013,tableau 2.5 p 53).

Catégorie de terrain	K_t	$Z_0(m)$	$Z_{min}(m)$
III	0.215	0.3	5

$$C_r = 0.125 \times \ln\left(\frac{12.64}{0.3}\right) = 0.804$$

❖ **Le coefficient de topographie**

Le site est plat: $ct(z) = 1$

❖ **L'intensité de turbulence**

$$I_v = 1 / (C_t \times \ln(z/z_0))$$

$$I_v = 1 / \ln(12.64 / 0.3) = 0.267$$

Donc :

$$C_{ex}(12.64) = (1^2) \times (0.804^2) [1 + 7 \times 0.267] = 1.855$$

On a :

$$Q_{réf} = 375 \text{ [N/m}^2\text{]} \text{ (zone I)}$$

A.N :

$$Q_{dyn} = 375 * 1.855 = 695.625 \text{ N/m.}$$

❖ **Coefficient dynamique Cd**

Bâtiment de hauteur <15m → Cd = 1

❖ **Coefficient de pression pour toiture a redans isolée**

La somme des ouvertures est supérieure a 30% donc il y a lieu de calculer les actions exercées sur la construction à partir des règles définie pour les toitures isolées (§5.2.1.3 RNV2013, page 96), pour les toiture isolées à redans, chaque versant du redan doit être calculé en appliquant les facteur de réduction donnés par le tableau 5.7 (RNV2013, page 99) aux valeurs de $C_{p,net}$ globaux correspondant aux toiture isolées à deux versants données par le 5.9 (RNV2013, page 101) et le cas 'une dépression' (valeurs de $C_{p,net}$ négatives du tableau 5.9 RNV 2013).

❖ Valeurs de $C_{p,net}$ négatives

Tableau II. 2: Valeurs négatives de la pression du vent V1.

	C_d	Q_{dyn}	$C_{p,net}$	Coefficient correcteur	$Q_j[N/m^2]$
1^{er} versant	1	695.625	-1,3	1	-904.313
2^{ème} versant	1	695.625	-1,3	0.9	-813.881
3^{ème} versant	1	695.625	-1,3	0.7	-633.019
4^{ème} versant	1	695.625	-1,3	0.7	-633.019

❖ Valeurs de $C_{p,net}$ positives

Tableau II. 3: Valeurs positives de la pression du vent V2.

	C_d	Q_{dyn}	$C_{p,net}$	Coefficient correcteur	$Q_j[N/m^2]$
1^{er} versant	1	695.625	+0,4	1	278.25
2^{ème} versant	1	695.625	+0,4	0.9	225.225
3^{ème} versant	1	695.625	+0,4	0.7	194.775
4^{ème} versant	1	695.625	+0,4	0.7	194.775

Conclusion

Ce chapitre nous a fourni les informations nécessaires pour déterminer les charges climatiques dues au vent et à la neige, ce qui nous permet ensuite d'effectuer une pré-dimensionnement des éléments constituant la structure. Grâce à l'évaluation de ces charges, nous sommes en mesure d'estimer les efforts et les contraintes auxquels la structure sera soumise, ce qui nous aide à choisir les dimensions appropriées des éléments structuraux pour assurer la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

Chapitre III :
Pré-dimensionnement
des éléments porteurs

III. Introduction

Les règles de dimensionnement actuelles visent à standardiser les méthodes de calcul utilisées pour étudier les projets de construction en acier. En prenant en compte les différentes sollicitations et types de constructions, l'application de ces règles garantit un niveau de sécurité adéquat pour les différents éléments de la structure.

Chaque élément est pré-dimensionné en tenant compte de trois critères : résistance, déformation et conditions de sollicitation une fois que l'ossature porteuse de la structure est choisie. En prenant en compte les contraintes spécifiques liées à leur utilisation, cette méthode permet d'assurer la robustesse et la performance des éléments de la structure.

Pré dimensionnement des solives

Les solives sont des poutrelles en IPE qui se supportent sur les poutres principales et travaillent en flexion simple. La distance entre chaque solive, également connue sous le nom d'écartement, est généralement déterminée en respectant la plage suivante :

$$0,7 \text{ m} \leq L \leq 1,50 \text{ m.}$$

Cette équation permet de définir une gamme de valeurs acceptables pour l'écartement des solives, assurant ainsi une répartition adéquate des charges et une performance structurale optimale.

III.1.1. L'entraxe des solives

$$0,7 \leq \text{entraxe des solives} \leq 1,5\text{m}$$

$$L_{\max}=10\text{m}$$

Donc :

$$\text{Entraxe} = 10/8=1,25\text{m} \rightarrow e_{\text{solive}} = 1,25\text{m}$$

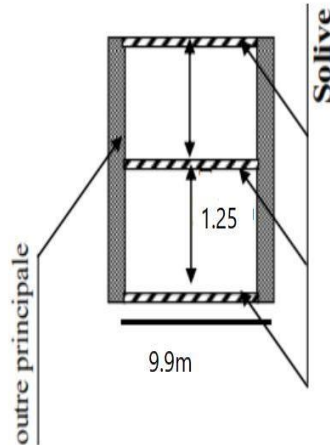


Figure III. 1: Disposition (en plan) des éléments de structure.

❖ Les solives étage courant

Vérification de la condition de flèche :

✓ $G=3.15\text{kN/m}^2$

✓ $Q=2.5\text{kN/m}^2$

❖ Condition de la flèche:

$$f_{max} < \bar{f}$$

Pour une poutre bi articulée

$$f_{max} = \frac{5Ql^4}{384 EI}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{300}$$

✓ Le module d'élasticité $E=210000\text{MPa}$

$$Q_{ELS} = 3.15 + 2.5 = 5.65\text{kN/m}^2$$

$$Q = 5.65 \times 1.25 = 7.06\text{kN/ml}$$

$$I \geq \frac{5QL^3 300}{384 E} = 12237\text{cm}^4$$

Donc on prend IPE360 $\Rightarrow I_y = 16270\text{cm}^4$

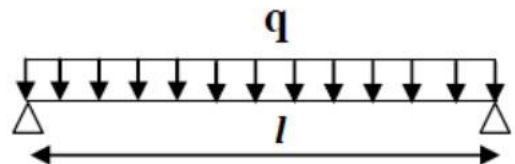


Tableau III. 1: Caractéristiques du profilé IPE360.

DESIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimension				Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	T _f mm	T _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{PL.Y} cm ³	W _{PL.Z} cm ³	I _y cm	I _z cm
IPE 360	57.1	72.73	360	170	12.7	8	16270	1043	903.6	122.8	14.95	3.79

❖ Vérification de la flèche

$$f_{max} = \frac{5 \times 7.063 \times (990)^4 \times 10^{-1}}{384 \times 210000 \times 1943} = 2.84 \text{cm}$$

$$f = \frac{990}{300} = 3.3 \text{cm}$$

$$f_{max} < \bar{f} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

✓ La classe de la section transversale

$$b = 170 \text{mm}$$

$$C = b/2 = 85 \text{ mm} \quad \epsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{275}\right)} = 0.92$$

$$t_f = 12.7 \text{ mm}$$

$$C/t_f = 6.69 < 10\epsilon$$

L'âme:

$$d = 298.6 \text{ mm}$$

$$t_w = 8 \text{mm}$$

$$d/t_w = 37.324 < 72\epsilon$$

❖ Vérification de la résistance (moment fléchissant) :(ELU)

$$qu = 1.35 (3.15) \times 1.25 + 1.5(2.5) \times 1.25 = 10.373 \text{ KN/ml}$$

$$M_y = M_{sd} = \frac{qu l^2}{8} = \frac{10.373 \times (9.9)^2}{8} = 127.08 \text{KN.m}$$

$$M_{PL.Rd} = \frac{f_y \times w_{pl,y}}{\gamma_{M_0}} = 254750 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{PL.Rd} \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

❖ Vérification de cisaillement

$$V_{sd} = \frac{l \times qu}{2} = \frac{10.373 \times (9.9)}{2} = 51.345 \text{KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}} = \frac{3513 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 507.173 \text{ KN}$$

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) t_f = 72.73 - (2 \times 17 \times 1.27) + (0.8 + 2 \times 1.8) 1.27 = 35.138 \text{cm}^2$$

$$V_{sd} < V_{pl,Rd}$$

(Condition Vérifiée)

Le profilé IPE 360 satisfait toutes les exigences de la norme CCM97 en ce qui concerne la vérification de la résistance et la vérification de la flèche. Cela signifie que ce profilé répond aux critères de sécurité nécessaires pour supporter les charges prévues et pour limiter les déformations à des niveaux acceptables.

III.2. Pré dimensionnement des poutres principales

Les poutres porteuses, également connues sous le nom de sommiers, sont une partie importante de la structure qui sert à supporter les charges des planchers et à les transmettre aux poteaux.

Les moments de flexion les affectent principalement. Les caractéristiques clés des poutres porteuses sont les suivantes : Entre axe des solives :

$$\text{Solive} = 1,25\text{m}$$

$$L = 10\text{m}$$

$$G = 3.15\text{kN/m}^2 \quad Q = 2.5\text{kN/m}^2$$

a. La charge des solives :

$$S_{\text{solive}} = 10 \times 9.9 = 99$$

$$G_{\text{solive}} = 57.1 \times 7 \times \frac{1}{5} = 39.97\text{Kg/m}^2$$

$$G_{\text{solive}} = 39.97 \times 10 = 399.7\text{ Kg/m}$$

$$G_{\text{solive}} = 399.7 \times \frac{9.9}{1.25} = 3165.62\text{ Kg/m}$$

$$qs = G + Q = (3165.62 + 315 \times 9.9) + 250 \times 9.9 = 8759.12\text{Kg/m} = 87.5912\text{KN/m}$$

Il faut vérifier :

$$f_{\text{max}} < \bar{f}$$

$$I \geq \frac{QL^3}{384 E} = \frac{87.5912 \times (1000)^3 \times 300 \times 10^{-1}}{384 \times 210000} = 32585.56\text{cm}^4$$

Donc on prend **HEA360** $\Rightarrow I_y = 33090\text{cm}^4$

Tableau III. 2: Caractéristiques du profilé HEA360.

Désignation Abrégée	Poids	Section	Dimension				Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl} -y cm ³	W _{pl} -z cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA360	112	142.8	350	300	17.5	10	33090	7887	2088	802.3	15.22	7.43

❖ La vérification de la flèche

$$f_{max} = \frac{q_s l^4}{384EI} = \frac{74.72 \times (1000)^4 \times 10^{-1}}{384 \times 210000 \times 33090} = 2.8 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{1000}{300} = 3.33 \text{ cm}$$

$$f_{max} < \bar{f} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

❖ Vérification de la condition de la résistance et du cisaillement

$$qu = 1.35G + 1.5Q$$

$$qu = 1.35 (1822.8 + 3150) + 1.5 (2500) = 104.633 \text{ KN/m}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} = \frac{104.633 \times (10)}{2} = 523.165 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{4900 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 707.25 \text{ KN}$$

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) t_f = 142.8 \times 10^2 - (2 \times 300 \times 17.5) + (10 + 2 \times 27) 17.5 = 4900 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} < V_{pl,Rd} \quad \text{(Condition Vérifiée)}$$

❖ La vérification de la résistance :

$$M_y = M_{sd} = \frac{Ql^2}{8} = \frac{104.633 \times (10)^2}{8} = 871.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{PL,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3216 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 522 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} > M_{PL,Rd} \quad \text{Condition Non Vérifiée}$$

Afin de renforcer la résistance de la structure, nous avons choisi d'augmenter la section en utilisant un profil HEA450, qui a une valeur de moment d'inertie I_Y égale à 86970 cm^4

$$M_{PL.Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{3216 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 804 \text{ KN.m}$$

Donc on augmente la section on prend HEA500 $\Rightarrow I_Y = 86970 \text{ cm}^4$

$$M_{PL.Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{3949 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 987.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{PL.Rd} \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

Le profilé en HEA500 est vérifié.

III.3. Pré dimensionnement des poteaux

La nature des liaisons des poteaux avec les poutres est prise en compte lors du pré dimensionnement des poteaux pour résister aux charges externes. Les poteaux sont généralement construits avec une liaison encastree à la base et articulée vers le haut. Ils sont dimensionnés en tenant compte des efforts de compression simples selon les conditions d'utilisation limitées de l'État de service.

Charges permanentes

- ✓ Poids propre de la poutre principale HEA500 : $G_{PP} = 155 \times 10 = 1550 \text{ dan}$
- ✓ Poids propre de la poutre secondaire HEA300 : $G_{PP} = 88.3 \times 9.9 = 874.17 \text{ dan}$
- ✓ Poids propre de la panne IPE200: $G_p = 22.4 \times 9.9 \times 14 = 3104.64 \text{ dan}$
- ✓ Poids propre des solive IPE360 : $G_s = 57.1 \times 9.9 \times 7 = 3997 \text{ dan}$
- ✓ Poids propre de plancher : $G_p = 315 \times 9.9 \times 10 = 31185 \text{ dan}$
- ✓ Poids propre de traverse IPE360 : $G_T = 57.1 \times 16.24 = 297.304 \text{ dan}$
- ✓ Poids propre de couverture : $20 \times 9.9 \times 16.24 = 3215.52 \text{ dan}$
- ✓ Vent : $90.4 \times 16.24 \times 9.9 = 145.34 \text{ dan}$
- ✓ Neige : $13 \times 16.24 \times 9.9 = 2090.08 \text{ dan}$

III.3.1. Charge d'exploitation

$$Q_p = 250 \times 9.9 \times 10 = 24750 \text{ dan}$$

$$Q_T = 26.93 \times 16.24 \times 9.9 = 4782.719 \text{ dan}$$

III.3.2. Combinaisons des charges

$$N_{Sd} = 1,35 \times N_{GT} + 1,5 \times N_{QT}$$

$$N_{Sd} = 4782.719 \text{KN}$$

III.3.3. Section du poteau

$$N_{Sd} \leq N_{b,rd} = \frac{A F_Y}{\gamma_{M1}}$$

Donc:

$$A \geq \frac{\gamma_{M0} \times N_{Sd}}{f_y}$$

$$A \geq 191.31 \text{cm}^2$$

On obtient HEB 400 $\Rightarrow A = 197.8 \text{cm}^2$

III.3.4. Vérification de la condition de la résistance :

Le risque de flambement doit être pris en compte lorsque le rapport de hauteur λ dépasse 0.2. Dans de tels cas, il est nécessaire de vérifier la résistance de l'élément structurel concerné.

$$N_{Sd} \leq N_{b,rd} = \chi \beta_a \frac{A F_Y}{\gamma_{M1}}$$

$$\beta_A = 1$$

❖ Calcul de l'élancement

$$\lambda = \frac{L_f}{i_y}$$

Avec:

$$L_f = 0,5 \times 2.8 = 1.4 \text{m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i_z} = \frac{140}{7.40} = 18.91$$

❖ Calcul de l'élancement réduit

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} (\beta)^{0.5}$$

Avec :

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 86.39$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{18.91}{86.39} = 0.2$$

❖ Choix de la courbe de flambement

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{400}{300} = 1.33 > 1.2 \\ T_f = 24\text{mm} < 40\text{mm} \end{array} \right.$$

Axe de flambement Z-Z → *courbe b*

• Déterminer le facteur d'imperfection :

$$\alpha = 0.34$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + (\phi^2 + \bar{\lambda}^2)^{0.5}}$$

$$\phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5 [1 + 0.34(0.2 - 0.34) + (0.2)^2] = 0.4962$$

$$\chi = \frac{1}{0.4962 + (0.4962^2 + 0.2^2)^{0.5}} = 0.96 < 1$$

❖ Vérification de la stabilité au flambement simple

$$N_{b,rd} = 0.96 \times 1 \times \frac{275 \times 19780}{1.1} = 4747.2 \text{KN}$$

$$N_{Sd} = 4782.719 \text{KN}$$

$$N_{Sd} > N_{pl,rd} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

On augmente la section de poteaux HEB450.

❖ Calcul de l'élancement

$$\lambda = \frac{L_f}{i_y}$$

$$L_f = 0.5 \times 2.8 = 1.4 \text{m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i_z} = \frac{140}{7.33} = 18.97$$

❖ Calcul de l'élancement réduit

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} (\beta)^{0.5}$$

Avec :

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 86.39$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{18.97}{86.39} = 0.21$$

❖ Choix de la courbe de flambement

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{450}{300} = 1.5 > 1.2 \\ T_f = 26\text{mm} < 40\text{mm} \end{array} \right.$$

Axe de flambement Z-Z → courbe b

$$\alpha = 0.34$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + (\phi^2 + \bar{\lambda}^2)^{0.5}}$$

$$\phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5[1 + 0.34(0.21 - 0.34) + (0.21)^2] = 0.4979$$

$$\chi = \frac{1}{0.4979 + (0.4979^2 + 0.21^2)^{0.5}} = 0.968 < 1$$

❖ Vérification de la stabilité au flambement simple

$$N_{b,rd} = 0.968 \times 1 \times \frac{275 \times 21800}{1.1} = 5232\text{KN}$$

$$N_{Sd} = 4782.719\text{KN}$$

$$N_{Sd} < N_{pl,rd}$$

Condition no vérifiée

III.4. Conclusion

Nous avons préalablement déterminé les éléments clés de la structure, tels que les poteaux, les poutres et les solives.



Chapitre IV :
Pré-dimensionnement
des éléments secondaires

IV. Introduction

Dans ce chapitre nous traiterons du calcul des éléments secondaires de résistance, à savoir (pannes et escaliers) selon la réglementation en vigueur sous différentes charges.

Les dimensionnements sont effectués à la combinaison de charge en service et seront vérifiés à la combinaison d'état limite.

IV.1. Pannes

Les pannes sont des poutres laminées, généralement en forme de I, utilisées pour transférer les charges et les surcharges imposées sur le toit aux poutres.

IV.1.1. Données de calcul

- ✓ Les pannes sont posées avec des travées 9.9m.
- ✓ Angle d'inclinaison : $\alpha = 10^\circ$.
- ✓ Espacement des pannes : 1.20m.

IV.1.2. Evaluation des charges et surcharges

❖ Charges permanentes

- ✓ Poids propre de la panne estimé 12 Kg/ml

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

$$G = [(20) \times 1.25 + 12]$$

$$G = 37 \text{ Kg/ml}$$

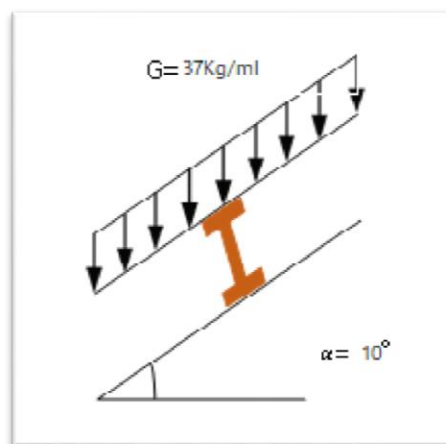


Figure IV. 1: Schéma statique des charges G sur les pannes.

❖ Surcharges d'entretien

Selon les normes Eurocodes EN 1991-1-1 et 1-3, pour les toitures dont l'inclinaison est inférieure à 30 degrés, il est recommandé de considérer une charge d'entretien minimale de 0,6 kN/m² (soit environ 60 kg/m²) sur l'ensemble de la surface de la toiture.

Donc :

$$E = qk \times e$$

$$E = 60 \times 1.25 = 75 \text{Kg/ml}$$

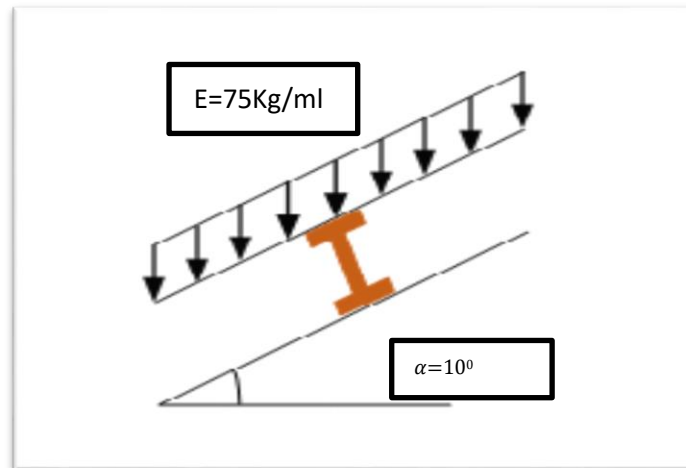


Figure IV. 2: Schéma statique des charges d'entretiens sur les pannes.

❖ Surcharges de neige (N)

Par mesure de sécurité, il est recommandé de surestimer la valeur estimée des charges de neige. Cette surestimation permet de prendre en compte les variations potentielles des conditions climatiques et des caractéristiques locales qui pourraient influencer la quantité de neige accumulée sur la structure. :

$$N = S \times e$$

$$N = 13 \times 1.25 = 16.25 \text{Kg /ml}$$

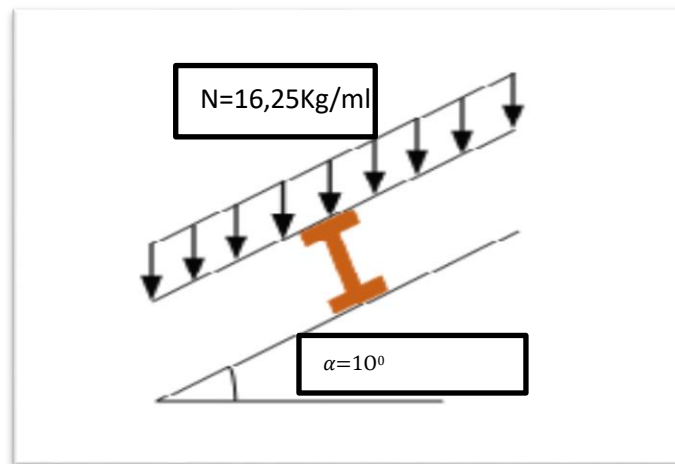


Figure IV. 3: Schéma statique des surcharges N .

❖ Surcharges du vent (V)

$$V = -90.431 \text{ Kg /ml}$$

$$V = V \times e$$

$$V = 90.43(1.25) = 113.039 \text{ Kg /ml.}$$

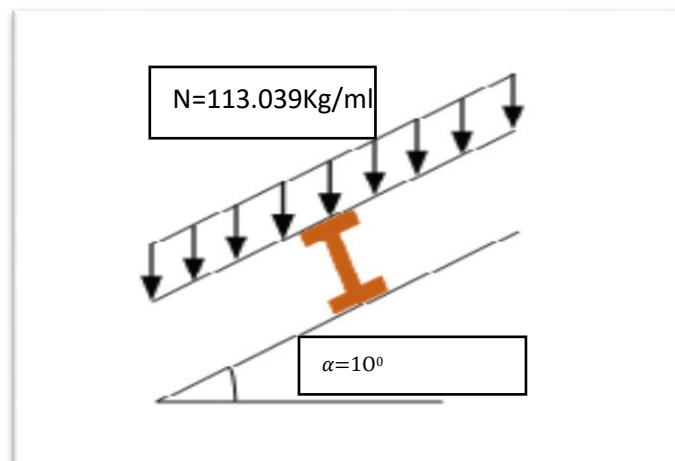


Figure IV. 4: Schéma statique des surcharges du vent V.

IV.1.3. Les Combinaisons

IV.1.3.1. Actions vers le bas ↓

$$Q_{sd1} = 1,35G + 1,5E = (1,35 \times 37) + (1,5 \times 75)$$

$$Q_{sd1} = 162.45 \text{ kg/ml}$$

$$Q_{sd2} = 1,35G + 1,5N = (1,35 \times 37) + (1,5 \times 16.25)$$

$$Q_{sd2} = 74.325 \text{ kg/ml}$$

IV.1.3.2. Actions vers le haut t

$$Q_z = G \cos \alpha - 1,5V = 37 \cos (10) - 1,5(-113,04)$$

$$Q_z, sd = -136,07 \text{ kg/ml t}$$

$$Q_y = 1,35G \sin \alpha = 1,35 \times 37 \sin (10)$$

$$Q_y, sd = 8,67 \text{ kg/ml } \leftarrow$$

IV.1.4. Vérification à (ELU)

❖ Vérification à la résistance en section

On à choisit l'IPE 200.

Tableau IV. 1: Les caractéristiques du profilé IPE 200.

$G \text{ (Kg/m)}$	$h \text{ (mm)}$	$b \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$tw \text{ (mm)}$	$tf \text{ (mm)}$	$r \text{ (mm)}$
22,4	200	100	159	5,6	8,5	12
$I_y \text{ (cm}^4\text{)}$	$W_{ply} \text{ (cm}^3\text{)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$I_z \text{ (cm}^4\text{)}$	$W_{plz} \text{ (cm}^4\text{)}$	$Avz \text{ (cm}^2\text{)}$	$i_z \text{ (cm)}$
1 943	221	28,5	142	44,6	14	2,24

❖ Remarque

L'IPE 200 est une section de 1^{ère} classe.

$$G = [(P_{couverture} + P_{accessoires}) e + P_{panne}] = 47,4 \text{ Kg /ml}$$

Les combinaisons les plus critiques à prendre en compte pour les calculs, en incluant le poids propre de la panne, sont celles dans lesquelles les charges agissent dans le sens vertical vers le bas.:

$$Q_{sd} = 162,4 \text{ Kg/ml } \downarrow$$

Action vers le haut:

$$Q_z, sd = -136,07 \text{ Kg/ml t}$$

$$Q_y, sd = 8,67 \text{ Kg/ml } \leftarrow$$

❖ Vérification à la flexion

Les pannes fonctionnent en flexion déviée lorsque les charges sont appliquées le long des axes U_x (Y-Y) et U_z (Z-Z).

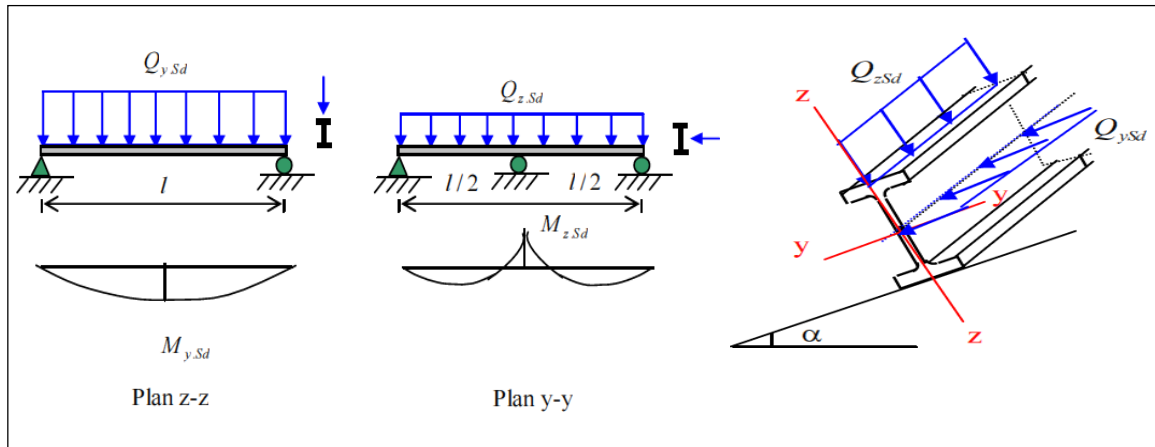


Figure IV. 5: Panne de toiture sous la flexion.

Lors de la vérification des sections de classe 1, il est nécessaire de s'assurer que la contrainte maximale présente dans la section de la poutre est inférieure ou égale à la contrainte de calcul spécifiée pour cette classe, qui est déterminée en prenant en compte les propriétés du matériau et les coefficients de sécurité appropriés.

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

$$\alpha = 2 ; \beta = 1 \quad \rightarrow \quad \text{Pour les sections en I et H}$$

$$Q_{sd} = (Q_{sd1}; Q_{sd2}) = 162.45 \text{ dan/ml}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos \alpha = 162.45 \cos (10) = 159.98 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 162.45 \sin (10) = 28.21 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y, sd} = \frac{l^2 Q_{y, sd}}{8} = \frac{159.98 \times 9.9^2}{8} = 1959.9 \text{ daN .ml}$$

$$M_{z, sd} = \frac{l^2 Q_{z, sd}}{8} = \frac{28.21 \times 9.9^2}{8} = 345.61 \text{ dan.ml}$$

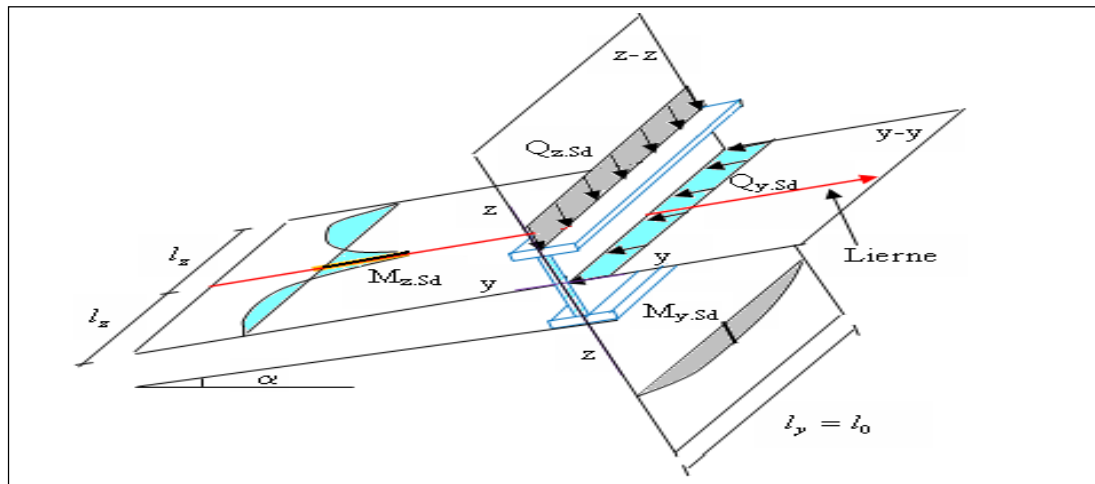


Figure IV. 6: Panne de toiture et les différents plans de chargement.

$$M_{ply.rd} = \frac{f_y w_{y,sd}}{\gamma_{mo}} = \frac{220.6 \times 275 \times 10^{-2}}{1.1} = 5515 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz.rd} = \frac{f_y w_{z,sd}}{\gamma_{mo}} = \frac{44.61 \times 275 \times 10^{-2}}{1.1} = 1115.25 \text{ daN.m}$$

Avec

$$\checkmark f_y = 275 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{PLY.rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{PLZ.rd}}\right)^\beta = \left(\frac{1959.9}{5515}\right)^2 + \left(\frac{345.61}{1115.25}\right)^1 = 0.43 < 1 \quad \text{condition vérification.}$$

❖ Vérification au cisaillement

$$V_{y,sd} \leq V_{ply,rd}$$

$$V_{y,sd} = \frac{0.625 l Q_{y,sd}}{2} = \frac{0.625 \times 9.9 \times 28.21}{2} = 87.27 \text{ daN}$$

$$V_{ply,rd} = \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right) A_V}{\gamma_{mo}} = \frac{15.4(2750/\sqrt{3})}{1.1} = 22227.98 \text{ daN}$$

Donc :

$$V_{y,sd} \leq V_{ply,rd} \quad \text{Condition vérification.}$$

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,r}$$

$$V_{z,sd} = \frac{l Q_{z,sd}}{2} = \frac{9.9 \times 159.98}{2} = 791.901 \text{ daN}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right) A_{Vz}}{\gamma_{mo}} = \frac{14(2750/\sqrt{3})}{1.1} = 20207.25 \text{ daN}$$

Donc :

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,rd} \quad \text{Condition vérification.}$$

La section en **IPE 200** est vérifiée à la résistance au cisaillement.

❖ Vérification au déversement

Le déversement est une instabilité géométrique qui se produit dans les poutres lorsqu'elles sont soumises à un moment de flexion. Il se produit lorsque la partie comprimée de la section de la poutre se dérobe latéralement, entraînant un mouvement de translation horizontale et de rotation autour du centre de cisaillement, en plus du mouvement vertical causé par les charges appliquées.

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

❖ La semelle supérieure

La semelle supérieure, soumise à une compression due aux charges descendantes, peut potentiellement subir un déversement. Toutefois, étant donné qu'elle est solidement fixée à la toiture, il n'y a aucun risque de déversement.

❖ La semelle inférieure

La semelle inférieure, soumise à la compression causée par le vent de soulèvement, peut se déverser si elle est libre sur toute sa portée. Pour vérifier le déversement d'un élément comprimé et fléchi, l'Eurocode 3 propose une formule qui compare les résistances de déversement aux résistances de déversement limites. Si la somme des résistances de déversement est inférieure ou égale à la somme des résistances de déversement limites, la vérification est considérée comme satisfaisante.

$$\frac{M_{y, sd}}{M_{b, rd}} + \frac{M_{z, sd}}{M_{plz, rd}} \leq 1$$

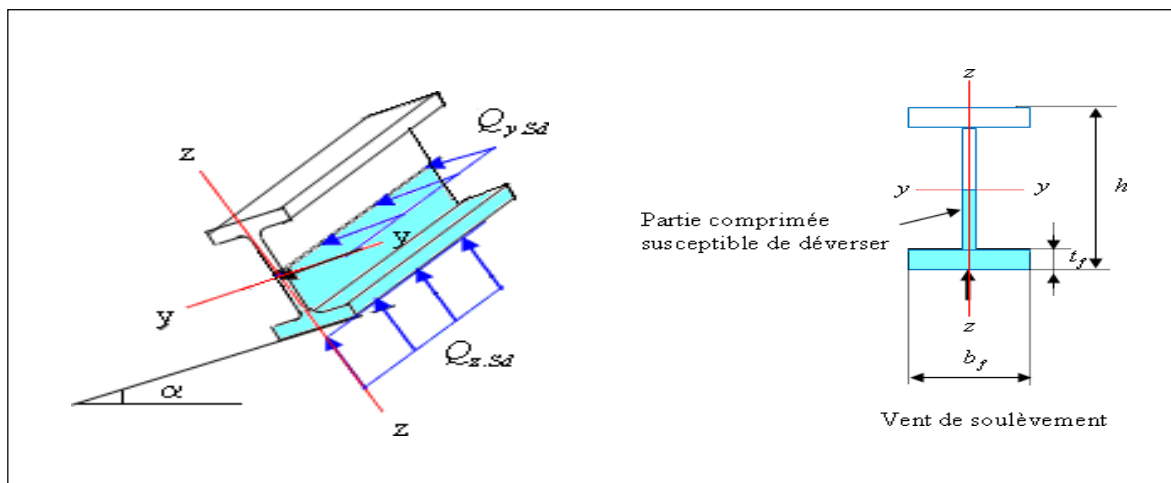


Figure IV. 7: Déversement d'une poutre de toiture.

Vérification de la semelle inférieure comprimée au déversement : Action vers le haut :

$$Q_z, sd = -136.07 \text{ daN/ml } \uparrow$$

$$Q_y, sd = 8.67 \text{ daN/ml } \leftarrow$$

$$M_y, sd = \frac{l^2 Q_y, sd}{8} = \frac{8.67 \times 9.9^2}{8} = 106.21 \text{ daN.m}$$

$$M_z, sd = \frac{(l/2)^2 Q_z, sd}{8} = \frac{136.07 \times 4.95^2}{8} = 416.75 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz, rd} = \frac{f_y W_{z, sd}}{\gamma_{mo}} = \frac{44.61 \times 275 \times 10^{-2}}{1.1} = 1115.25 \text{ daN.m}$$

Le moment résistant de déversement est donné par :

$$M_{b, Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl, y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

- ✓ $\beta_w = 1$ (section de classe I).
- ✓ $W_{ply} = \frac{f_y W_{z, sd}}{\gamma_{mo}}$: Section de classes 1 et 2
- ❖ Calcul de l'élançement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl, y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

Avec :

- ✓ $I_t = 6,98 \text{ cm}^4$
- ✓ $I_w = 13.10^3 \text{ cm}^6$
- ✓ $L = 9.9 \text{ m}$
- ✓ $G = 22,4.10^3 \text{ KN/cm}^2$
- ✓ $C_1 = 1,132$

$$M_{Cr} = \frac{1.132 \times 3.14^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 142.4}{990^2} \sqrt{\frac{13 \times 10^3}{142.4}} + \sqrt{\frac{6.98 \times 22.4 \times 10^3 \times 990^2}{3.14^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 142.4}}$$

$$M_{Cr} = 2476.5 \text{ KN.cm}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{f_y w_{y,sd}}{\gamma_{mo}} = \frac{220.6 \times 275 \times 10^{-2}}{1.1} = 5515 \text{ dan.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.5 \quad \frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 \leq 2 \rightarrow \text{Courbe de flambement } a$$

$$\Rightarrow \chi_{LT} = 0.3724$$

$$M_{b,Rd} = 0.3724 \times 5515 = 2053.78 \text{ dan.m}$$

Alors :

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

$$\frac{106.21}{5515} + \frac{416.75}{1115.25} = 0.49 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification à l'état limite de service (ELS)

✚ Vérification à la flèche

La flèche est calculée en prenant en compte la combinaison de charges et de surcharges de service, sans tenir compte de la pondération.

$$Q_{sd1} = G \cos \alpha + E = 37 \cos 10 + 75 = 111.44 \text{ dan.m}$$

$$Q_{sd2} = G \cos \alpha + N = 37 \cos 10 + 16.25 = 52.68 \text{ dan.m}$$

$$Q_{sd3} = G \cos \alpha - V = 37 \cos 10 - 113.04 = -76.6 \text{ dan.m}$$

$$Q_{sd} = \text{Max}(Q_{sd1}; Q_{sd2}; Q_{sd3}) = 114.44 \text{ dan.m}$$

$$Q_{z,sd} = 111.44 \text{ dan.m}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \sin 10 = 19.35 \text{ dan.m}$$

✚ Condition de vérification

Pour cette vérification, on prend en compte la combinaison de charge qui génère la valeur maximale.

$$f \leq f_{adm}$$

✓ Flèche verticale suivant (Z - Z) sur deux appuis :

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = 4.95 \text{ m}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{111.4 \times 10^{-2} \times 990^4}{2.1 \times 10^6 \times 1943} = 3.2 < 4.95m \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Conclusion

Le profilé en IPE 200 est vérifié pour respecter les états limites ultimes et les états limites de service, ce qui garantit sa sécurité et sa capacité à fonctionner comme une panne de toiture appropriée.

IV.2. Etude des liernes

Les liernes sont des éléments de traction qui sont généralement constitués de petites cornières ou de barres rondes. Leur principal objectif est d'empêcher les pannes de se déformer latéralement.

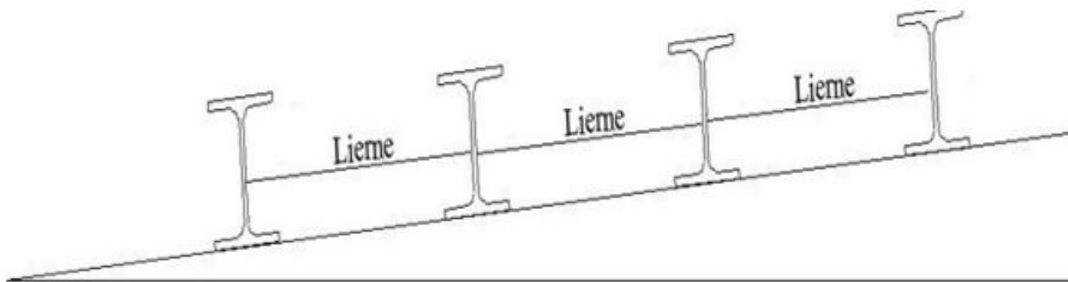


Figure IV. 8: Coupe transversale des liernes.

IV.2.1. Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes

❖ Calcul l'effort de traction dans les liernes

$G = 47.4 \text{ Kg/ml}$

$V = -90.43 \text{ Kg/ml}$

La Réaction au niveau du lierne :

$Q_{y, sd} = 162.45 \sin 10 = 28.209 \text{ kg/ml}$

$R = 1.25 Q_{y, sd} \times \frac{L}{2} = 1.25 \times 28.21 \times \frac{9.9}{2} = 174.549 \text{ kg/ml}$

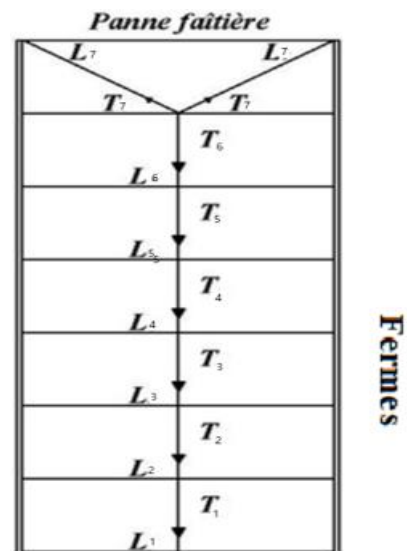


Figure IV. 9: Efforts dans les liernes de toiture.

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

$T1 = \frac{R}{2} = 174.549/2 = 87.274 \text{ dan}$

Effort de traction dans les tronçons $L2, Ln$:

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

$$T_2 = R + T_1 = 174.549 + 87.274 = 261.823 \text{ dan}$$

$$T_3 = R + T_2 = 174.549 + 261.823 = 436.372 \text{ dan}$$

$$T_4 = R + T_3 = 174.549 + 436.372 = 610.951 \text{ dan}$$

$$T_5 = R + T_4 = 174.549 + 610.951 = 785.545 \text{ dan}$$

$$T_6 = R + T_5 = 174.549 + 785.545 = 960.1 \text{ dan}$$

Effort dans les diagonales $L7$

$$2T_7 \cos \theta = T_6$$

$$\theta = \arctan \frac{e}{l/2} = 14.17^\circ$$

$$T_7 = \frac{T_6}{2 \cos 14.17} = \frac{960.1}{2 \cos 14.17} = 495.11 \text{ dan.}$$

❖ Déterminer le diamètre des liernes

Traction simple

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

Le tronçon le plus sollicité est $L6$ d'où :

$$T_6 = N_{sd} = 960.1 \text{ dan}$$

$$N_{sd} \leq A \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{960.1 \times 1.1}{2750} = 0.384 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad A = \frac{\pi \phi^2}{4} \quad \longrightarrow \quad \phi = 7 \text{ mm}$$

IV.3. Etude des échantignoles

L'échantignolle est un mécanisme de fixation essentiel pour attacher les pannes aux traverses. Son principal rôle est de résister au moment de renversement induit par les charges, en particulier lorsqu'il y a une force de soulèvement provoquée par le vent.

IV.3.1. Dimensionnement de l'échantignolle

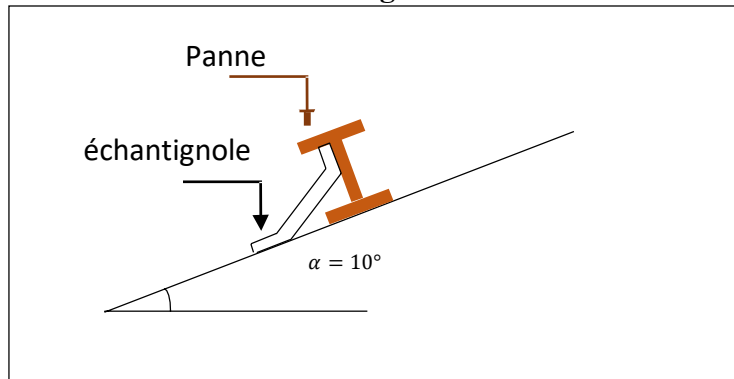


Figure IV. 10: Disposition de l'échantignolle.

❖ Calcul des charges revenant à l'échantignolle

$$Q_z = G \cos \alpha - 1,5V = 47,4 \cos 10 - 1,5 (90,4313) = -89 \text{ daN/ml}$$

$$Q_y = 1,35G \sin \alpha = 1,35 \times 47,4 \sin 10 = 11,13 \text{ daN/ml}$$

L'excentrement (e) est limité par la condition suivante :

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

$$10 \leq t \leq 15 \quad \longrightarrow \quad t = 12 \text{ cm}$$

❖ Calcul du moment de renversement

$$Mr = F_y \times c + F_z \times \frac{h}{2}$$

✚ Echantignolle de rive

$$F_z = \frac{lQ_z}{2} = \frac{9,9 \times 89}{2} = 440,55 \text{ daN}$$

$$F_y = \frac{lQ_y}{2} = \frac{9,9 \times 11,13}{2} = 33,39 \text{ daN}$$

✚ Echantignolle intermédiaire

$$F = 2F_z = 2(440,55) = 881,1 \text{ daN}$$

$$F_y = 2F_y = 2(33,39) = 66,78 \text{ daN}$$

$$M_r = 66,78 \times 12 + 881,1 \times \frac{20}{2} = 98,127 \text{ daN.m}$$

De manière courante, les échantignolles sont fabriquées à partir d'éléments formés à froid, ce qui leur attribue une classe de section minimale de O3.

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

Avec :

$$M_r = M_{sd}$$

$$M_{el,rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma M_0}$$

❖ **Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle**

$$W_{el,y} \geq \frac{M_r \times \gamma M_0}{f_y} \qquad W_{el,y} \geq 3.92$$

Pour une section rectangulaire :

$$W_{ely} = \frac{b \times t^2}{6}$$

$$T = \sqrt{6 \times W_{ely}} / b = 1.53 \text{ cm} = 15.3 \text{ mm.}$$

On adopte une échantignolle de **16 mm** d'épaisseur.

IV.4. ETUDE DES ESCALIERS:

Un escalier est une construction architecturale qui se compose d'une séquence régulière de marches permettant de passer d'un niveau à un autre en montant ou en descendant. Il comprend différents éléments tels que les paliers, les volées, les limons, les garde-corps et les girannes.

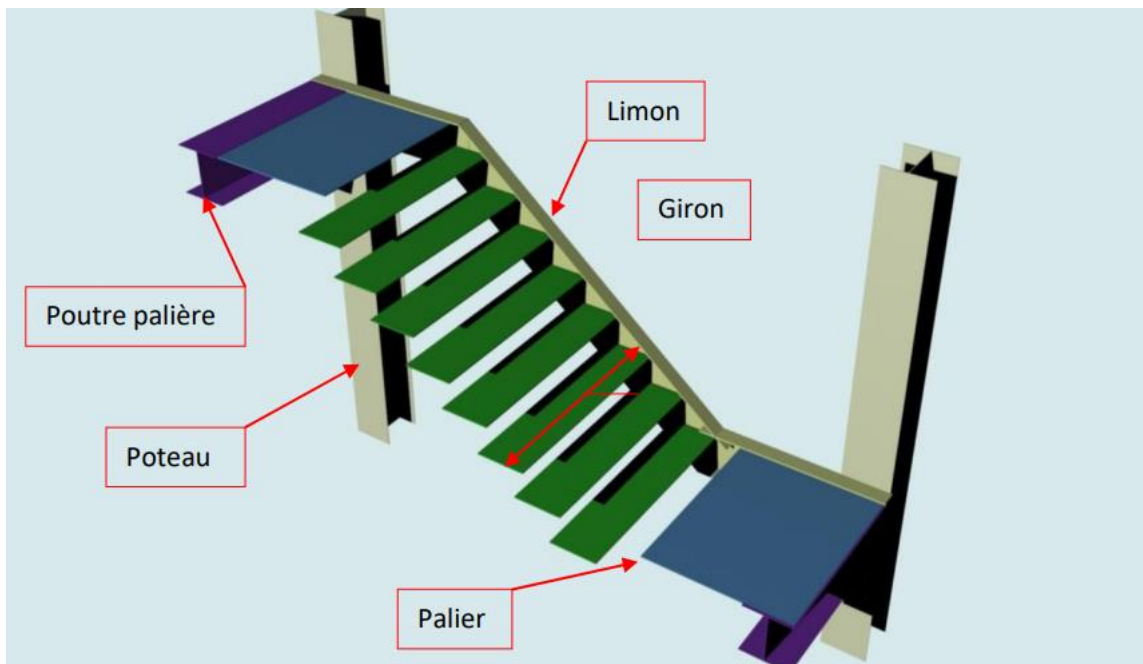


Figure IV. 11: Vue d'un escalier.

IV.4.1. Pré-dimensionnement des marches

Le calcul des dimensions des marches d'escalier fait appel à la formule de Blondel.

$$59\text{cm} \leq (g + 2h) \leq 66\text{cm}$$

$$h_e = 2.8\text{m}$$

$$g = 30\text{cm}$$

On a

$$59\text{cm} \leq (30+2h) \leq 66\text{cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

✓ 1^{ère} volée : 9 contres marches \Rightarrow 8 marches

✓ 2^{ème} volée : 9 contres marches \Rightarrow 8 marches

Volée :

$$\text{Tang}\alpha = \frac{8 \times 17}{8 \times 30} = 0.56 \quad \alpha = 29.53^\circ$$

La longueur de paillasse (limon) :

$$L = \frac{8 \times 17}{\sin\alpha} = 276 \text{ cm}$$

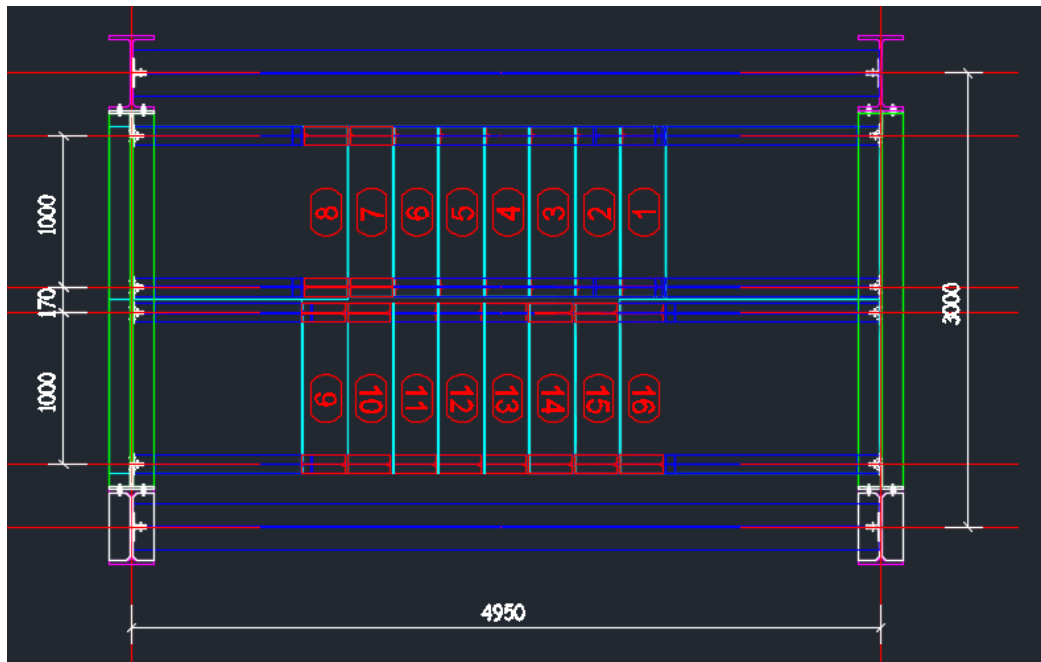


Figure IV. 12: Disposition et dimension des éléments des escaliers.

IV.4.2. Pré dimensionnement des Limons

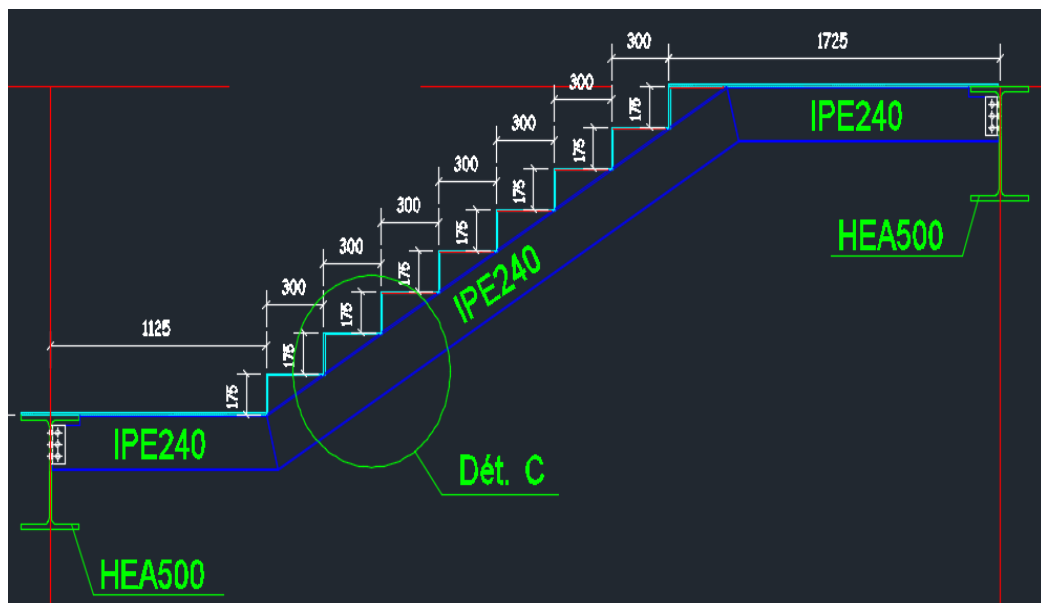


Figure IV. 13: limon.

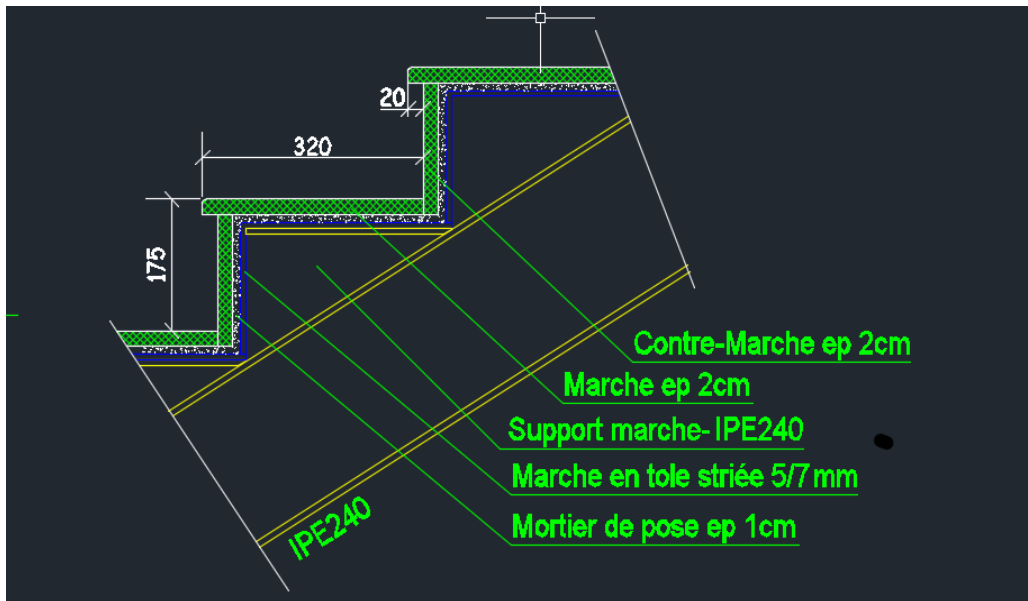


Figure IV. 14: Détail C de support de marche.

IV.4.2.1. L'évaluation des charges et des surcharges

❖ Charge permanente

- ✓ Support de marche IPE 240 : 0.307kn/m
- ✓ Tôle : 0.45 KN/m
- ✓ Mortier de pose : 0.4 KN/m
- ✓ Revêtements carrelage : 0.6KN/m

$$G = (0.45 + 0.4 + 0.6) \times 0.3 + 0.307 = 0.742 \text{ KN/m}$$

✚ Pour un limon

$$G = G/2 = 0.371 \text{ KN/m}$$

❖ Charge d'exploitation

$$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/m}$$

$$Q = Q/2 = 1.25 \text{ KN/m}$$

✚ Vérification a l'ELU

$$q_u = 1.35 (0.371) + 1.5 (1.25) = 2.37 \text{ KN/m}$$

✚ La vérification du cisaillement

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.37 \times (4.95)}{2} = 5.86 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{1915 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 276.406 \text{ KN}$$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (tw + 2r) \cdot t_f = 39.12 - 2 \times 12 \times 0.98 + (0.62 + 2 \times 1.5) \times 0.98 = 19.15 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} < V_{plRd}$$

(Condition vérifiée)

✚ La vérification de la résistance

$$M_{sd} = \frac{Ql^2}{8} = \frac{2.37(1)^2}{8} = 0.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{plRd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{366.6 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 91.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{plRd}$$

(Condition vérifiée)

✚ La vérification à l'ELS

$$q_s = G + Q = 0.371 + 1.25 = 1.621 \text{ KN/m}$$

$$f_{max} = \frac{5l^4 q_s}{384EI} = \frac{5(1.621)(100)^4 \times 10^{-1}}{384(210000)(3892)} = 2.6 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{100}{300} = 0.33 \text{ cm}$$

$$f_{max} \leq \bar{f}$$

(Condition vérifiée)

IV.4.3. Palier

IV.4.3.1. La tôle

Pour effectuer le calcul, on prend en compte une portion de tôle équivalente à un quart de la surface totale du palier de repos, ayant une dimension de $281 \times 1000 \text{ mm}^2$.

❖ Evaluation des charges et des surcharges

✚ Charge permanente

La tôle = 0.45 KN/m^2 .

Le mortier de pose = 0.40 KN/m^2 .

Le revêtement = 0.60 KN/m^2 .

Total : $G = 1.45 \text{ KN/m}^2$.

✚ Surcharge d'exploitation

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

❖ Vérification de la flèche

On a pour une plaque rectangulaire uniformément chargée et appuyée sur 4 cotés, la flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f = \frac{q_s}{\pi^4 \times D \left[\frac{1}{a^2} + \frac{1}{b^2} \right]^2} < \frac{a}{300}$$

Avec

D: Rigidité de la plaque

$$D = \frac{E \times e^3}{12(1-\nu^2)}$$

$\nu = 0,3$ (coefficient de poisson)

$e = 6 \text{ mm}$, $a = 0,281 \text{ m}$, $b = 1,0 \text{ m}$

$q_s = G + Q = 3.62 \text{ KN/m}^2$.

$$f = \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^4} \times \frac{q_s}{E \times e^3 \times \left[\frac{1}{a^2} + \frac{1}{b^2} \right]^2}$$

$$f = 0.1123 \times \frac{3.62 \times 10^{-1}}{210000 \times 0.6^3 \times \left(\frac{1}{28.1^2} + \frac{1}{100^2} \right)} = 0.06 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{28.1}{300} = 0.09 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

IV.4.3.2. La poutre

La poutre doit être supporté la moitié (1/2) des charges et des surcharges de palier de repos et aussi, pour réduire la flèche de la tôle de palier.

❖ Evaluation des charges et des surcharges

✚ Charge permanente

La tôle : $G_1 = (0.45 \times 0.28) = 0.126 \text{ KN/ml}$

Le mortier de pose : $G_2 = (0.40 \times 0.28) = 0.112 \text{ KN/ml}$

Le revêtement : $G_3 = (0.60 \times 0.28) = 0.17 \text{ KN/ml}$

IPE 240: $G_4 = 0.307 \text{ KN/ml}$

Total: $G = 0.715 \text{ KN/ml}$

✚ Surcharge d'exploitation

$Q = 2.5 \times 0.28 = 0.7 \text{ KN/ml}$

✓ A l'ELS: $q_s = 1.415 \text{ KN/ml}$

✓ A l'ELU : $q_u = 2.01 \text{ KN/ml}$

❖ Vérification de la flèche

La flèche doit satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{5q_s L^4}{384EI_y} \leq \frac{L}{300}$$

Avec :

$L = 1 \text{ m}$

$I_y = 3892 \text{ cm}^4$

$$W_y = 366.6 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{5 \times 1.41 \times 100^4 \times 10^{-1}}{384 \times 210000 \times 366.6} = 2.3 \times 10^{-3} \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{100}{300} = 0.3 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

❖ Vérification de la résistance

La condition de la résistance est la suivante : $M_{sd} < M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.01(1)^2}{8} = 0.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{mo}} = \frac{275 \times 60.7 \times 10^{-3}}{1.1} = 15.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

IV.4.4. Pré dimensionnement de la poutre palière

IV.4.4.1. Evaluation des charges

❖ Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière « R »

ELU

$$R = (1.35 G_u + 1.5 Q_u) \times \frac{L}{2}$$

$$R = (1.35 \times 0.715 + 1.5 \times 0.7) \times \frac{3.225}{2} = 3.25 \text{ KN}$$

ELS

$$R = (G_s + Q_s) \times \frac{L}{2}$$

$$= (0.715 + 0.7) \times \frac{3.225}{2} = 2.28 \text{ KN}$$

❖ Charge équivalente

ELS

$$\frac{4 \times R}{2.1} = \frac{4 \times 2.28}{2.1} = 4.34 \text{ KN/m}$$

ELU

$$\frac{4 \times R}{2.1} = \frac{4 \times 3.25}{2.1} = 6.19 \text{ KN/m}$$

IV.3.6. Pré dimensionnement de la poutre d'appuis

❖ Vérification a l'ELS

$$q_s = 4.34 \text{ KN/m}$$

$$\text{IPE 270} = 5790 \text{ cm}^4$$

❖ Vérification de la flèche

$$f_{max} = \frac{5l^4 q_s}{384EI} = \frac{5(4.34)(300)^4 \times 10^{-1}}{384(210000)(5790)} = 0.04 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{300}{300} = 1 \text{ cm}$$

$$f_{max} \leq \bar{f} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

❖ **Vérification de la condition de résistance (ELU)**

Classe de profilé :

$$b = 135 \text{ mm}$$

$$c = \frac{b}{2} = 67.5 \text{ mm}$$

$$t_f = 10.5 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = 6.43 < 10\varepsilon$$

Classe de l'âme :

$$d = 219.6 \text{ mm}$$

$$tw = 6.6 \text{ m}$$

$$\frac{d}{tw} = 33.27 < 72\varepsilon$$

Donc le profilé **IPE270** est de classe 1.

❖ **Vérification de la résistance (moment fléchissant)**

$$M_{sd} = \frac{qu^2}{8} = \frac{6.19 \times (2.1)^2}{8} = 6.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{plRd} = \frac{W_{pl,rd} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{284 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 121 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{plRd} \quad (\text{Condition vérifiée})$$



Chapitre V:
Le plancher mixte

V. Introduction

L'étude d'un plancher mixte est une étape clé dans la conception d'une structure. Elle vise à analyser et à dimensionner les différents éléments du plancher mixte pour garantir la solidité, la stabilité et la sécurité de la structure, en prenant en compte les charges, les normes de sécurité et les spécifications du projet. Une étude approfondie et précise est essentielle pour assurer la performance optimale du plancher mixte dans la construction.

❖ Calcul de plancher mixte

Les calculs selon la méthode prescrite « structure métallique selon Eurocode03 » jean Morel

V.1. Dimensions de la section mixte

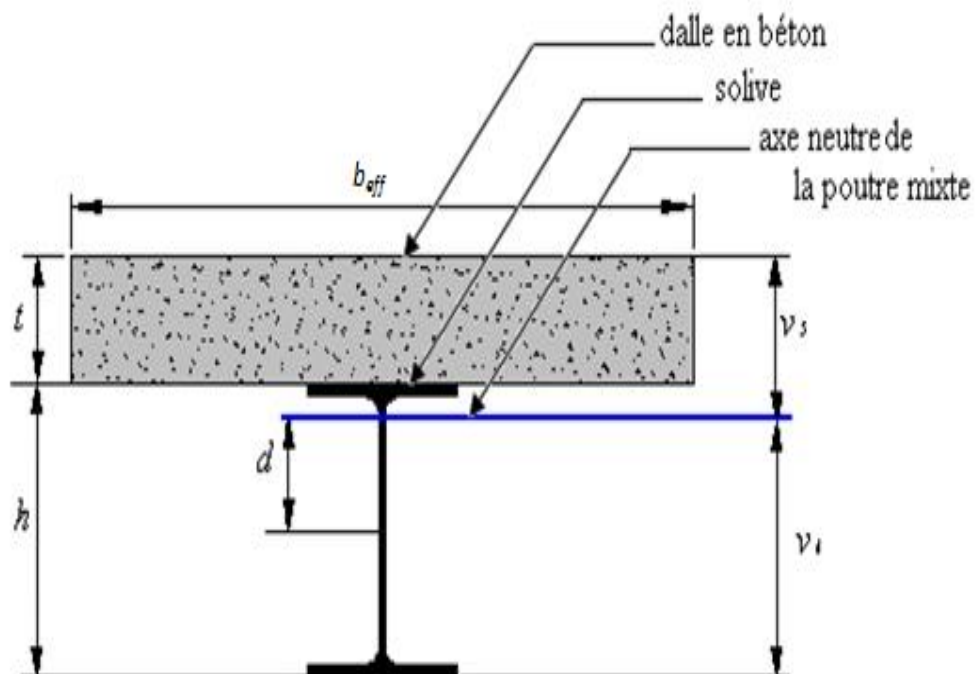


Figure V. 1: Section mixte (solive+dalle).

V.2. Vérification de la tôle profilée

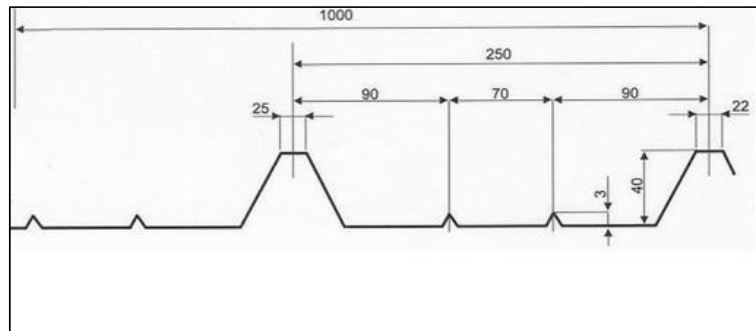


Figure V. 2: Dimensions de la tôle TN40.

❖ Caractéristique des éléments constructifs

✚ acier

Les caractéristiques IPE360 :

- ✓ $E_a = 210000 \text{ MPa}$;
- ✓ $f_y = 275 \text{ MPa}$;
- ✓ $\tau = 0.58 f_y = 159,5 \text{ MPa}$;
- ✓ $I_x = 16270.0 \text{ cm}^4$
- ✓ $A = 72.7 \text{ cm}^2$

✚ Le béton

Les caractéristiques de béton pour la plancher est :

- ✓ $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- ✓ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- ✓ $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$
- ✓ $E_b = 14000 \text{ MPa}$.
- ✓ $\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$

V.3. Etude de la dalle collaborant

V.3.1. Vérification au stade de montage

❖ Vérification de la flèche

✚ Détermination des sollicitations

✓ Charges permanentes

Solive courante :

- Dalle en béton d'épaisseur $t = 12 \text{ cm}$; $G_1 = 2500 \times 0.12 \times e$
- e : entraxe des solives = 1,25 → $G_1 = 375 \text{ kg/ml}$
- Tôle (TN40) : $G_2 = 11 \times 1,25 = 13,75 \text{ kg/ml}$
- Solive IPE 360 : $G_3 = 57,1 \text{ kg/ml}$

$$G = 4,4585 \text{ KN/ml}$$

✓ **Surcharge de construction**

$$Q = 1,00 \times 1,25 = 1,25 \text{ KN/ml}$$

➤ **Combinaison a l'ELS**

$$q_s = 5,71 \text{ kN/ml}$$

➤ **Combinaison a l'ELU**

$$q_u = 7.89 \text{ kN/ml}$$

❖ **Vérification de la flèche**

$$f_{max} = \frac{5q_s l^4}{384EI} = \frac{5 \times 5.71 \times (990)^4 \times 10^{-1}}{384 \times 210000 \times 16270} = 2.101 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{990}{300} = 3.3 \text{ cm}$$

$$f_{max} < \bar{f} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

❖ **Vérification de la résistance**

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7.89(9.9)^2}{8} = 96.66 \text{ KN. m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times w_{pl}}{\gamma_{m0}} = \frac{275 \times 1019.1 \times 10^{-3}}{1.1} = 254.775 \text{ KN. m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \quad \text{(Condition Vérifiée)}$$

❖ **Vérification au cisaillement**

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} = \frac{7.89 \times (9.9)}{2} = 39.055 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{3510.8 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 507 \text{ KN}$$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = 7270 - (2 \times 170 \times 12,7) + (8 + 2 \times 18) \times 12,7 = 3510,8 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} < V_{pl,rd} \quad \text{(Condition Vérifiée)}$$

V.3.2. Vérification au stade final

❖ **Surcharge d'exploitation**

$$Q = 2.5 \times 1.25 = 3.125 \text{ kN/ml}$$

➤ **Combinaison a l'ELS**

$$q_s = 7.5835 \text{ kN/ml}$$

✚ Combinaison a l'ELU

$$q_u = 10.706 \text{ kN/ml}$$

❖ Calcul de la largeur participante de la dalle en béton (beff)

$$B_{\text{eff}} = 2 \cdot \min \left[\begin{array}{l} \frac{l_0}{8} = \frac{2 \times 6}{8} = 1.5 \\ \frac{b}{2} = \frac{1.25}{2} = 0.625 \end{array} \right.$$

$$B_{\text{eff}} = 2(0.625) = 1.25 \text{ m}$$

❖ La position de l'axe neutre

$$F_a = A_a f_y / \gamma_a$$

$$F_c = h_c b_{\text{eff}} 0,85 f_{ck} / \gamma_c$$

❖ Résistance de la section en acier F_a

$$F_a = A_a f_y / \gamma_a$$

$$F_a = 7273 \times 275 / 1.1 = 1818250 \text{ N}$$

❖ Résistance de la section en béton comprimé F_c

$$F_c = h_c b_{\text{eff}} 0,85 f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_c = (120 \times 0.85 \times 25 \times 1250) / 1.5 = 2125000 \text{ N}$$

$$F_a < F_c$$

Donc l'axe neutre se situe dans la dalle.

La position de l'axe neutre :

$$Z = \frac{F_a}{b_{\text{eff}} \times 0,85 \times f_{ck} / \gamma_c} \leq h_c$$

$$Z = \frac{1818250}{1250 \times 0,85 \times \frac{25}{1.5}} = 102.6 < 120 \text{ mm}$$

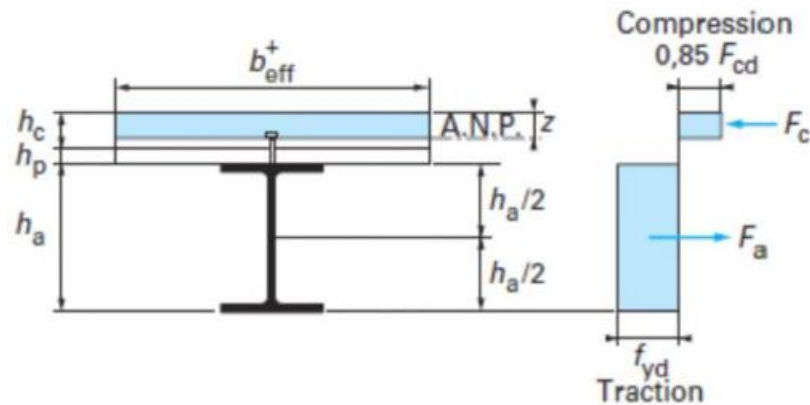


Figure V. 3: Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (flexion positive).

❖ Vérification de cisaillement

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} = \frac{10.706(9.9)}{2} = 52.99 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{R0} \times \sqrt{3}} = \frac{3510.8 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 507 \text{ KN}$$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 7270 - (2 \times 170 \times 12,7) + (8 + 2 \times 18) \times 12,7 = 3510,8 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} < V_{pl,rd} \quad (\text{Condition Vérifiée}).$$

❖ Vérification du moment fléchissant

$$M_{sd} \leq M_{pl, Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{10.706 (9.9)^2}{8} = 131.16 \text{ KN.m}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = f_a \left[h_c + h_p + \frac{h_a}{2} - \frac{z}{2} \right]$$

Donc :

$$M_{pl,rd} = 1818.250 \left[0.12 + 0.44 + \frac{0.36}{2} - \frac{0.1026}{2} \right] = 524.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

❖ Vérification de la condition de la flèche

$$f_{max} = \frac{5q_s l^4}{384EI}$$

Avec :

$$I_c = \frac{A_a (h_c + 2h_p + h_a)^2}{4(1+mv)} + \frac{b_{eff}}{12m} \times h_c^3 + I_a$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{72.73}{125 \times 12} = 0.0486$$

$$I_c = \frac{72.73(12+2 \times 4+36)^2}{4(1+15 \times 0.0486)} + \frac{125}{12 \times 15} \times 36^3 + 16270 = 81648.78 \text{ cm}^2$$

$$f_{max} = \frac{5q_s l^4}{384EI} = \frac{5 \times 7.58 \times (990)^4 \times 10^{-1}}{384 \times 210000 \times 81648.78} = 0.55 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{990}{300} = 3.33 \text{ cm}$$

$$f_{max} < \bar{f} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

V.4. Ferrailage de la dalle pleine

Le calcul est effectué pour une bande de 1 mètre de largeur.

$$G = 4.4585 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}$$

❖ ELU

$$q_u = 1.35(4.4585) + 1.5(2.5) = 9.28 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ ml} = 9.77 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 9.77 \text{ KN/m}$$

$$P = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.25}{9.9} = 0.126 < 0.4$$

$$M_0 = \frac{q_x \times l_x^2}{8} = \frac{9.77 \times (1.25)^2}{8} = 1.92 \text{ KN.m}$$

❖ Moment en travée

$$M_t = 0.75 (1.92) = 1.44 \text{ KN.m}$$

❖ Moment en appuis

$$M_a = 0.5 (1.92) = 0.98 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des armatures en travée :

$$M_t = 1.44 \text{ KN.m}$$

$$b=1\text{m}$$

$$h=12\text{cm}$$

$$d=0.9h=12*0.9=10.8\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.44 \times 10^{-3}}{1(0.108)^2 \times 14.17} = \mathbf{0.087} < \mathbf{0.392}$$

Avec:

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{1.44 \times 10}{0.108 \times 373.9} = 0.39 \text{ cm}^2$$

Avec:

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{430}{1.15} = 373.9 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.087)}) = 0.011$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.108(1 - 0.4(0.011)) = 0.12 \text{ m}$$

→ Donc on prend **2HA5 = 0.39 cm²**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{0.39}{4} = 0.01 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul des armatures en appuis

$$M_a = 0.96 \text{ KN.m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 12 \text{ cm}$$

$$d = 10.8 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.96 \times 10^{-3}}{1(0.108)^2 \times 14.17} = 0.006 < 0.392$$

$$A' = 0$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{0.96 \times 10}{0.107 \times 347.82} = 0.24 \text{ cm}^2$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.06)}) = 7.3 \times 10^{-3}$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.108(1 - 0.4(7.3 \times 10^{-3})) = 0.107 \text{ m}$$

→ Donc on prend **1HA6 = 0.28 cm²**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23(1000) \times (108) \frac{2.1}{400} = 1.21 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{1.21}{4} = 0.302 \text{ cm}^2$$

→ Donc on prend **2HA10 = 1.57 cm²**

❖ Espacement des barres

✚ Longitudinale

$$S_t = \min(3h_c ; 33) \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

✚ Transversale

$$S_t = \min(4h_c ; 45) \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{9.77 \times (1.25)}{2} = 6.12 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_x}{b \times d} = \frac{6.12 \times 10^{-3}}{1(0.108)} = 0.056 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

❖ ELS

$$q_s = G + Q = 4.4585 + 2.5 = 6.958 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ ml} = 6.958 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 6.958 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_x \times l_x^2}{8} = \frac{6.958(1.25)^2}{8} = 1.36 \text{ KN.m}$$

✚ Moment en travée

$$M_t = 0.75 (1.36) = 1.02 \text{ KN.m}$$

✚ Moment en appuis :

$$M_a = 0.5 (1.36) = 0.68 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification des contraintes

✚ En travée

$$M_t = 1.02 \text{ KN.m}$$

$$A = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 10.8 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad - A'd')$$

$$50y^2 + 5.8y - 63.18 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 112.55$$

$$y_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-5.8 - 112.55}{2(50)} = -1.18 \text{ cm}$$

$$y_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-5.8 + 112.55}{2(50)} = 1.06 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 = 594.67 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1.02 \times 10^3}{594.67} \times 1.06 = 1.82 \text{ MPa}$$

✚ En Appuis

$$M_a = 0.28 \text{ KN.m}$$

$$A = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 10.8 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2}Y^2 + 15(A+A')y - 15(Ad - A'd')$$

$$50y^2 + 4.2y - 45.36$$

$$\sqrt{\Delta} = 95.34$$

$$y_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-4.2 - 95.34}{2(50)} = -1 \text{ cm}$$

$$y_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-4.2 + 95.34}{2(50)} = 1 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 = 406.39 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{0.28 \times 10^3}{406.39} \times 1 = 0.688 \text{ MPa}$$

❖ Etat limite de formation

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{12}{1.25} \geq \frac{1.44}{20 \times 1.92} \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{3}{80} = \frac{12}{1.25} \geq \frac{3}{80} \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$3) \frac{A_s}{b \times d} < \frac{2}{f_e} = \frac{1.57}{100 \times 10.8} < \frac{2}{400} \text{ (Condition vérifiée)}$$

V.5. Etude des connecteurs

V.5.1. Choix des dimensions des connecteurs suivant Eurocode4

Pour garantir la résistance de calcul d'un goujon à tête soudée avec un pistolet automatique, certaines conditions doivent être remplies :

- Le bourrelet formé lors de la soudure doit avoir une forme ordinaire et fusionner sans défaut avec le fût du goujon.
- Le diamètre du bourrelet ne doit pas être inférieur à 1,25 fois le diamètre du fût du goujon.
- La hauteur moyenne du bourrelet ne doit pas être inférieure à 0,20 fois le diamètre du fût, et la hauteur minimale ne doit pas être inférieure à 0,15 fois le diamètre du fût.
- Il est recommandé de choisir des goujons soudés avec une tête ayant un diamètre d'au moins 1,5 fois le diamètre du fût du goujon et une hauteur d'au moins 0,4 fois le diamètre du fût.

Ces critères assurent une résistance adéquate du goujon à tête soudée et une liaison fiable entre les éléments structuraux.

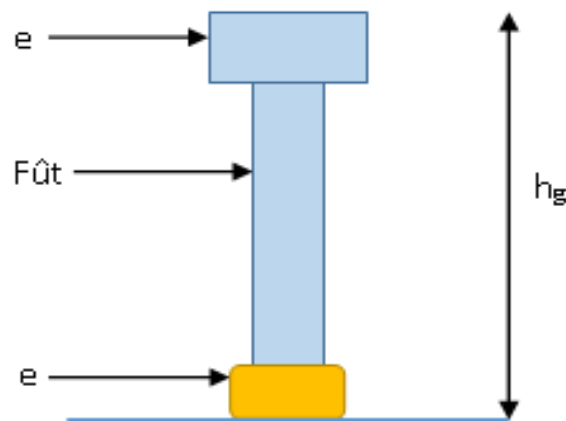


Figure V. 4: Schéma d'un goujon.

On a:

$$h_g = 80\text{mm}$$

$$d = 16\text{mm}$$

$$f_y = 275\text{ MPa}$$

$$f_u = 430\text{ MPa}$$

❖ Le calcul de nombre de connecteurs

$$n \geq \frac{V_l}{P_{rd}}$$

V.5.2. Le calcul de la résistance d'un connecteur

La résistance de calcul d'un goujon à tête soudée, réalisée avec un pistolet automatique et présentant un bourrelé en pied et une soudure normale, est déterminée en utilisant la formule qui donne la plus faible valeur parmi les deux suivantes :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{rd1} = 0.8 \times f_u \times \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v} \\ P_{rd2} = 0.29 \times \alpha \pi d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

$$P_{rd1} = 0.8 \times 430 \times \frac{\pi (16)^2}{4 \times 1.25} = 55.3 \text{ KN}$$

$$P_{rd2} = 0.29 \times 1 \times \pi \times (16)^2 \times \frac{\sqrt{(25 \times 30.5)}}{1.25} = 51.86 \text{ KN}$$

Avec :

$$\alpha = 1 \text{ car } \frac{h}{d} > 4$$

$$E_{cm} = 30.5 \text{ KN/mm}^2$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$P_{rd} = \min (55.3; 51.86) = 51.86 \text{ KN}$$

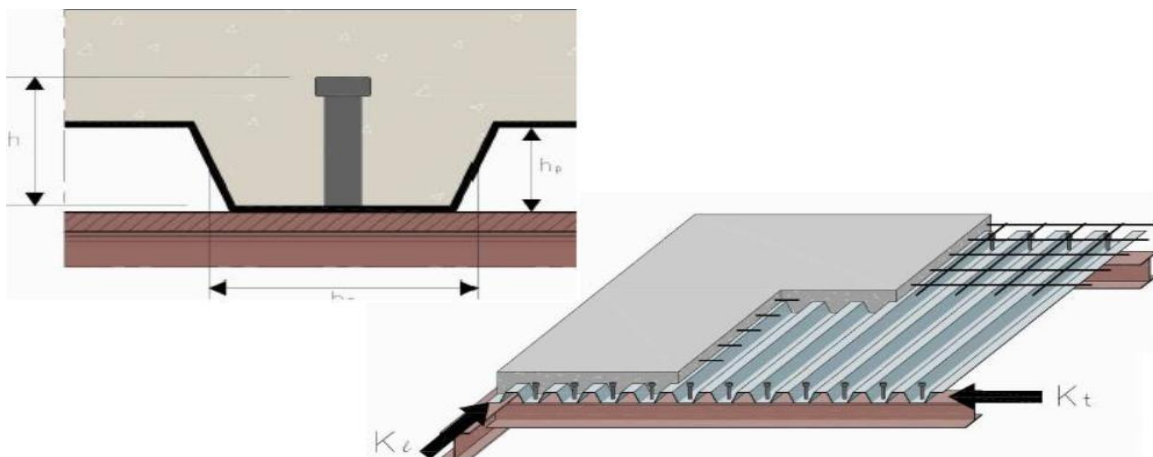


Figure V. 5: Goujons à tête soudés en présence d'une dalle mixte à bac collaborant.

V.5.3. Calcul de L'effort total de cisaillement

Le calcul de l'effort total de cisaillement longitudinal de calcul, noté V_l , auquel les connecteurs doivent résister entre les points de moment fléchissant nul et le moment fléchissant positif maximum, peut être effectué selon la méthode suivante :

$$V_l = \min \left\{ \begin{array}{l} A_a \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}} = 72.73 \times 10^2 \times \frac{275}{1.1} = 1818.25 \text{KN} \\ A_c \times \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_c} = 1440 \times 10^2 \times \frac{25 \times 0.85}{1.5} = 2040 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$V_l = 1818.25 \text{KN}$$

❖ Le nombre de connecteurs

$$n \geq \frac{V_l}{P_{rd}} = \frac{1818.25}{51.86} = 35$$

On utilise alors 35 goujons avec un espacement de :

$$s = \frac{L_{cr}}{n}$$

s : L'espacement entre 2 goujons successifs.

L_{cr} : La longueur entre sections transversales critiques successives.

n : Nombre de goujons.

$$L_{cr} = \frac{990}{2} = 495 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{290}{16} = 14.14 \text{ cm}$$

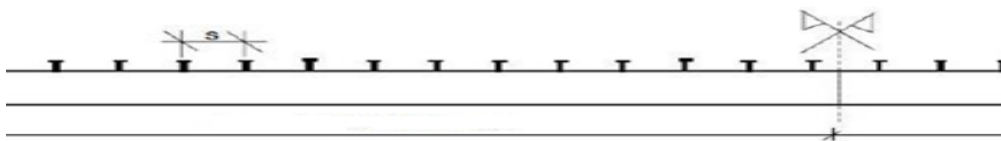
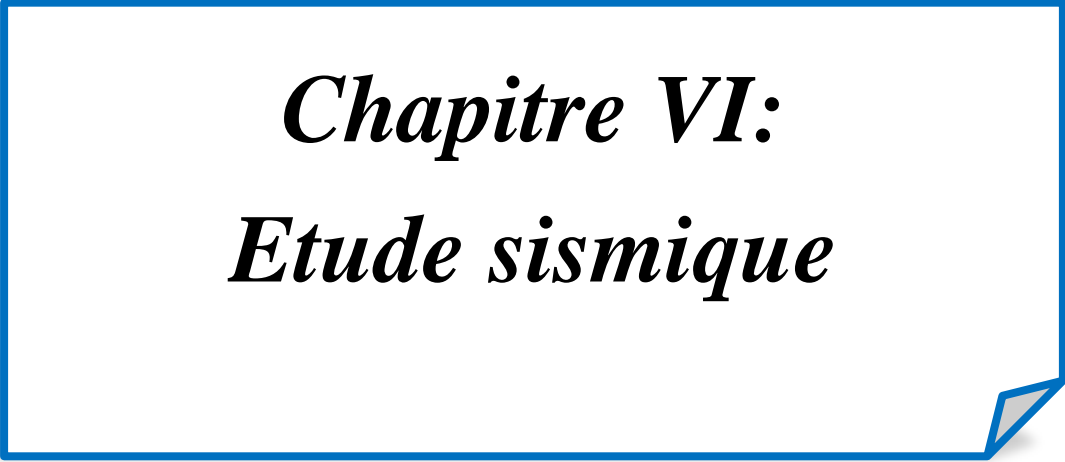


Figure V. 6: Disposition des connecteurs.

V.6. Conclusion

Le plancher collaboratif est constitué de dalles béton de 12 cm d'épaisseur reposant sur des lambourdes style IPE360. La liaison entre les dalles et les lambourdes est assurée par des connecteurs de diamètre 16 mm et espacés de 15 cm. Ces connecteurs sont utilisés pour assurer la liaison entre la poutrelle d'acier et la dalle de béton.



Chapitre VI:
Etude sismique

VI. Introduction

L'action sismique des bâtiments est une action dynamique complexe, ils sont Apparait comme un mouvement sensiblement horizontal exercé sur la fondation. Ce En raison de ses masses opposées, la structure résiste à ces mouvements par des forces d'inertie Mouvement, ce qui entraîne bien sûr un effort structurel. Le but d'une étude sismique est de déterminer les forces induites et leur répartition dans la structure Stabiliser le système. Le calcul sismique est effectué selon la réglementation parasismique algérienne RPA99/édition 2003 (D.T.R B.C-2.48).

VI.1. Méthode statique équivalente

Cette technique consiste à remplacer les forces dynamiques réelles de la construction par un système de forces statiques fictives, pour simuler les effets de l'impact sismique. Les forces sismiques horizontales équivalentes sont appliquées séquentiellement dans les directions.

VI.1.1.Coefficient d'accélération

Tableau VI. 1: Coefficients d'accélération.

Groupe	Zone			
	I	Ila	Ilb	III
1 A	0,15	0,25	0.30	0, 40
1 B	0,12	0, 20	0.25	0, 30
2	0,10	0,15	0.20	0, 25
3	0,07	0,10	0.14	0,18

Groupe d'usage 2 : A = 0.25

VI.1.2.Facteur d'amplification dynamique

Le facteur d'amplification dynamique moyen est une fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

Tableau VI. 2: Valeurs de T1 et T2.

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂ (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

T1 = 0.15s

T2 = 0.50s

VI.1.3.Facteur de correction d’amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\varepsilon)}} \geq 0.7$$

Tableau VI. 3: Valeur de ε (%).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

ξ = 5% D’où : η = 1 > 0.7 ⇒ η = 1

VI.1.4.Coefficient de comportement

Tableau VI. 4: Valeurs du coefficient de comportement R.

B	Acier	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2

R = 4

VI.1.5.Calcul de la période fondamentale de la structure

Pour estimer la valeur de la période fondamentale (T) de la structure, on peut utiliser

des formules empiriques ou bien des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique appropriée à utiliser est la suivante :

$$T = C_t \times h_n^{3/4}$$

Donc : $T = 0,05 \cdot (14)^{3/4} = 0,36 \text{ sec}$

VI.1.6. Facteur de qualité

Le facteur de qualité d'une structure est calculé en fonction de la répartition et de la géométrie des composants constitutifs.

Régularité dans le plan et l'élévation.

La formule suivante peut être utilisée pour déterminer la valeur du facteur Q.

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Tableau VI. 5: Valeurs des facteurs de qualité.

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Donc :

$$Q = 1,2$$

VI.1.7. Calcul de poids total de la structure W(t)

$$W = \sum W_i \text{ Avec : } W_i = G + \beta \times Q$$

Tableau VI. 6: Valeurs du coefficient de pondération.

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Donc :

$$\beta = 0.6$$

$$W_i = 37203.17 \text{ KN}$$

VI.1.8. Calcul de force sismique totale

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

✓ $A = 0.4$.

✓ $T_1 = 0.15 \text{ sec}$; $T_2 = 0.50 \text{ sec}$.

Pour déterminer le facteur d'amplitude, nous appliquons la première méthode de calcul.

$$D = 2.5\eta = 2.5(1) = 2.5.$$

$$V = \frac{0.4 \times 2.5 \times 1.2}{4} \times 37103.86 = 11131.15 \text{ KN}$$

VI.1.9. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La répartition verticale de la résultante des forces sismiques à la base de la structure est déterminée en utilisant les formules suivantes :

$$V = Ft + \sum Fi$$

Avec :

$$T = 0.36 \text{ s} < 0.7 \Rightarrow Ft = 0$$

$$F_k = \frac{(V - Ft) W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

$$V_k = F_k + \sum_{i=k}^n Fi \text{ (art 4.2.6 RPA 99).}$$

Voici les résultats présentés sous forme tabulaire :

niveau	W_i	h_i	$W_i h_i$	$F_k[\text{KN}]$	$V_k[\text{KN}]$
sous-sol	8910,15	2,8	24948,42	1099,77	11131,15
RDC	8891,38	5,6	49791,73	2194,91	10031,37
etage1	8887,18	8,4	74652,31	3290,82	7836,456
etage2	8874,61	11,2	99395,63	4381,55	4545,636
etage3	265,87	14	3722,18	164,08	164,081
somme			252510,3		

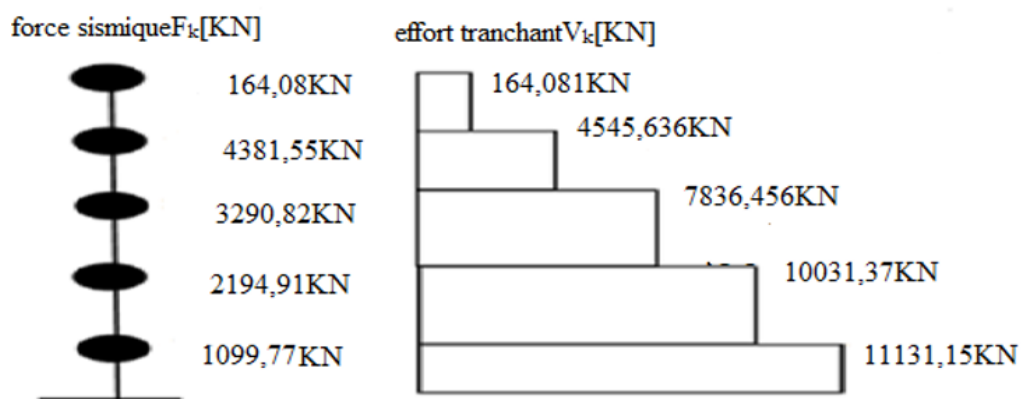


Figure VI. 1: Diagramme de force sismique, effort tranchant.

VI.2. Etude dynamique 3D avec un système de stabilité verticale

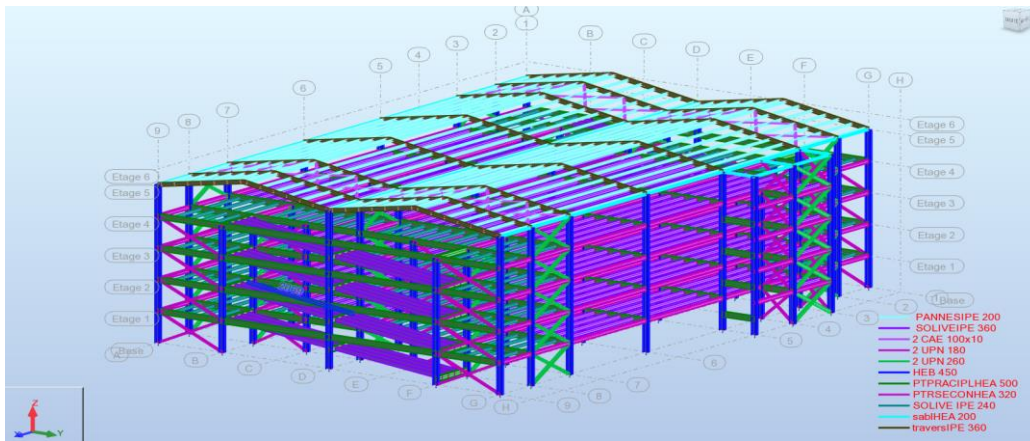


Figure VI. 2: La représentation tridimensionnelle de la structure offre une vue complète de ses caractéristiques et de son agencement spatial.

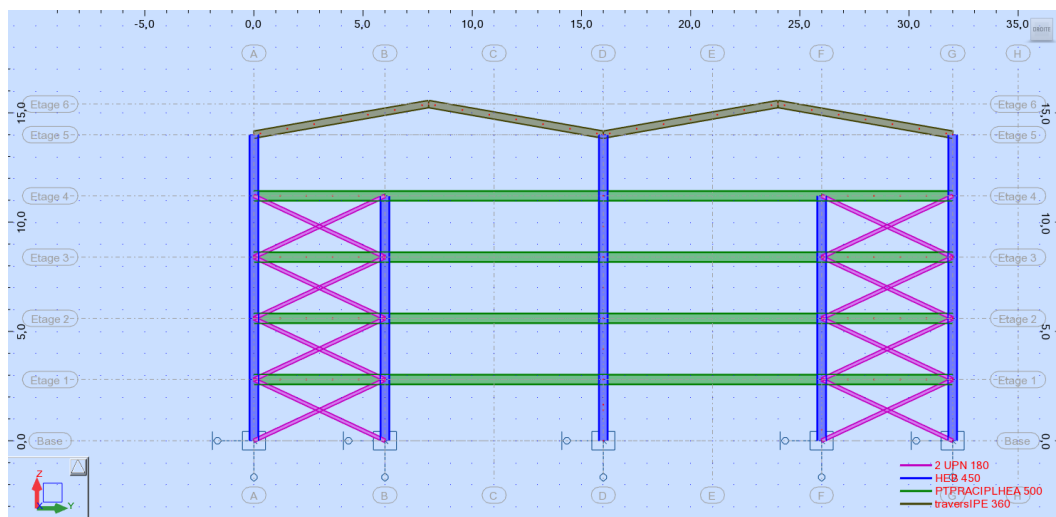


Figure VI. 3: vue YZ.

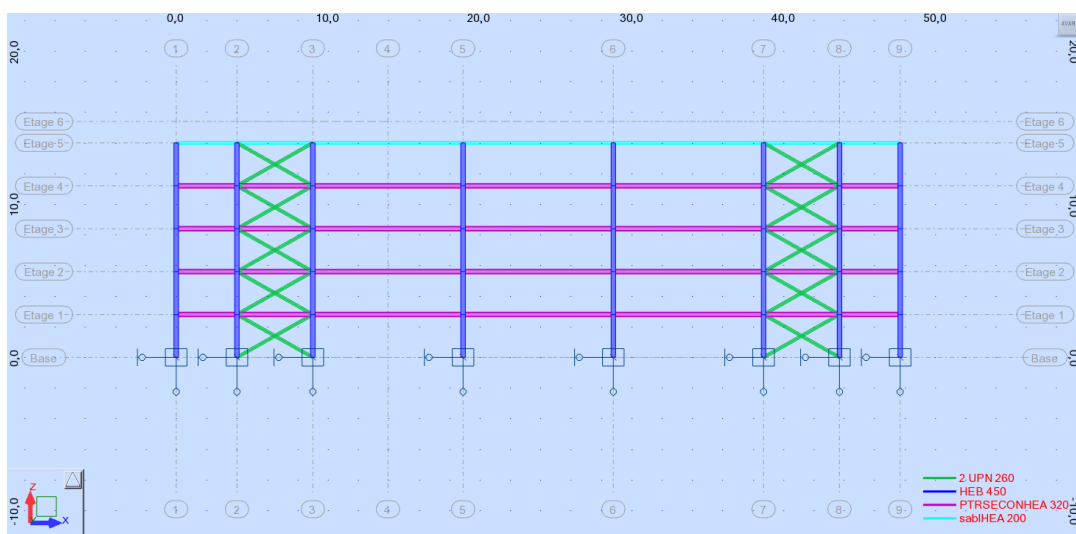


Figure VI. 4: vue XZ.

❖ Analyses modes sismique

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
5/ 1	0,21	86,18	0,11	86,18	0,11	3710368,76	3710368,76
5/ 2	0,16	86,35	70,71	0,18	70,59	3710368,76	3710368,76
5/ 3	0,12	86,35	71,09	0,00	0,38	3710368,76	3710368,76
5/ 4	0,11	86,35	71,20	0,00	0,11	3710368,76	3710368,76
5/ 5	0,11	86,36	71,21	0,00	0,00	3710368,76	3710368,76
5/ 6	0,11	86,36	71,23	0,00	0,03	3710368,76	3710368,76
5/ 7	0,11	86,36	71,24	0,00	0,01	3710368,76	3710368,76

❖ Période

$$T_{Robot} < T_{calculé} \times 30\% \Rightarrow 0,21 < 0,36 \times 30\% \quad \text{(Condition Vérifiée)}$$

❖ Les masses modales

Les 2 premiers modes sont vérifiés \Rightarrow il ne y'a pas de torsion (Condition vérifiée)

❖ Les masses modales cumulées

La participation massique pour le 7^{ème} mode

$$K > 3\sqrt{N}$$

N : nombre d'étage.

$$K = 3\sqrt{5} = 7$$

VI.2.1. Résultante des forces sismiques

❖ Direction X

Tableau VI. 7: somme des réactions direction X.

Cas	6 - EX					
Mode CQC						
Somme totale	11755,35	4421,57	8183,05	1464,11	1693,44	0,01
Somme réactions	11754,65	606,26	0,00	4858,34	99428,79	214333,26
Somme efforts	11754,37	607,05	0,0	4862,80	99430,19	214404,16
Vérification	23509,02	1213,30	0,00	9721,14	198858,98	428737,42
Précision	4,00324e-02	2,97516e-02				

❖ Direction Y

Tableau VI. 8: somme des réactions direction Y.

Cas	7 - EY					
Mode CQC						
Somme totale	2331,29	10480,28	6456,91	6566,17	316,64	0,03
Somme réactions	606,60	9913,53	0,00	81178,95	5292,31	192614,75
Somme efforts	607,31	9915,31	0,0	81172,75	5292,12	192722,99
Vérification	1213,91	19828,84	0,00	162351,69	10584,42	385337,74
Précision	4,00324e-02	2,97516e-02				

Les forces sismiques appliquées à la base ont produit les résultats suivants:

✓ EX : $V_x \text{ analytique} = 11754.65\text{KN} > 80\% V_s = 8904.92\text{KN}$ (Condition Vérifiée)

✓ EY : $V_y \text{ analytique} = 9913.53\text{KN} > 80\% V_s = 8904.92\text{KN}$ (Condition Vérifiée)

VI.2.2. Vérification des déplacements relatifs

Le déplacement horizontal :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Le déplacement relatif :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Tableau VI. 9: déplacement inter étage résultat robot.

Niveau	Déplacement.		δ_k		Déplacement. Relatif.		Déplacement. Admis.	OBS
	U_x	U_y	Axe x	Axe y	Axe x	Axe y	0.01 x H [cm]	
05	2.1	1	8.4	4	0.2	0.4	2,8	OK ✓
04	2	0.9	8	3.6	1.2	0.4		
03	1.7	0.8	6.8	3.2	1,6	0.8		
02	1.3	0.6	5.2	2.4	2.4	0.8		
01	0.7	0.4	2.8	1.6	2.8	1.6		



***Chapitre VII:
Assemblage***

VII. Introduction

Le but principal de ce chapitre est d'étudier un exemple d'assemblage de type (poutre-poteau) avec platine en utilisant la méthode dite « méthode des composants » présentée par L'EUROCODE-3.

VII.1. Caractéristiques géométriques et mécaniques de l'assemblage

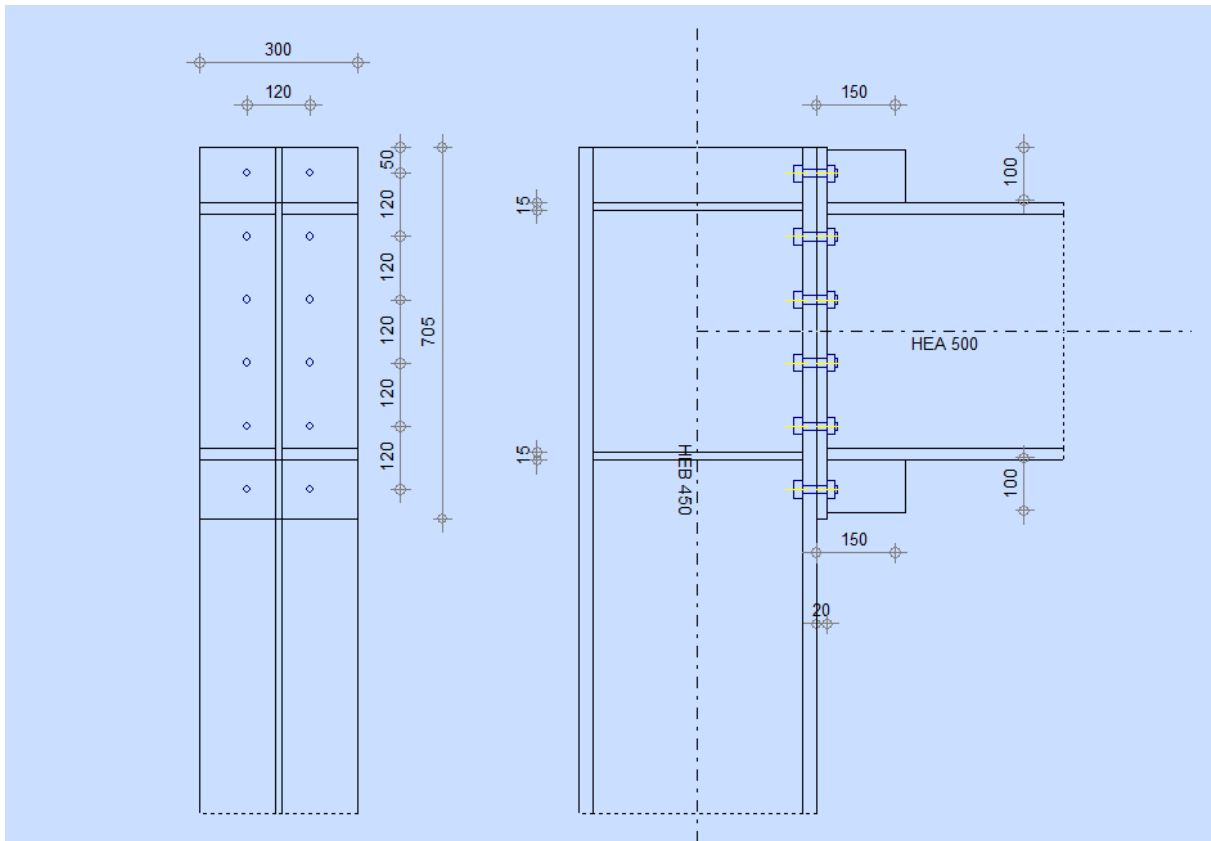


Figure VII. 1:Caractéristiques géométrique d'assemblage poutre-poteau.

❖ Poutre HEA500

$h_b=490$ mm; $b_b=300$ mm; $t_{fb}=23$ mm; $t_{wb}=12$ mm; $r = 27$ mm; $I_y= 86970$ cm⁴ ; $A= 197.5$ cm²
 $A_{vz}=74.7$ cm²; $w_{pl,y} = 3949$ cm³ ; $d_b=390$ mm.

❖ Poteau HEB450

$H_c=450$ mm; $b_c=300$ mm; $t_{fc}=26$ mm; $t_{wc}=14$ mm; $r = 27$ mm; $I_y= 79890$ cm⁴; $A=218$ cm²
 $A_{vz}=79.7$ cm²; $w_{pl,y} = 3982$ cm³ ; $d_c=344$ mm.

❖ Platine d'about S275

$h_p=705$ mm; $b_p=300$ mm; $t_p=20$ mm

❖ Boulons

M16, classe 10.9

$f_y=900$ MPa ; $f_u=1000$ MPa ; $A_s = 157$ mm²

❖ Coefficients partiels de sécurité

$$\gamma_{M0} = 1,0 ; \gamma_{M1} = 1,0 \text{ et } \gamma_{M2} = 1,25$$

VII.1.1. Zone cisailée

❖ Résistance du panneau d'âme de poteau en cisaillement

$$V_{T.Rd} = \frac{0,9 \times f_y \times w_c \times A_{vc}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

$$A_{vc} = A_c - 2b_c t_{fc} + (t_{wc} + 2r_c) t_{fc} = 79,66 \text{ cm}^2$$

$$V_{WP.Rd} = \frac{0,9 \times f_y \times w_c \times A_{vc}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{0,9 \times 275 \times 79,66 \times 10^2}{1 \times \sqrt{3}} = 1138,3 \text{ KN}$$

VII.1.2. Zone comprimée

❖ Côté poutre

$$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd} / (h - t_{fb})$$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = f_{yb} W_{ply} / \gamma_{M0}$$

$$M_{c,Rd} = (275 \times 3949 \times 10^3) / 10^6 = 1085,9 \text{ kN.m}$$

$$F_{c,fb,Rd} = 1085,9 \times 10^3 / (490 - 23) = 2325,26 \text{ KN}$$

❖ Côté poteau

$$F_{c,Fb,Rd} = \frac{w f_{y,wc} t_w b_{eff,c,wc} k_{wc}}{\gamma_{M0}}$$

Avec:

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_p + 5(t_{fc} + s) + s_p = 23 + 9 \times 2\sqrt{2} + 5(26 + 27) + 40 = 354 \text{ mm}$$

$$K_{wc} = 1$$

$$\beta = 1$$

ω : Interaction avec le cisaillement dans l'âme du poteau (coefficient réducteur)

$$\omega = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,23 \times \left(\frac{\beta b_{eff,c,wc} t_w}{A_{vc}} \right)}} = 0,8$$

$$F_{c,Fb,Rd} = \frac{0,8 \times 1 \times 14 \times 275 \times 358}{1} = 1022,21 \text{ KN}$$

VII.1.3. Résistance de la zone tendue côté poutre

❖ Rangée 01 adjacente à un raidisseur individuel

$$m = \frac{b_q - 2e - t_{wb}}{2} - 0,8r_c = \frac{120 - 14}{2} - 0,8 \times 27 = 31,4 \text{ mm}$$

$$e = 90 \text{ mm}; w = 120 \text{ mm}$$

❖ Mécanisme circulaire

$$l_{eff.cp} = 2\pi m = 2 \times \pi \times 31.4 = 197.2mm$$

❖ Mécanisme non circulaire

$$l_{eff.nc} = \alpha m = 5.79 \times 31.4 = 182mm$$

$$\lambda_1 = \frac{m}{m+e} = 0.25 \qquad \lambda_2 = \frac{m_2}{m+e} = 0.41$$

$$\alpha = 5.79$$

$$l_{eff.1} = \min(l_{eff.cp}; l_{eff.nc}) = 182mm$$

$$l_{eff.2} = l_{eff.nc} = 182mm$$

❖ Rangée 02 .05 et 06 adjacente à un raidisseur individuel

✓ Mécanisme circulaire

$$l_{eff.cp} = 2\pi m = 2 \times \pi \times 31.4 = 197.2mm$$

✓ Mécanisme non circulaire

$$l_{eff.nc} = 4m + 1.25e = 251mm$$

$$l_{eff.1} = \min(l_{eff.cp}; l_{eff.nc}) = 197.2mm$$

$$l_{eff.2} = l_{eff.nc} = 251mm$$

❖ Rangée 03 et 04 intérieure individuel

❖ Mécanisme circulaire

$$l_{eff.cp} = 2\pi m = 2 \times \pi \times 31.4 = 197.2mm$$

❖ Mécanisme non circulaire

$$l_{eff.nc} = 4m + 1.25e = 4 \times 31.4 + 1.25 \times 90 = 238mm$$

$$l_{eff.1} = \min(l_{eff.cp}; l_{eff.nc}) = 197.2mm$$

$$l_{eff.2} = l_{eff.nc} = 238mm$$

VII.1.4. Calcul des efforts résistants côté poteau

❖ Rangée 01

$$F_{t; wb.Rd} = 0.25 L_{eff} t_f f_y / \gamma_{M0} = 0.25 \times 182 \times 26 \times \frac{275}{1} = 325.32 KN$$

Alors:

Rangée	01	02	03	04	05	06
F _{t; wb.Rd} [KN]	325.32	352	352	352	352	352

VII.1.5. Résistance de la zone tendue côté poutre**❖ Rangée 01**

$$m=42 ; e=90$$

✓ Mécanisme circulaire

$$l_{eff.cp} = 2\pi m = 2 \times \pi \times 42 = 264mm$$

✓ Mécanisme non circulaire

$$l_{eff.nc} = \alpha m = 7.7 \times 42 = 324mm$$

$$l_{eff.1} = \min (l_{eff.cp}; l_{eff.nc}) = 264mm$$

$$l_{eff.2} = l_{eff.nc} = 324mm$$

❖ Rangée 02**✓ Mécanisme circulaire**

$$l_{eff.cp} = 2\pi m = 2 \times \pi \times 44 = 276mm$$

✓ Mécanisme non circulaire

$$l_{eff.nc} = 4m + 1.25e = 351mm$$

$$l_{eff.1} = \min (l_{eff.cp}; l_{eff.nc}) = 276mm$$

$$l_{eff.2} = l_{eff.nc} = 351mm$$

❖ Rangée 03 ; 04 et 05 intérieure individuel**✓ Mécanisme circulaire**

$$l_{eff.cp} = 2\pi m = 2 \times \pi \times 44 = 276mm$$

✓ Mécanisme non circulaire

$$l_{eff.nc} = 4m + 1.25e = 4 \times 44 + 1.25 \times 90 = 288mm$$

$$l_{eff.1} = \min (l_{eff.cp}; l_{eff.nc}) = 276mm$$

$$l_{eff.2} = l_{eff.nc} = 288mm$$

❖ Rangée 06**✓ Mécanisme circulaire**

$$l_{eff.cp} = 2\pi m = 2 \times \pi \times 42 = 264mm$$

✓ Mécanisme non circulaire

$$l_{eff.nc} = \alpha m = 7.7 \times 42 = 324mm$$

$$l_{eff.1} = \min (l_{eff.cp}; l_{eff.nc}) = 264mm$$

$$l_{eff.2} = l_{eff.nc} = 324\text{mm}$$

VII.1.6. Résistance en flexion Platine

❖ **Rangée 01**

$$M_{PL.1.Rd} = M_{PL.2.Rd} = 0.25t_f^2 f_y / \gamma_{M0} = 0.25 \times 20^2 \times \frac{275}{1} = 25\text{KN.m}$$

✓ **MODE 01:**

$$F_{T.Rd} = \frac{4M_{PL.2.Rd}}{m} = \frac{4 \times 264 \times 25}{44} = 600\text{KN}$$

✓ **MODE 02:**

$$F_{T.Rd} = \frac{2M_{PL.2.Rd} + n \Sigma B_{T.Rd}}{m+n} = \frac{2 \times 25 \times 264 + 55 \times 94.2}{44+55} = 185\text{KN}$$

✓ **MODE 03 :**

$$F_{T.Rd} = \Sigma B_{T.Rd} = 0.9 A_S f_{ub} / \gamma_{Mb} = 2 \times (0.9 \times 157 \times 1000) / 1.5 \times 10^3 = 188.4\text{KN}$$

Tableau VII. 1: Bilan des modes de ruine platine.

Rangée	M _{PL.1.Rd} [KN.m]	MODE01	MODE02	MODE03	minF _{tr ; Rd} [Kn]
01	25	600	185	188.4	185
02	25	606	187.18	188.4	187.18
03	25	606	187.18	188.4	187.18
04	25	606	187.18	188.4	187.18
05	25	606	187.18	188.4	187.18
06	25	600	185	188.4	185

VII.1.7. La résistance de la platine par boulon

❖ **Rangée centrale**

$$N_{rés} = 3750e \left[\frac{a_2}{a_1} \times \frac{S_1}{a_2+S_2} \right] = 3750 \times 20 \times \frac{60}{54} \times \frac{120}{120+60} = 55.55 \text{ KN}$$

$$2 \times 55.55 = 111.1\text{KN}$$

Rangée extérieure raidie

$$N_{rés} = 3750e \left[\frac{a_2}{a_1} + \frac{a_4}{a_3} \right] = 3750 \times 20 \times \frac{60}{54} \times \frac{55}{50} = 91.66\text{KN}$$

$$2 \times 91.66 = 195\text{kn}$$

La résistance de calcul en traction d'un boulon M16 classe 10.9

✓ **Précontraint (NF P 22-460)**



$$P_V = 0.8 \sigma_{yb} A_S = 80.38 \text{ KN}$$

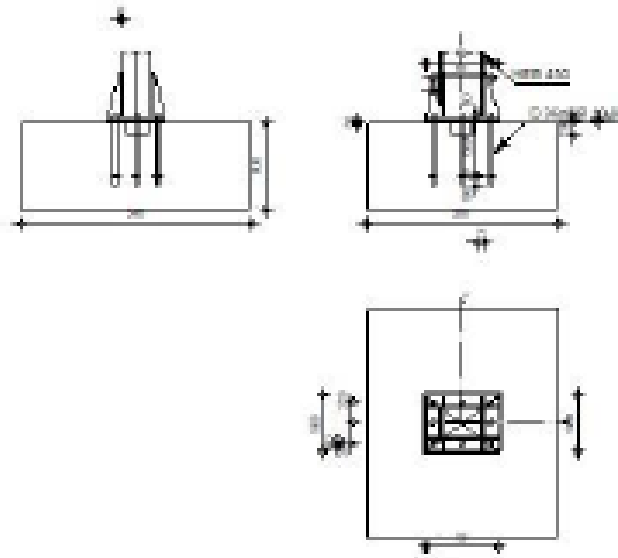
✓ **Non Précontraint (NF P 22-430)**

$$P_V = \frac{1}{1.25} \sigma_{red} A_S = \frac{1}{1.25} \times 670 \times \frac{157}{10^3} = 84.152 \text{ KN}$$

VII.2. Vérification des assemblages

VII.2.1. Vérification de pieds poteau HEB450

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	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	
		Ratio 0,85



GENERAL

Assemblage N°: 12
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 491
 Barres de la structure: 436

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: IHEB 450
 Barre N°: 436

$L_c = 2,80$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 450$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_c = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 14$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 26$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 217,98$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 79887,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER S28
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance

f_{yc} =	275,00	[MPa]	Résistance
f_{uc} =	405,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

l_{pd} =	750	[mm]	Longueur
b_{pd} =	580	[mm]	Largeur
t_{pd} =	30	[mm]	Epaisseur
Matériau:	ACIER E28		
f_{ycd} =	275,00	[MPa]	Résistance
f_{ucd} =	405,00	[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} =	900,00	[MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
f_{ub} =	1200,00	[MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
d =	36	[mm] Diamètre du boulon
A_n =	8,17	[cm ²] Aire de la section efficace du boulon
A_g =	10,18	[cm ²] Aire de la section du boulon
n_x =	3	Nombre de colonnes des boulons
n_y =	3	Nombre de rangées des boulons
Ecartement e_{x1} =	300	[mm]
Entraxe e_{y1} =	220	[mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

L_1 =	60	[mm]
L_2 =	600	[mm]
L_3 =	100	[mm]

Plaque d'ancrage

l_p =	100	[mm]	Longueur
b_p =	100	[mm]	Largeur
t_p =	20	[mm]	Epaisseur
Matériau:	ACIER E28		

f_y =	275,00	[MPa]	Résistance
---------	--------	-------	------------

Platine

l_{ad} =	60	[mm]	Longueur
b_{ad} =	60	[mm]	Largeur
t_{ad} =	10	[mm]	Epaisseur

BECHE

Profilé:	HEA 240		
l_b =	150	[mm]	Longueur
Matériau:	ACIER E28		
f_{yc} =	275,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR

l_r =	750	[mm]	Longueur
w_b =	580	[mm]	Largeur
h_b =	490	[mm]	Hauteur
t_b =	20	[mm]	Epaisseur
d_1 =	20	[mm]	Grugeage
d_2 =	20	[mm]	Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M2} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel
-----------------	------	---------------------------------

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M2} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel
γ_{M3} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel
γ_C =	1,50	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

L =	2000	[mm]	Longueur de la semelle
B =	2400	[mm]	Largeur de la semelle
H =	900	[mm]	Hauteur de la semelle

BétonClasse: **BETON20** f_{ck} = 20,00 [MPa] Résistance caractéristique à la compression**Mortier de calage**

t_0 =	30	[mm]	Épaisseur du mortier de calage
f_{ckd} =	12,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
C_{fd} =	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

a_p =	8	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
a_w =	8	[mm]	Bèche
a_s =	4	[mm]	Raldisseurs

EFFORTS

Cas: 17: 0.8G+Ey 1*0.80+9*-1.00

N_{Ed} =	448,53	[kN]	Effort axial
V_{Ed} =	298,09	[kN]	Effort tranchant
V_{Ed} =	-0,19	[kN]	Effort tranchant
M_{Ed} =	0,00	[kN*m]	Moment fléchissant
M_{Ed} =	-18,35	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS**ZONE TENDUE****RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE**

A_b =	8,17	[cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
f_b =	1200,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
β =	0,85		Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,1}$ =	$\beta \cdot 0,9 \cdot f_b \cdot A_b / \gamma_{M2}$			
$F_{t,Rd,1}$ =	600,00	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
γ_{M2} =	1,20		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
f_{yk} =	900,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [3.2.2]
$F_{t,Rd,2}$ =	$f_{yk} \cdot A_b / \gamma_{M2}$			
$F_{t,Rd,2}$ =	612,75	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [3.2.2]
$F_{t,Rd,3}$ =	$\min(F_{t,Rd,1}, F_{t,Rd,2})$			
$F_{t,Rd,3}$ =	600,00	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

f_{ck} =	20,00	[MPa]	Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
A_b =	89,82	[cm ²]	Aire de contact de la plaque d'ancrage	CEB [15.1.2.3]
p_k =	140,00	[MPa]	Résistance caractéristique du béton à l'arrachement	CEB [15.1.2.3]
γ_{M3} =	2,18		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,3}$ =	$p_k \cdot A_b / \gamma_{M3}$			

$F_{t,Rd,p} = 623,76$	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [3.2.3]
ARRACHEMENT DU CONE DE BETON			
$h_{ef} = 600$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [3.2.4]
$N_{Rk,c}^{D} = 9.0(N^{0.25}/mm^{0.25})^2 f_{ct,ef} h_{ef}^{1.5}$			
$N_{Rk,c}^{D} = 591,54$	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [3.2.4]
$s_{cr,N} = 1800$	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [3.2.4]
$c_{cr,N} = 900$	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [3.2.4]
$A_{c,N0} = 53760,00$	[cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [3.2.4]
$A_{c,N} = 44800,00$	[cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [3.2.4]
$W_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$			
$W_{A,N} = 0,83$		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [3.2.4]
$c = 700$	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [3.2.4]
$W_{B,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$			
$W_{B,N} = 0,93$		Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [3.2.4]
$W_{s,N} = 1,00$		Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [3.2.4]
$W_{rh,N} = 0.5 + h_{ef}(mm)/200 \leq 1.0$			
$W_{rh,N} = 1,00$		Coef. dépendant de la densité du ferrillage dans la fondation	CEB [3.2.4]
$W_{fiss,N} = 1,00$		Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [3.2.4]
$\gamma_{red} = 2,16$		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^{D} W_{A,N} W_{B,N} W_{s,N} W_{rh,N} W_{fiss,N} / \gamma_{red}$			
$F_{t,Rd,c} = 213,0$	[kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de	EN 1992-1: [3.4.2. (2)]
$= 0$]	béton	
FENDAGE DU BETON			
$h_{ef} = 600$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [3.2.5]
$N_{Rk,c}^{D} = 9.0(N^{0.25}/mm^{0.25})^2 f_{ct,ef} h_{ef}^{1.5}$			
$N_{Rk,c}^{D} = 591,54$	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [3.2.5]
$s_{cr,N} = 1200$	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [3.2.5]
$c_{cr,N} = 600$	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [3.2.5]
$A_{c,N0} = 29520,00$	[cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [3.2.5]
$A_{c,N} = 29520,00$	[cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [3.2.5]
$W_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$			
$W_{A,N} = 1,00$		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [3.2.5]
$c = 600$	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [3.2.5]
$W_{B,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$			
$W_{B,N} = 1,00$		Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [3.2.5]
$W_{s,N} = 1,00$		Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [3.2.5]
$W_{rh,N} = 0.5 + h_{ef}(mm)/200 \leq 1.0$			
$W_{rh,N} = 1,00$		Coef. dépendant de la densité du ferrillage dans la fondation	CEB [3.2.5]
$W_{fiss,N} = 1,00$		Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [3.2.5]
$W_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{0.5} \leq 1.2$			
$W_{h,N} = 0,83$		Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [3.2.5]
$\gamma_{red} = 2,16$		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^{D} W_{A,N} W_{B,N} W_{s,N} W_{rh,N} W_{fiss,N} W_{h,N} / \gamma_{red}$			
$F_{t,Rd,sp} = 226,07$	[kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [3.2.5]
RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION			
$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$			
$F_{t,Rd} = 213,00$	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à traction	
FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE			
Moment fléchissant $M_{pl,Rd}$			
$l_{ef,1} = 564$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[5.2.6.5]
$l_{ef,2} = 564$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[5.2.6.5]
$m = 141$	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[5.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 34,88$	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[5.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 34,88$	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[5.2.4]
$F_{t,1,Rd} = 990,00$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[5.2.4]
$F_{t,2,Rd} = 575,01$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[5.2.4]
$F_{t,3,Rd} = 639,01$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[5.2.4]

$$F_{T,RdY} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$$F_{T,RdY} = 575,01 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode à la traction} \quad [5.2.4]$$

Moment fléchissant $M_{j,RdY}$

$$l_{ef,1} = 72 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1} \quad [5.2.6.5]$$

$$l_{ef,2} = 72 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2} \quad [5.2.6.5]$$

$$m = 18 \text{ [mm]} \quad \text{Pince boulon-bord de renforcement} \quad [5.2.6.5]$$

$$M_{pl,1,Rd} = 4,46 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \quad \text{Résistance plastique de la dalle pour le mode 1} \quad [5.2.4]$$

$$M_{pl,2,Rd} = 4,46 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \quad \text{Résistance plastique de la dalle pour le mode 2} \quad [5.2.4]$$

$$F_{T,1,Rd} = 990,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 1} \quad [5.2.4]$$

$$F_{T,2,Rd} = 575,01 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 2} \quad [5.2.4]$$

$$F_{T,3,Rd} = 639,01 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 3} \quad [5.2.4]$$

$$F_{T,RdZ} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$$F_{T,RdZ} = 575,01 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode à la traction} \quad [5.2.4]$$

RÉSISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$$N_{Rd} = 1533,35 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle à la traction axiale} \quad [5.2.8.3]$$

$$F_{T,RdY} = F_{t,RdY}$$

$$F_{T,RdY} = 575,01 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone tendue} \quad [5.2.8.3]$$

$$F_{T,RdZ} = F_{t,RdZ}$$

$$F_{T,RdZ} = 575,01 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone tendue} \quad [5.2.8.3]$$

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{Rd} / N_{Rd} \leq 1,0$ (5.24)	0,29 < 1,00	vérifié	(0,29)
$e_y = 0$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[5.2.8.3]
$z_{c,y} = 239$ [mm]	Bras de levier $F_{C,RdY}$		[5.2.8.1.(2)]
$z_y = 300$ [mm]	Bras de levier $F_{T,RdY}$		[5.2.8.1.(3)]
$M_{j,RdY} = 0,00$ [kN·m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[5.2.8.3]
$M_{j,RdY} / M_{j,RdY} \leq 1,0$ (5.23)	0,39 < 1,00	vérifié	(0,39)
$e_z = 41$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[5.2.8.3]
$z_{c,z} = 173$ [mm]	Bras de levier $F_{C,RdZ}$		[5.2.8.1.(2)]
$z_z = 220$ [mm]	Bras de levier $F_{T,RdZ}$		[5.2.8.1.(3)]
$M_{j,RdZ} = 39,68$ [kN·m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[5.2.8.3]
$M_{j,RdZ} / M_{j,RdZ} \leq 1,0$ (5.23)	0,46 < 1,00	vérifié	(0,46)
$M_{j,RdY} / M_{j,RdY} = M_{j,RdZ} / M_{j,RdZ} \leq 1,0$	0,85 < 1,00	vérifié	(0,85)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,RdY}$

$$\alpha_{dY} = 0,61 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{bY} = 0,61 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,yb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1Y} = 2,50 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{1,yb,RdY} = k_{1Y} \cdot \alpha_{dY} \cdot \alpha_{bY} \cdot f_{tp} \cdot d^2 \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,yb,RdY} = 537,16 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [5.2.2.(7)]$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,RdZ}$

$$\alpha_{dZ} = 0,66 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{bZ} = 0,66 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,zb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1Z} = 2,50 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{1,zb,RdZ} = k_{1Z} \cdot \alpha_{dZ} \cdot \alpha_{bZ} \cdot f_{tp} \cdot d^2 \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,zb,RdZ} = 575,53 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [5.2.2.(7)]$$

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$$\alpha_b = 0,25 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{2,yb,Rd} \quad [5.2.2.(7)]$$

$$A_{b0} = 10,18 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du boulon} \quad [5.2.2.(7)]$$

$$f_{tb} = 1200,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [5.2.2.(7)]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [5.2.2.(7)]$$

$$F_{2,yb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{tb} \cdot A_{b0} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,yb,Rd} = 242,34 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier} \quad [5.2.2.(7)]$$

a_{b1}	= 2,00	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{b0,y}$	= 5,10 [kN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
l_{an}	= 63 [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
γ_{b1}	= 1,20	Coefficient de sécurité partiel	CEB [9.3.2.2]
$F_{VRd,an} = 0,8 * M_{b0,y} / (l_{an} * \gamma_{b1})$			
$F_{VRd,an}$	= 334,93 [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]
RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER			
$N_{b0,y}$	= 460,09 [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
k_d	= 2,00	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
γ_{b1}	= 2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [9.3.3.1]
$F_{VRd,op} = k_d * N_{b0,y} / \gamma_{b1}$			
$F_{VRd,op}$	= 426,01 [kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]
ECRASEMENT DU BORD DU BETON			
Cisaillement par l'effort $V_{j0,y}$			
$V_{b0,y}^D$	= 2817,7 [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$W_{AV,y}$	= 0,29	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$W_{hV,y}$	= 1,18	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$W_{bV,y}$	= 0,84	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$W_{e0V,y}$	= 1,00	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$W_{uV,y}$	= 1,00	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$W_{s0V,y}$	= 1,00	Coef. dépendant du mode de ferrillage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
γ_{b1}	= 2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [9.3.3.1]
$F_{VRd,y} = V_{b0,y}^D * W_{AV,y} * W_{hV,y} * W_{bV,y} * W_{e0V,y} * W_{uV,y} * W_{s0V,y} / \gamma_{b1}$			
$F_{VRd,y}$	= 377,51 [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
Cisaillement par l'effort $V_{j0,x}$			
$V_{b0,x}^D$	= 1701,0 [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$W_{AV,x}$	= 0,80	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$W_{hV,x}$	= 1,05	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$W_{bV,x}$	= 0,98	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$W_{e0V,x}$	= 1,00	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$W_{uV,x}$	= 1,00	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$W_{s0V,x}$	= 1,00	Coef. dépendant du mode de ferrillage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
γ_{b1}	= 2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [9.3.3.1]
$F_{VRd,x} = V_{b0,x}^D * W_{AV,x} * W_{hV,x} * W_{bV,x} * W_{e0V,x} * W_{uV,x} * W_{s0V,x} / \gamma_{b1}$			
$F_{VRd,x}$	= 649,95 [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)]
$N_{c0,d}$	= 0,00 [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{t,Rd} = C_{f,d} * N_{c0,d}$			
$F_{t,Rd}$	= 0,00 [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]
CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON			
$F_{VRd,eq,y} = 1,4 * l_w * d_{eq} * f_{td} / \gamma_c$			
$F_{VRd,eq,y}$	= 644,00 [kN]	Résistance au contact de la cale d'amôt avec béton	
$F_{VRd,eq,z} = 1,4 * l_w * d_{eq} * f_{td} / \gamma_c$			
$F_{VRd,eq,z}$	= 672,00 [kN]	Résistance au contact de la cale d'amôt avec béton	
CONTROLE DU CISAILLEMENT			
$V_{jRd,y} = \min(F_{1y0,Rd,y}, F_{2y0,Rd}, F_{VRd,an}, F_{VRd,op}, F_{VRd,y}) + F_{VRd,eq,y} + F_{t,Rd}$			
$V_{jRd,y}$	= 1723,43 [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]

$V_{1,Rd,1} / V_{1,Rd,1} \leq 1,0$	$0,17 < 1,00$	vérifié	(0,17)
$V_{j,Rd,2} = n_b \cdot \min(F_{1,yb,Rd,2}, F_{2,yb,Rd}, F_{1,Rd,2m}, F_{1,Rd,2p}, F_{1,Rd,2z}) + F_{1,Rd,2g,2} + F_{1,Rd}$			
$V_{j,Rd,2} = 1751,43$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		CEB [9.3.1]
$V_{1,Rd,2} / V_{1,Rd,2} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
$V_{1,Rd,1} / V_{1,Rd,1} + V_{1,Rd,2} / V_{1,Rd,2} \leq 1,0$	$0,17 < 1,00$	vérifié	(0,17)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_h = 9,63$ [kN·m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_h = 128,43$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$z_h = 153$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_h = 50827,88$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_c = 2,33$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1(6.2.1.(5))
$\sigma_g = 6,96$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures		EN 1993-1-1(6.2.1.(5))
$\tau = 13,10$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur		EN 1993-1-1(6.2.1.(5))
$\sigma_e = 22,82$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1(6.2.1.(5))
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_e) / (f_{yD}/\gamma_{M2}) \leq 1.0$ (5.1)	$0,08 < 1,00$	vérifié	(0,08)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_h = 7,12$ [kN·m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_h = 142,33$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$z_h = 136$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_h = 55098,24$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_c = 1,37$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1(6.2.1.(5))
$\sigma_g = 4,96$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures		EN 1993-1-1(6.2.1.(5))
$\tau = 14,52$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur		EN 1993-1-1(6.2.1.(5))
$\sigma_e = 25,19$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1(6.2.1.(5))
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_e) / (f_{yD}/\gamma_{M2}) \leq 1.0$ (5.1)	$0,09 < 1,00$	vérifié	(0,09)

SOUDEURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_1 = 15,57$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure		[4.5.3.(7)]
$\tau_1 = 15,57$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		[4.5.3.(7)]
$\tau_{ } = 21,51$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{1,Rd,1}$		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = -0,01$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{1,Rd,2}$		[4.5.3.(7)]
$\beta_{w1} = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance		[4.5.3.(7)]
$\sigma_1 / (0.9 \cdot f_w / \gamma_{w2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,05 < 1,00$	vérifié	(0,05)
$\sqrt{(\sigma_1^2 + 3.0 (\tau_{\perp}^2 + \tau_1^2))} / (f_w / (\beta_{w1} \gamma_{w2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,13 < 1,00$	vérifié	(0,13)
$\sqrt{(\sigma_1^2 + 3.0 (\tau_{ }^2 + \tau_1^2))} / (f_w / (\beta_{w1} \gamma_{w2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,05 < 1,00$	vérifié	(0,05)

SOUDEURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_1 = 0,00$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure		[4.5.3.(7)]
$\tau_1 = 0,00$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		[4.5.3.(7)]
$\tau_{ } = 32,76$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle		[4.5.3.(7)]
$\sigma_e = 0,00$ [MPa]	Contrainte totale équivalente		[4.5.3.(7)]
$\beta_{w1} = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance		[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_1, \tau_{ } \cdot \sqrt{3}, \sigma_e) / (f_w / (\beta_{w1} \gamma_{w2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,15 < 1,00$	vérifié	(0,15)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_1 = 15,72$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure		[4.5.3.(7)]
$\tau_1 = 15,72$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		[4.5.3.(7)]
$\tau_{ } = 36,31$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle		[4.5.3.(7)]
$\sigma_e = 70,31$ [MPa]	Contrainte totale équivalente		[4.5.3.(7)]
$\beta_{w1} = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance		[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_1, \tau_{ } \cdot \sqrt{3}, \sigma_e) / (f_w / (\beta_{w1} \gamma_{w2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,18 < 1,00$	vérifié	(0,18)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$\sigma_1 =$	75,68 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_1 =$	75,68 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{ } =$	59,36 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_2 =$	182,97 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_1, \tau_1 \cdot \sqrt{3}, \sigma_2) / (f_u / \beta_w \cdot \gamma_{M2}) \leq 1,0$ (4.1) 0,48 < 1,00			vérifié (0,48)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_1 =$	104,84 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_1 =$	104,84 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{ } =$	43,96 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_2 =$	223,07 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_1, \tau_1 \cdot \sqrt{3}, \sigma_2) / (f_u / \beta_w \cdot \gamma_{M2}) \leq 1,0$ (4.1) 0,59 < 1,00			vérifié (0,59)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE**Moment fléchissant $M_{j,y}$**

$b_{ef} =$	151 [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[5.2.5.(3)]
$l_{ef} =$	425 [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[5.2.5.(3)]
$k_{1,y} = E_c \sqrt{b_{ef} \cdot l_{ef}} (1,275 \cdot E)$			
$k_{1,y} =$	28 [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 5.11]
$l_{ef} =$	564 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[5.2.6.5]
$m =$	141 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[5.2.6.5]
$k_{1,y} = 0,425 \cdot l_{ef} \cdot t_p^3 / (m^2)$			
$k_{1,y} =$	5 [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 5.11]
$L_b =$	376 [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 5.11]
$k_{1,y} = 1,6 \cdot A_b \cdot L_b$			
$k_{1,y} =$	3 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 5.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,17	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,y} =$	74992,59 [kN·m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 5.12]
$S_{jR,y} =$	1797471,00 [kN·m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,y} < S_{jR,y}$ SEMI-RIGIDE			[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,x}$


$k_{1,x} = E_c \sqrt{A_{c,x}} (1,275 \cdot E)$			
$k_{1,x} =$	40 [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 5.11]
$l_{ef} =$	72 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[5.2.6.5]
$m =$	18 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[5.2.6.5]
$k_{1,x} = 0,425 \cdot l_{ef} \cdot t_p^3 / (m^2)$			
$k_{1,x} =$	142 [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 5.11]
$L_b =$	376 [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 5.11]
$k_{1,x} = 1,6 \cdot A_b \cdot L_b$			
$k_{1,x} =$	3 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 5.11]
$\lambda_{0,x} =$	0,44	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,x} =$	68979,44 [kN·m]	Rigidité en rotation initiale	[5.3.1.(4)]
$S_{jR,x} =$	263729,25 [kN·m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,x} < S_{jR,x}$ SEMI-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 0,85


VII.2.2. Vérification de l'assemblage poteau HEA450 avec IPE360



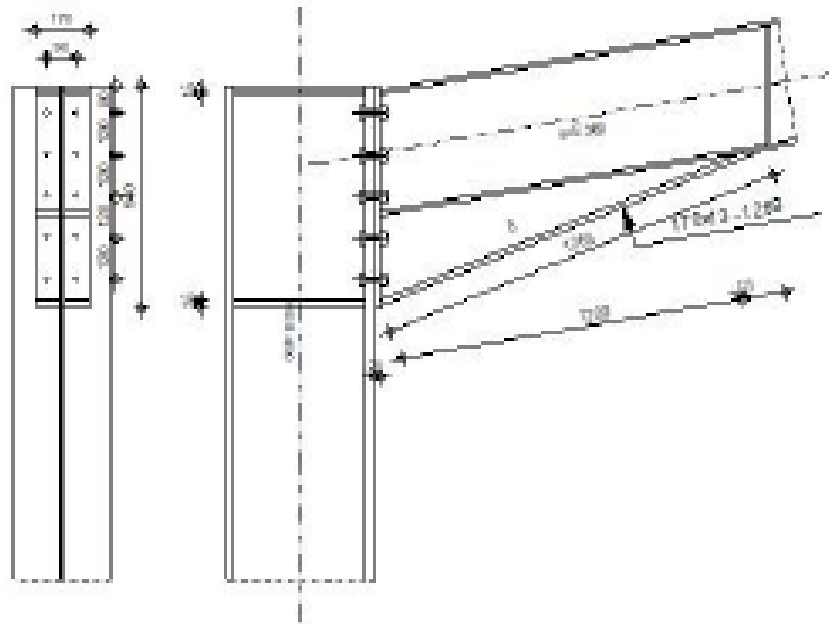
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,40



GENERAL

Assemblage N°: 5
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 1095
 Barres de la structure: 1081, 1156

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: IPE 450
 Barre N°: 1081
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_0 = 450$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_0 = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{w0} = 14$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{f0} = 26$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_0 = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_0 = 217,98$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{y0} = 79887,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER E28
 $f_{y0} = 275,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé:	IPE 360		
Barre N°:	1156		
$\alpha =$	9,2	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	360	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_r =$	170	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{ab} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_b =$	13	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_s =$	18	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	18	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	72,73	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{bz} =$	16265,60	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER		
$f_{yk} =$	235,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

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

$d =$	18	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	8.8		Classe du boulon
$F_{tbd} =$	165,89	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_b =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_r =$	5		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	80	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_1 =$	90	[mm]	
Entraxe $p_1 =$	120; 120; 120; 120	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	640	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	170	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yk} =$	275,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$W_d =$	170	[mm]	Largeur de la platine
$t_{bd} =$	13	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	260	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{ad} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	1200	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	20,9	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yk} =$	275,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur			
$h_{rd} =$	398	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{rd} =$	143	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{rd} =$	15	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yk} =$	275,00	[MPa]	Résistance
Inférieur			
$h_{rd} =$	398	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{rd} =$	143	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{rd} =$	15	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{yk} = 275,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_{\alpha} = 6$ [mm] Soudure d'âme
 $a_{\beta} = 9$ [mm] Soudure semelle
 $a_{\gamma} = 6$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{\delta} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M2} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M0} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 31: $1.35G+1.5Q1$ $1*1.35+30*1.50$

$M_{Ed,po} = 92,43$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{Ed,po} = 57,08$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{Ed,po} = -117,48$ [kN] Effort axial dans la poutre droite
 $M_{Ed,po} = -92,44$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur
 $V_{Ed,po} = -114,48$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur
 $N_{Ed,po} = -70,86$ [kN] Effort axial dans le poteau inférieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_s = 72,73$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[5.2.4]
 $N_{s,Rd} = A_s f_{yk} / \gamma_{M0}$
 $N_{s,Rd} = 1709,14$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[5.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{s0} = 55,94$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[5.2.6.(3)]
 $V_{s,Rd} = A_{s0} (f_{yk} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$
 $V_{s,Rd} = 758,94$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[5.2.6.(2)]
 $V_{Ed,Ed} / V_{s,Rd} \leq 1,0$ $0,08 < 1,00$ **vérifié** (0,08)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{pl,y} = 1019,22$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[5.2.5.(2)]
 $M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} f_{yk} / \gamma_{M0}$
 $M_{pl,y,Rd} = 239,52$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[5.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_p = 1847,42$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[5.2.5]
 $M_{cb,Rd} = W_p f_{yk} / \gamma_{M0}$
 $M_{cb,Rd} = 434,14$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[5.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 434,14$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[5.2.5]
 $t_r = 611$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [5.2.6.7.(1)]
 $F_{cb,Rd} = M_{cb,Rd} / t_r$
 $F_{cb,Rd} = 710,16$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [5.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 9,2$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

Pression diamétrale:

$\beta =$	9,2	[Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\gamma =$	20,9	[Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{\text{eff,comp}} =$	243	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[5.2.6.2.(1)]
$A_{\text{eff}} =$	35,14	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[5.2.6.(3)]
$\omega =$	0,85		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[5.2.6.2.(1)]
$\sigma_{\text{comp,Rd}} =$	100,99	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[5.2.6.2.(2)]
$k_{\text{comp}} =$	1,00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[5.2.6.2.(2)]
$A_{\text{Rd}} =$	24,30	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[5.2.4]
$F_{\text{comp,Rd}} = [\omega k_{\text{comp}} b_{\text{eff,comp}} t_{\text{eff}} f_{\text{yd}} / \gamma_{\text{M0}} + A_{\text{Rd}} f_{\text{yd}} / \gamma_{\text{M0}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$				
$F_{\text{comp,Rd}} =$	4419,91	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[5.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{\text{eff}} =$	299	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[5.2.6.2.(1)]
$\lambda_{\text{p}} =$	1,05		Elongement de plaque	[5.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,77		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[5.2.6.2.(1)]
$\lambda_{\text{Rd}} =$	5,94		Elongement du raidisseur	EN1993-1-1:[5.3.1.2]
$\chi =$	1,00		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[5.3.1.2]
$F_{\text{comp,Rd}} = [\omega k_{\text{comp}} \rho b_{\text{eff,comp}} t_{\text{eff}} f_{\text{yd}} / \gamma_{\text{M0}} + A_{\text{Rd}} \chi f_{\text{yd}} / \gamma_{\text{M0}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$				
$F_{\text{comp,Rd}} =$	4011,08	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[5.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{\text{comp,Rd}} = b_{\text{Rd}} t_{\text{Rd}} f_{\text{yd}} / (0,8 \gamma_{\text{M0}})$				
$F_{\text{comp,Rd}} =$	649,19	[kN]	Résistance de l'aile du renfort	[5.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{\text{comp,Rd,low}} = \text{Min} (F_{\text{comp,Rd}} , F_{\text{comp,Rd}} , F_{\text{comp,Rd}})$				
$F_{\text{comp,Rd,low}} =$	649,19	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[5.2.6.2.(1)]

RÉSISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'ÂME EN CISAILEMENT

$M_{\text{d1,Rd}} =$	92,43	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{\text{d2,Rd}} =$	0,00	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{\text{d1,Rd}} =$	-114,48	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{\text{d2,Rd}} =$	0,00	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z =$	488	[mm]	Bras de levier	[5.2.5]
$V_{\text{d,Rd}} = (M_{\text{d1,Rd}} - M_{\text{d2,Rd}}) / z - (V_{\text{d1,Rd}} - V_{\text{d2,Rd}}) / 2$				
$V_{\text{d,Rd}} =$	246,74	[kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{\text{eff}} =$	79,66	[cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[5.2.6.(3)]
$A_{\text{Rd}} =$	79,66	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[5.2.6.(3)]
$d_{\text{t}} =$	605	[mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[5.2.6.1.(4)]
$M_{\text{pl,t,Rd}} =$	13,94	[kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[5.2.6.1.(4)]
$M_{\text{pl,tu,Rd}} =$	4,64	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[5.2.6.1.(4)]
$M_{\text{pl,tb,Rd}} =$	4,64	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[5.2.6.1.(4)]
$V_{\text{d,Rd}} = 0,9 (A_{\text{eff}} T_{\text{d,Rd}}) / (\sqrt{3} \gamma_{\text{M0}}) + \text{Min}(4 M_{\text{pl,t,Rd}} / d_{\text{t}} , (2 M_{\text{pl,tu,Rd}} + M_{\text{pl,tb,Rd}} + M_{\text{pl,t,Rd}}) / d_{\text{t}})$				
$V_{\text{d,Rd}} =$	1199,70	[kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[5.2.6.1]
$V_{\text{d,Rd}} / V_{\text{d,Rd}} \leq$	1,0		0,21 < 1,00	vérifié (0,21)

ÂME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{\text{eff}} =$	14	[mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[5.2.6.2.(5)]
$b_{\text{eff,comp}} =$	344	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[5.2.6.2.(1)]
$A_{\text{eff}} =$	79,66	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[5.2.6.(3)]
$\omega =$	0,82		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[5.2.6.2.(1)]
$\sigma_{\text{comp,Rd}} =$	23,15	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[5.2.6.2.(2)]
$k_{\text{comp}} =$	1,00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[5.2.6.2.(2)]
$A_{\text{Rd}} =$	42,90	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[5.2.4]
$F_{\text{comp,Rd}} = [\omega k_{\text{comp}} b_{\text{eff,comp}} t_{\text{eff}} f_{\text{yd}} / \gamma_{\text{M0}} + A_{\text{Rd}} f_{\text{yd}} / \gamma_{\text{M0}}]$				
$F_{\text{comp,Rd}} =$	2270,98	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[5.2.6.2.(1)]

Flambement:

d_{acc} = 344 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[5.2.6.2(1)]
λ_p = 0,83	Elancement de plaque	[5.2.6.2(1)]
ρ = 0,92	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[5.2.6.2(1)]
λ_A = 3,88	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[5.3.1.2]
χ_A = 1,00	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[5.3.1.2]

$$F_{0,95,Rd1} = \alpha k_{acc} \rho b_{eff,0,95} k_{acc} f_{yb} / \gamma_{M1} + A_{a0} \chi_A f_{yb} / \gamma_{M1}$$

$$F_{0,95,Rd1} = 2178,37 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [5.2.6.2(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{0,95,Rd,low} = \text{Min} (F_{0,95,Rd1}, F_{0,95,Rd2})$$

$$F_{0,95,Rd} = 2178,37 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [5.2.6.2(1)]$$

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

t_{acc} = 14 [mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[5.2.6.2(6)]
$b_{eff,0,95}$ = 343 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[5.2.6.2(1)]
A_{acc} = 79,66 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[5.2.6(3)]
α = 0,82	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[5.2.6.2(1)]
$\sigma_{comp,Ed}$ = 23,15 [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[5.2.6.2(2)]
k_{acc} = 1,00	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[5.2.6.2(2)]
A_a = 42,90 [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[5.2.4]

$$F_{0,95,Rd1} = \alpha k_{acc} b_{eff,0,95} t_{acc} f_{yb} / \gamma_{M2} + A_a f_{yb} / \gamma_{M2}$$

$$F_{0,95,Rd1} = 2268,72 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [5.2.6.2(1)]$$

Flambement:

d_{acc} = 344 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[5.2.6.2(1)]
λ_p = 0,83	Elancement de plaque	[5.2.6.2(1)]
ρ = 0,92	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[5.2.6.2(1)]
λ_A = 3,88	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[5.3.1.2]
χ_A = 1,00	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[5.3.1.2]

$$F_{0,95,Rd2} = \alpha k_{acc} \rho b_{eff,0,95} k_{acc} f_{yb} / \gamma_{M1} + A_a \chi_A f_{yb} / \gamma_{M1}$$

$$F_{0,95,Rd2} = 2177,34 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [5.2.6.2(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{0,95,Rd,app} = \text{Min} (F_{0,95,Rd1}, F_{0,95,Rd2})$$

$$F_{0,95,Rd,app} = 2177,34 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [5.2.6.2(1)]$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m_b	e	e_b	p	$l_{eff,op}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,csg}$	$l_{eff,scg}$	$l_{eff,sg}$	$l_{eff,sg}$
1	16	-	105	-	120	103	131	103	131	172	93	93	93
2	16	-	105	-	120	103	197	103	197	240	120	120	120
3	16	-	105	-	120	103	197	103	197	240	120	120	120
4	16	-	105	-	120	103	197	103	197	240	120	120	120
5	16	-	105	-	120	103	131	103	131	172	93	93	93

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m_b	e	e_b	p	$l_{eff,op}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,csg}$	$l_{eff,scg}$	$l_{eff,sg}$	$l_{eff,sg}$
1	34	-	40	-	120	215	197	197	197	227	163	163	163
2	34	-	40	-	120	215	187	187	187	240	120	120	120
3	34	-	40	-	120	215	187	187	187	240	120	120	120
4	34	-	40	-	120	215	187	187	187	240	120	120	120
5	34	-	40	-	120	215	187	187	187	227	153	153	153

- m - Distance du boulon de l'âme
- m_b - Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e - Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_b - Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p - Entraxe des boulons
- $l_{eff,op}$ - Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc}$ - Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

- m – Distance du boulon de l'âme
- $l_{eff,1}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- $l_{eff,2}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- $l_{eff,app}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,app}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{j,Rd,2} F_{c,wb,Rd,2bw} , 2 F_{c,wb,Rd,2bw} , 2 F_{c,wb,Rd,app})$
 $N_{j,Rd} = 1298,38 \text{ [kN]}$ Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]
 $N_{Ed,Rd} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,09 < 1,00 vérifié (0,09)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 165,89 \text{ [kN]}$ Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $B_{p,Rd} = 329,79 \text{ [kN]}$ Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]
 $F_{t0,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
 $F_{tws,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
 $F_{tsp,Rd}$ – résistance de la platine fêchée à la flexion
 $F_{twb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction
 $F_{t0,Rd} = \text{Min} (F_{t,10,Rd} , F_{t,20,Rd} , F_{t,30,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]
 $F_{tws,Rd} = 40 D_{eff,tws} t_{ws} f_{yd} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]
 $F_{tsp,Rd} = \text{Min} (F_{t,1sp,Rd} , F_{t,2sp,Rd} , F_{t,3sp,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
 $F_{twb,Rd} = D_{eff,twb} t_{wb} f_{yd} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{Rd,comp}$ - Formule	$F_{Rd,comp}$	Composant
$F_{t,Rd} = \text{Min} (F_{t,Rd,comp})$	324,68	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t0,Rd(1)} = 331,78$	331,78	Aile du poteau - traction
$F_{tws,Rd(1)} = 388,52$	388,52	Âme du poteau - traction
$F_{tsp,Rd(1)} = 324,68$	324,68	Platine d'about - traction
$F_{twb,Rd(1)} = 369,99$	369,99	Âme de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 659,58$	659,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,RdD} = 1199,70$	1199,70	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wb,Rd} = 2178,37$	2178,37	Âme du poteau - compression
$F_{c0,Rd} = 710,16$	710,16	Aile de la poutre - compression
$F_{cwb,Rd} = 649,19$	649,19	Âme de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{Rd,comp}$ - Formule	$F_{Rd,comp}$	Composant
$F_{t,Rd} = \text{Min} (F_{t,Rd,comp})$	208,07	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t0,Rd(2)} = 331,78$	331,78	Aile du poteau - traction
$F_{tws,Rd(2)} = 388,52$	388,52	Âme du poteau - traction
$F_{tsp,Rd(2)} = 317,30$	317,30	Platine d'about - traction
$F_{twb,Rd(2)} = 351,27$	351,27	Âme de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 659,58$	659,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,RdD} - \sum_1^1 F_{t,Rd} = 1199,70 - 324,68$	875,02	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{t,Rd} = 2178,37 - 324,68$	1853,69	Âme du poteau - compression
$F_{c0,Rd} - \sum_1^1 F_{t,Rd} = 710,16 - 324,68$	385,48	Aile de la poutre - compression
$F_{cwb,Rd} - \sum_1^1 F_{t,Rd} = 649,19 - 324,68$	324,51	Âme de la poutre - compression
$F_{t0,Rd(2) + 1} - \sum_1^1 F_{t,Rd} = 663,55 - 324,68$	338,87	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{tws,Rd(2) + 1} - \sum_1^1 F_{t,Rd} = 753,55 - 324,68$	428,87	Âme du poteau - traction - groupe
$F_{tsp,Rd(2) + 1} - \sum_1^1 F_{t,Rd} = 967,67 - 324,68$	242,99	Platine d'about - traction - groupe
$F_{twb,Rd(2) + 1} - \sum_1^1 F_{t,Rd} = 532,75 - 324,68$	208,07	Âme de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{Rd,comp}$ - Formule	$F_{Rd,comp}$	Composant
$F_{Rd} = \text{Min} (F_{Rd,comp})$	116, 43	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{Tto,Rd(3)} = 331,78$	331, 78	Aile du poteau - traction
$F_{Twe,Rd(3)} = 388,52$	388, 52	Arme du poteau - traction
$F_{Tep,Rd(3)} = 317,30$	317, 30	Platine d'about - traction
$F_{Twb,Rd(3)} = 351,27$	351, 27	Arme de la poutre - traction
$B_{s,Rd} = 659,58$	659, 58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{ep,Rd(3)} - \sum_{i=1}^3 F_{Rd} = 1199,70 - 532,75$	666, 95	Panneau d'âme - compression
$F_{Cwe,Rd} - \sum_{i=1}^3 F_{Rd} = 2178,37 - 532,75$	1645, 62	Arme du poteau - compression
$F_{Cto,Rd} - \sum_{i=1}^3 F_{Rd} = 710,16 - 532,75$	177, 41	Aile de la poutre - compression
$F_{Cwb,Rd} - \sum_{i=1}^3 F_{Rd} = 649,19 - 532,75$	116, 43	Arme de la poutre - compression
$F_{Tto,Rd(3-2)} - \sum_{i=2}^3 F_{Rd} = 663,55 - 208,07$	455, 48	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{Twe,Rd(3-2)} - \sum_{i=2}^3 F_{Rd} = 832,71 - 208,07$	624, 63	Arme du poteau - traction - groupe
$F_{Tto,Rd(3+2+1)} - \sum_{i=2}^3 F_{Rd} = 995,33 - 532,75$	462, 57	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{Twe,Rd(3+2+1)} - \sum_{i=2}^3 F_{Rd} = 1065,92 - 532,75$	533, 17	Arme du poteau - traction - groupe
$F_{Tep,Rd(3+2)} - \sum_{i=2}^3 F_{Rd} = 535,52 - 208,07$	327, 45	Platine d'about - traction - groupe
$F_{Twb,Rd(3+2)} - \sum_{i=2}^3 F_{Rd} = 451,20 - 208,07$	243, 13	Arme de la poutre - traction - groupe
$F_{Tep,Rd(3+2+1)} - \sum_{i=2}^3 F_{Rd} = 835,43 - 532,75$	302, 68	Platine d'about - traction - groupe
$F_{Twb,Rd(3+2+1)} - \sum_{i=2}^3 F_{Rd} = 758,35 - 532,75$	225, 60	Arme de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

$F_{Rd,comp}$ - Formule	$F_{Rd,comp}$	Composant
$F_{Rd} = \text{Min} (F_{Rd,comp})$	0, 00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{Tto,Rd(4)} = 331,78$	331, 78	Aile du poteau - traction
$F_{Twe,Rd(4)} = 388,52$	388, 52	Arme du poteau - traction
$F_{Tep,Rd(4)} = 317,30$	317, 30	Platine d'about - traction
$F_{Twb,Rd(4)} = 351,27$	351, 27	Arme de la poutre - traction
$B_{s,Rd} = 659,58$	659, 58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{ep,Rd(4)} - \sum_{i=1}^4 F_{Rd} = 1199,70 - 649,19$	550, 51	Panneau d'âme - compression
$F_{Cwe,Rd} - \sum_{i=1}^4 F_{Rd} = 2178,37 - 649,19$	1529, 18	Arme du poteau - compression
$F_{Cto,Rd} - \sum_{i=1}^4 F_{Rd} = 710,16 - 649,19$	60, 97	Aile de la poutre - compression
$F_{Cwb,Rd} - \sum_{i=1}^4 F_{Rd} = 649,19 - 649,19$	0, 00	Arme de la poutre - compression
$F_{Tto,Rd(4-3)} - \sum_{i=3}^4 F_{Rd} = 663,55 - 116,43$	547, 12	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{Twe,Rd(4-3)} - \sum_{i=3}^4 F_{Rd} = 832,71 - 116,43$	716, 27	Arme du poteau - traction - groupe
$F_{Tto,Rd(4+3+2)} - \sum_{i=3}^4 F_{Rd} = 995,33 - 324,51$	670, 82	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{Twe,Rd(4+3+2)} - \sum_{i=3}^4 F_{Rd} = 1124,04 - 324,51$	799, 54	Arme du poteau - traction - groupe
$F_{Tto,Rd(4+3+2+1)} - \sum_{i=3}^4 F_{Rd} = 1327,10 - 649,19$	677, 92	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{Twe,Rd(4+3+2+1)} - \sum_{i=3}^4 F_{Rd} = 1291,00 - 649,19$	641, 81	Arme du poteau - traction - groupe
$F_{Tep,Rd(4+3)} - \sum_{i=3}^4 F_{Rd} = 535,52 - 116,43$	419, 09	Platine d'about - traction - groupe
$F_{Twb,Rd(4+3)} - \sum_{i=3}^4 F_{Rd} = 451,20 - 116,43$	334, 77	Arme de la poutre - traction - groupe
$F_{Tep,Rd(4+3+2)} - \sum_{i=3}^4 F_{Rd} = 803,28 - 324,51$	478, 78	Platine d'about - traction - groupe
$F_{Twb,Rd(4+3+2)} - \sum_{i=3}^4 F_{Rd} = 676,80 - 324,51$	352, 29	Arme de la poutre - traction - groupe
$F_{Tep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_{i=3}^4 F_{Rd} = 1103,19 - 649,19$	454, 01	Platine d'about - traction - groupe
$F_{Twb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_{i=3}^4 F_{Rd} = 983,95 - 649,19$	334, 77	Arme de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_i	F_{Rd}	$F_{Tto,Rd}$	$F_{Twe,Rd}$	$F_{Tep,Rd}$	$F_{Twb,Rd}$	F_{LRd}	$B_{s,Rd}$
1	548	324, 68	331, 78	388, 52	324, 68	369, 99	331, 78	659, 58
2	428	208, 07	331, 78	388, 52	317, 30	351, 27	331, 78	659, 58
3	308	116, 43	331, 78	388, 52	317, 30	351, 27	331, 78	659, 58
4	188	-	331, 78	388, 52	317, 30	351, 27	331, 78	659, 58
5	68	-	331, 78	388, 52	317, 30	351, 27	331, 78	659, 58

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{Rd}

$M_{Rd} = \sum h_i F_{Rd}$

$M_{Rd} = 302, 69 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$ Résistance de l'assemblage à la flexion

[6.2]

$M_{Ed} / M_{Rd} \leq 1,0$ 0,31 < 1,00 **vérifié** (0,31)

VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N

$M_{Ed} / M_{Rd} + N_{Ed} / N_{Rd} \leq 1$ [5.2.5.1.(3)]
 $M_{Ed} / M_{Rd} + N_{Ed} / N_{Rd}$ 0,40 < 1,00 **vérifié** (0,40)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]
 $\beta_v = 0,94$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]
 $F_{v,Rd} = 138,02$ [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]
 $F_{v,Rd,max} = 165,89$ [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $F_{v,Rd,int} = 291,60$ [kN] Résistance du boulon inférieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]
 $F_{v,Rd,ext} = 291,60$ [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	$F_{v,Rd,N}$	$F_{v,Rd,M}$	$F_{v,Rd,M}$	$F_{v,Rd,M}$	$F_{v,Rd}$	$F_{v,Rd}$
1	331,78	-23,50	324,68	99,14	75,65	231,09
2	331,78	-23,50	208,07	63,54	40,04	252,25
3	331,78	-23,50	116,43	35,55	12,06	268,88
4	331,78	-23,50	0,00	0,00	-23,50	276,05
5	331,78	-23,50	0,00	0,00	-23,50	276,05

$F_{v,Rd,N}$ - Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
 $F_{v,Rd,M}$ - Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial
 $F_{v,Rd,M}$ - Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure
 $F_{v,Rd,M}$ - Effort dans une rangée de boulons dû au moment
 $F_{v,Rd}$ - Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
 $F_{v,Rd}$ - Résistance réduite d'une rangée de boulon

$F_{v,Rd,N} = N_{Ed} F_{v,Rd,N} / N_{Rd}$
 $F_{v,Rd,M} = M_{Ed} F_{v,Rd,M} / M_{Rd}$
 $F_{v,Rd} = F_{v,Rd,N} + F_{v,Rd,M}$
 $F_{v,Rd} = \text{Min} (n_b F_{v,Rd} (1 - F_{v,Rd} / (1.4 n_b F_{v,Rd,max})), n_b F_{v,Rd}, n_b F_{v,Rd})$

$V_{Ed} = n_b \sum_{i=1}^n F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]
 $V_{Ed} = 1304,32$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]
 $V_{Ed} / V_{Rd} \leq 1,0$ 0,04 < 1,00 **vérifié** (0,04)

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 130,81$ [cm²] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]
 $A_{w,h}$ = 64,98 [cm²] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]
 $A_{w,v}$ = 65,83 [cm²] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]
 $I_{yy} = 56436,07$ [cm⁴] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]
 $\sigma_{t,max} = \tau_{t,max} = -48,37$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(6)]
 $\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -48,37$ [MPa] Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]
 $\tau_{\parallel} = 8,67$ [MPa] Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]
 $\beta_w = 0,80$ Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]
 $\sqrt{(\sigma_{t,max})^2 + 3(\tau_{t,max})^2} \leq f_w / (\beta_w \gamma_{M2})$ 96,75 < 365,00 **vérifié** (0,27)
 $\sqrt{(\sigma_{\perp})^2 + 3(\tau_{\perp})^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq f_w / (\beta_w \gamma_{M2})$ 97,91 < 365,00 **vérifié** (0,27)
 $\sigma_{\perp} \leq 0,9 f_w / \gamma_{M2}$ 48,37 < 262,80 **vérifié** (0,18)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} = 4$ [mm] Epaisseur de la plaquette [5.2.6.3.(2)]
 $t_{head} = 13$ [mm] Hauteur de la tête du boulon [5.2.6.3.(2)]
 $t_{nut} = 18$ [mm] Hauteur de l'écrou du boulon [5.2.6.3.(2)]
 $L_b = 70$ [mm] Longueur du boulon [5.2.6.3.(2)]
 $k_{b0} = 4$ [mm] Coefficient de rigidité des boulons [5.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h_j	k_2	k_4	k_5	$k_{w,j}$	$k_{w,j} h_j$	$k_{w,j} h_j^2$
					Somme	22,57	902,04
1	548	2	333	29	1	7,81	428,00
2	428	3	370	22	1	6,39	273,35
3	308	3	370	22	1	4,60	141,50
4	188	3	370	22	1	2,80	52,67
5	68	2	333	28	1	0,96	6,53

$k_{w,j} = 1 / (\sum_{i=1}^n (1 / k_{i,j}))$ [5.3.3.1.(2)]

$z_{eq} = \sum_{i=1}^n k_{w,i} h_i^2 / \sum_{i=1}^n k_{w,i} h_i$
 $z_{eq} = 400$ [mm] Bras de levier équivalent [5.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_{i=1}^n k_{w,i} h_i / z_{eq}$
 $k_{eq} = 6$ [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [5.3.3.1.(1)]

$A_w = 79,66$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1(5.2.6.(3))

$\beta = 1,00$ Paramètre de transformation [5.3.(7)]

$z = 400$ [mm] Bras de levier [5.2.5]

$k_1 = 8$ [mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement [5.3.2.(1)]

$k_2 = \infty$ Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression [5.3.2.(1)]

$S_{ini} = E z_{eq}^2 / \sum_{i=1}^n (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$ [5.3.1.(4)]

$S_{ini} = 108516,94$ [kN²m] Rigidité en rotation initiale [5.3.1.(4)]

$\mu = 1,00$ Coefficient de rigidité de l'assemblage [5.3.1.(6)]

$S_f = S_{ini} / \mu$ [5.3.1.(4)]

$S_f = 108516,94$ [kN²m] Rigidité en rotation finale [5.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{Ag} = 33715,51$ [kN²m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{Aj} = 2107,22$ [kN²m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

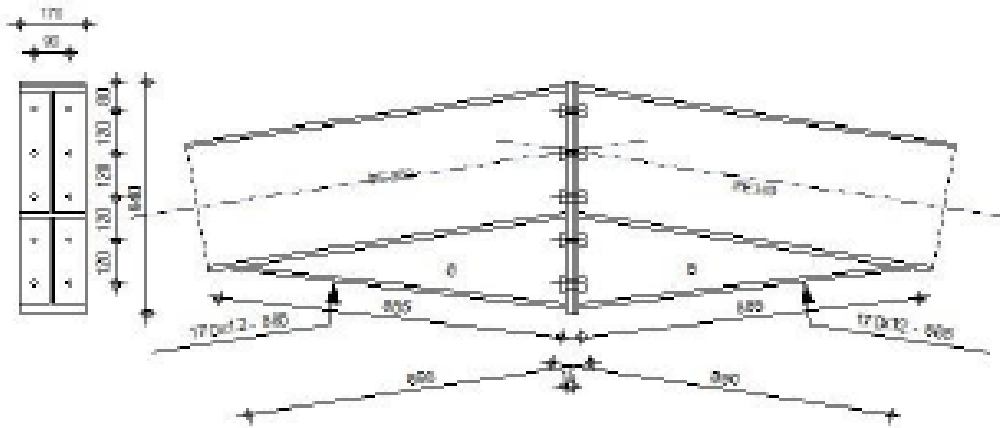
$S_{ini} \geq S_{Ag}$ RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,40

VII.2.3. Vérification de l'assemblage des panne IPE360



GENERAL

Assemblage N°: 6
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
 Noeud de la structure: 1176
 Barres de la structure: 1155, 1156

GEOMETRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé: IPE 360
 Barre N°: 1155
 $\alpha = -170,8$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{br} = 360$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{br} = 170$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{abr} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{br} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{br} = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{br} = 72,73$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{br} = 16265,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER
 $f_{yk} = 235,00$ [MPa] Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé: IPE 360
 Barre N°: 1156
 $\alpha = -9,2$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{br} = 360$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{br} = 170$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{abr} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{br} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{br} = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{br} = 72,73$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{br} = 16265,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER
 $f_{yk} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

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

$d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 10.9 Classe du boulon
 $F_{tbd} = 165,89$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_b = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_r = 5$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 80$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_1 = 90$ [mm]
 Entraxe $p_1 = 120; 120; 120; 120$ [mm]

PLATINE

$h_{pr} = 640$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_{pr} = 170$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{pr} = 15$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yk} = 275,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_{bd} = 170$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{bd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_{bd} = 250$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{web} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_{bd} = 890$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha_d = 7,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yk} = 275,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 6$ [mm] Soudure âme
 $a_s = 9$ [mm] Soudure semelle
 $a_h = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 11: $G+Q+1.2By$ $(1+2) * 1.00+9*1.20$

$M_{1d,Ed} = 9,36$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{1d,Ed} = -13,49$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{1d,Ed} = -77,14$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_0 = 72,73$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[5.2.4]

$N_{0,Ed} = A_0 f_{yk} / \gamma_{M0}$

$N_{0,Ed} = 1709,14$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[5.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{0b} = 55,14$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[5.2.6.(3)]

$V_{0b,Rd} = A_{0b} (f_{yk} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{0b,Rd} = 740,09$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[5.2.6.(2)]

$V_{01,Ed} / V_{0b,Rd} \leq 1,0$ 0,02 < 1,00 vérifié (0,02)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{pl,y} = 1019,22$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[5.2.5.(2)]

$M_{0pl,Rd} = W_{pl,y} f_{yk} / \gamma_{M0}$

$M_{0pl,Rd} = 239,52$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[5.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 1721,65$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[5.2.5]

$M_{0b,Rd} = W_{pl} f_{yk} / \gamma_{M0}$

$M_{0b,Rd} = 404,59$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[5.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{0b,Rd} = 404,59$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[5.2.5]

$h_y = 802$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [5.2.6.7.(1)]

$F_{0cb,Rd} = M_{0b,Rd} / h_y$

$F_{0cb,Rd} = 671,80$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [5.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 9,2$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 7,0$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,0cb} = 222$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [5.2.6.2.(1)]

$A_{0b} = 35,14$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[5.2.6.(3)]

$\omega = 0,87$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [5.2.6.2.(1)]

$\sigma_{0cb,Ed} = 19,20$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [5.2.6.2.(2)]

$k_{red} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [5.2.6.2.(2)]

$F_{0cb,Rd} = [\omega k_{red} b_{eff,0cb} t_{0b} f_{yk} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{0cb,Rd} = 1287,30$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [5.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{0b} = 299$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [5.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1,00$ Elancement de plaque [5.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,80$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [5.2.6.2.(1)]

$F_{0cb,Rd} = [\omega k_{red} \rho b_{eff,0cb} t_{0b} f_{yk} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{0cb,Rd} = 1027,23$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [5.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{0wb,Rd} = b_0 t_0 f_{yk} / (0,8 \gamma_{M0})$

$F_{0wb,Rd} = 599,25$ [kN] Résistance de l'aile du renfort [5.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{0wb,Rd,fin} = \text{Min}(F_{0wb,Rd}, F_{0cb,Rd}, F_{0wb,Rd})$

$F_{0wb,Rd,fin} = 599,25$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [5.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m ₀	e	e ₀	p	$l_{eff,0cb}$	$l_{eff,0cb}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,0cb}$	$l_{eff,0cb}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$
1	34	-	40	-	120	215	197	197	197	227	163	163	163
2	34	-	40	-	120	215	187	187	187	240	120	120	120
3	34	-	40	-	120	215	187	187	187	240	120	120	120
4	34	-	40	-	120	215	187	187	187	240	120	120	120
5	34	-	40	-	120	215	187	187	187	227	153	153	153

m - Distance du boulon de l'âme

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_b – Distance du boulon de l'alle de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_b – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- $l_{eff,cc}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- $l_{eff,2}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- $l_{eff,cc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{t,Rd} = \text{Min} (N_{t,Rd2} F_{t,Rd,tot})$
 $N_{t,Rd} = 1198,50 \text{ [kN]}$ Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]
 $N_{t,Rd1} / N_{t,Rd2} \leq 1,0$ 0,06 < 1,00 vérifié (0,06)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 165,89 \text{ [kN]}$ Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $B_{p,Rd} = 247,34 \text{ [kN]}$ Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]
 $F_{t,b,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
 $F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
 $F_{t,ap,Rd}$ – résistance de la platine fêchée à la flexion
 $F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction
 $F_{t,b,Rd} = \text{Min} (F_{t,1,b,Rd}, F_{t,2,b,Rd}, F_{t,3,b,Rd})$ [6.2.6.4], [Tab.6.2]
 $F_{t,wc,Rd} = \phi \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{yd} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]
 $F_{t,ap,Rd} = \text{Min} (F_{t,1,ap,Rd}, F_{t,2,ap,Rd}, F_{t,3,ap,Rd})$ [6.2.6.5], [Tab.6.2]
 $F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} \cdot t_{wb} \cdot f_{yd} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,Rd} = \text{Min} (F_{t,Rd,comp})$	260,87	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ap,Rd(1)} = 260,87$	260,87	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 369,99$	369,99	Âme de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 494,69$	494,69	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,b,Rd} = 671,80$	671,80	Alle de la poutre - compression
$F_{t,wb,Rd} = 599,25$	599,25	Âme de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,Rd} = \text{Min} (F_{t,Rd,comp})$	214,92	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ap,Rd(2)} = 256,72$	256,72	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 351,27$	351,27	Âme de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 494,69$	494,69	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,b,Rd} - \sum_{i=1}^1 F_{t,Rd} = 671,80 - 260,87$	410,93	Alle de la poutre - compression
$F_{t,wb,Rd} - \sum_{i=1}^1 F_{t,Rd} = 599,25 - 260,87$	338,38	Âme de la poutre - compression
$F_{t,ap,Rd(2) + (1) - \sum_{i=1}^1 F_{t,Rd} = 475,79 - 260,87$	214,92	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2) + (1) - \sum_{i=1}^1 F_{t,Rd} = 532,75 - 260,87$	271,88	Âme de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t,Rd} = F_{t,Rd} \cdot h_2/h_1$
 $F_{t,Rd} = 202,76 \text{ [kN]}$ Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{t,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,Rd} = \text{Min} (F_{t,Rd,comp})$	135,62	Résistance d'une rangée de boulon

$F_{i,Rd,comp}$ - Formule	$F_{i,Rd,comp}$	Composant
$F_{T,Rd,Rd(1)} = 256,72$	256,72	Platine d'about - traction
$F_{T,Rd,Rd(2)} = 351,27$	351,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 494,69$	494,69	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{C,Rd,Rd} - \sum_1^2 F_{q,Rd} = 671,80 - 463,63$	208,17	Ale de la poutre - compression
$F_{C,Rd,Rd} - \sum_1^2 F_{q,Rd} = 599,25 - 463,63$	135,62	Ame de la poutre - compression
$F_{T,Rd,Rd(1+2)} - \sum_2^2 F_{q,Rd} = 434,06 - 202,76$	231,30	Platine d'about - traction - groupe
$F_{T,Rd,Rd(1+2)} - \sum_2^2 F_{q,Rd} = 451,20 - 202,76$	248,44	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{T,Rd,Rd(1+2+3)} - \sum_2^3 F_{q,Rd} = 704,64 - 463,63$	241,01	Platine d'about - traction - groupe
$F_{T,Rd,Rd(1+2+3)} - \sum_2^3 F_{q,Rd} = 758,35 - 463,63$	294,73	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

$F_{i,Rd,comp}$ - Formule	$F_{i,Rd,comp}$	Composant
$F_{Rd,Rd} = \text{Min}(F_{i,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{T,Rd,Rd(1)} = 256,72$	256,72	Platine d'about - traction
$F_{T,Rd,Rd(2)} = 351,27$	351,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 494,69$	494,69	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{C,Rd,Rd} - \sum_1^2 F_{q,Rd} = 671,80 - 599,25$	72,55	Ale de la poutre - compression
$F_{C,Rd,Rd} - \sum_1^2 F_{q,Rd} = 599,25 - 599,25$	0,00	Ame de la poutre - compression
$F_{T,Rd,Rd(1+2)} - \sum_2^2 F_{q,Rd} = 434,06 - 135,62$	298,44	Platine d'about - traction - groupe
$F_{T,Rd,Rd(1+2)} - \sum_2^2 F_{q,Rd} = 451,20 - 135,62$	315,58	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{T,Rd,Rd(1+2+3)} - \sum_2^3 F_{q,Rd} = 651,09 - 338,38$	312,71	Platine d'about - traction - groupe
$F_{T,Rd,Rd(1+2+3)} - \sum_2^3 F_{q,Rd} = 676,80 - 338,38$	338,42	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{T,Rd,Rd(1+2+3+4)} - \sum_2^4 F_{q,Rd} = 933,49 - 599,25$	334,24	Platine d'about - traction - groupe
$F_{T,Rd,Rd(1+2+3+4)} - \sum_2^4 F_{q,Rd} = 983,95 - 599,25$	384,70	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_i	$F_{q,Rd}$	$F_{T,Rd}$	$F_{C,Rd}$	$F_{p,Rd}$	F_{Rd}	$B_{p,Rd}$
1	539	260,87	-	-	260,87	369,99	494,69
2	419	202,76	-	-	256,72	351,27	494,69
3	299	135,62	-	-	256,72	351,27	494,69
4	179	-	-	-	256,72	351,27	494,69
5	59	-	-	-	256,72	351,27	494,69

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{i,Rd}$

$M_{i,Rd} = \sum h_i F_{q,Rd}$

$M_{i,Rd} = 265,92$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$\text{Min}_{Rd} / M_{i,Rd} \leq 1,0$ 0,04 < 1,00 vérié (0,04)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]

$\beta_{Lr} = 0,94$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

$F_{v,Rd} = 138,02$ [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

$F_{T,Rd,max} = 165,89$ [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

$F_{0,Rd,int} = 218,70$ [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

$F_{0,Rd,ext} = 218,70$ [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	$F_{q,Rd,N}$	$F_{q,Rd,M}$	$F_{q,Rd,M}$	$F_{q,Rd,M}$	$F_{q,Rd}$	$F_{q,Rd}$
1	331,78	-15,43	260,87	9,18	-6,24	276,05
2	331,78	-15,43	202,76	7,14	-8,29	276,05
3	331,78	-15,43	135,62	4,77	-10,65	276,05
4	331,78	-15,43	0,00	0,00	-15,43	276,05
5	331,78	-15,43	0,00	0,00	-15,43	276,05

$F_{q,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{q,Rd,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{q,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

- $F_{t,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
- $F_{t,Rd,M}$ – Effort dans une rangée de boulons d0 au moment
- $F_{t,Rd}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
- $F_{v,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{t,Rd,N} = N_{b,Rd} F_{t,Rd,N} / N_{b,Rd}$$

$$F_{t,Rd,M} = M_{b,Rd} F_{t,Rd,M} / M_{b,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = F_{t,Rd,N} + F_{t,Rd,M}$$

$$F_{v,Rd} = \text{Min} (n_b F_{v,Rd} (1 - F_{t,Rd} / (1.4 n_b F_{t,Rd,max})), n_b F_{v,Rd}, n_b F_{b,Rd})$$

$$V_{t,Rd} = n_b \sum_{i=1}^n F_{t,Rd} \tag{Tableau 3.4}$$

$$V_{v,Rd} = 1380,24 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \tag{Tableau 3.4}$$

$$V_{t,Rd} / V_{v,Rd} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

RÉSISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 145,13 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de toutes les soudures} \tag{4.5.3.2(2)}$$

$$A_{wh} = 80,28 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures horizontales} \tag{4.5.3.2(2)}$$

$$A_{wv} = 64,85 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures verticales} \tag{4.5.3.2(2)}$$

$$I_{wh} = 69673,34 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \tag{4.5.3.2(5)}$$

$$\sigma_{t,max} = \tau_{t,max} = -9,84 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte normale dans la soudure} \tag{4.5.3.2(6)}$$

$$\sigma_v = \tau_v = -9,50 \text{ [MPa]} \text{ Contraintes dans la soudure verticale} \tag{4.5.3.2(5)}$$

$$\tau_t = -2,08 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte tangentielle} \tag{4.5.3.2(5)}$$

$$\rho_w = 0,80 \text{ Coefficient de corrélation} \tag{4.5.3.2(7)}$$

$$\sqrt{(\sigma_{t,max})^2 + 3(\tau_{t,max})^2} \leq f_w / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad 19,67 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

$$\sqrt{(\sigma_v)^2 + 3(\tau_v^2 + \tau_t^2)} \leq f_w / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad 19,33 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

$$\sigma_v \leq 0,9 f_w / \gamma_{M2} \quad 9,84 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{head} = 4 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur de la plaquette} \tag{5.2.6.3(2)}$$

$$h_{head} = 13 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de la tête du boulon} \tag{5.2.6.3(2)}$$

$$h_{nut} = 18 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'écrou du boulon} \tag{5.2.6.3(2)}$$

$$L_b = 51 \text{ [mm]} \text{ Longueur du boulon} \tag{5.2.6.3(2)}$$

$$k_{b0} = 6 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité des boulons} \tag{5.3.2(1)}$$

RIGIDITE DES RANGÉES DE BOULONS

Nr	h _j	k _{b1}	k _{b2}	k _{b3}	k _{eqj}	k _{eqj} h _j	k _{eqj} h _j ²
					Somme	41,34	1661,91
1	539	∞	∞	12	3	16,42	884,56
2	419	∞	∞	9	3	10,64	453,67
3	299	∞	∞	9	3	7,73	230,88
4	179	∞	∞	9	3	4,62	82,63
5	59	∞	∞	12	3	1,73	10,17

$$k_{eqj} = 1 / (\sum_{i=1}^n (1 / k_{bi})) \tag{5.3.3.1(2)}$$

$$z_{eq} = \sum_{j=1}^n k_{eqj} h_j^2 / \sum_{j=1}^n k_{eqj} h_j$$

$$z_{eq} = 402 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier équivalent} \tag{5.3.3.1(3)}$$

$$k_{eq} = \sum_{j=1}^n k_{eqj} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 1,0 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \tag{5.3.3.1(1)}$$

$$S_{j0} = E z_{eq}^3 k_{eq} \tag{5.3.1(4)}$$

$$S_{j0} = 349000,89 \text{ [kN}^2\text{m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \tag{5.3.1(4)}$$

$$\mu = 1,00 \text{ Coefficient de rigidité de l'assemblage} \tag{5.3.1(6)}$$

$$S_j = S_{j0} / \mu \tag{5.3.1(4)}$$

$$S_j = 349000,89 \text{ [kN}^2\text{m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \tag{5.3.1(4)}$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{jR} = 33715,51 \text{ [kN}^2\text{m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \tag{5.2.2(5)}$$

$$S_{jA} = 2107,22 \text{ [kN}^2\text{m]} \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \tag{5.2.2(5)}$$

$$S_{j0} \geq S_{jR} \text{ RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION AU NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

REMARQUES

Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 12 [mm] < 13 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,06

VII.2.4. Vérification de l'assemblage traverse HEA500-Solive IPE240



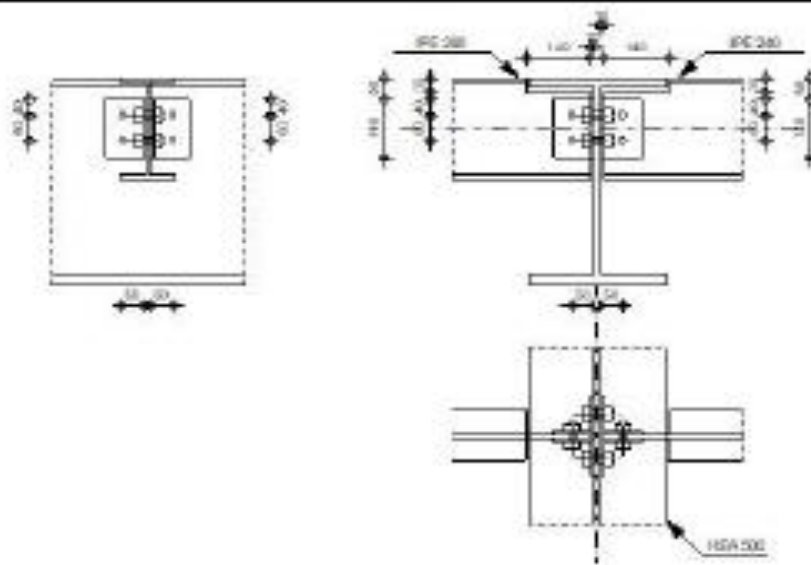
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,48



Général

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage: Poutre-poutre (âme)
 Noeud de la structure: 537
 Barres de la structure: 447, 514, 492

Géométrie

Poutre principale

Profilé: HEA 500
 Barre N°: 447
 Matériau: ACIER S20
 $f_{yd} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul

Gauche

Poutre

Profilé: IPE 240
 Bare N°: 514
 Matériau: ACIER
 $f_{br} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul

Encoche de la poutre

$h_1 = 35$ [mm] Encoche supérieur
 $h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure
 $l = 140$ [mm] Longueur de l'encoche

Cornière

Profilé: CBE 90x9
 Matériau: ACIER E28
 $f_{br} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul

Boulons**Boulons assemblant la cornière à la poutre**

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

Classe = 6.8 Classe du boulon
 $d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $w = 2$ Nombre de rangées des boulons

Droite**Poutre**

Profilé: IPE 240
 Bare N°: 492
 Matériau: ACIER E28
 $f_{br} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul

Encoche de la poutre

$h_1 = 35$ [mm] Encoche supérieur
 $h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure
 $l = 140$ [mm] Longueur de l'encoche

Cornière

Profilé: CBE 90x9
 Matériau: ACIER E28
 $f_{br} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul

Boulons**Boulons assemblant la cornière à la poutre principale**

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

Classe = 6.8 Classe du boulon
 $d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $w = 2$ Nombre de rangées des boulons

Boulons assemblant la cornière à la poutre

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

Classe = 6.8 Classe du boulon
 $d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons

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

Classe = 4.8 Classe du boulon
 w = 2 Nombre de rangées des boulons

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: 15: 1.35G+1.5Q 1*1.35+2*1.50

Gauche

$N_{Ed,Ed}$ = -0,00 [kN] Effort axial
 $V_{Ed,Ed}$ = 23,04 [kN] Effort tranchant
 $M_{Ed,Ed}$ = 0,00 [kN*m] Moment fléchissant

Droite

$N_{Ed,Ed}$ = 0,00 [kN] Effort axial
 $V_{Ed,Ed}$ = 28,80 [kN] Effort tranchant
 $M_{Ed,Ed}$ = 0,00 [kN*m] Moment fléchissant

Résultats

Gauche

Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poutre principale - cornière

$F_{x,Ed}$ = 10,20 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x
 $F_{z,Ed}$ = 5,76 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z
 F_{Ed} = 11,71 [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon
 F_{Rd1} = 87,48 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]
 F_{Rd2} = 87,48 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]
 $F_{x,Ed} \leq F_{Rd1}$ 10,20 < 87,48 vérifié (0,12)
 $F_{z,Ed} \leq F_{Rd2}$ 5,76 < 87,48 vérifié (0,07)
 $F_{Ed} \leq F_{Rd}$ 5,76 < 73,29 vérifié (0,16)

Traction des boulons

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ 10,75 < 82,94 vérifié (0,13)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{V,Ed}$ = 11,71 [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{V,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
 $F_{V,Ed}/F_{V,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$ 0,25 < 1,00 vérifié (0,25)

Boulons assemblant la cornière à la poutre

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage cornière - poutre

$F_{x,Ed}$ = 21,51 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x
 $F_{z,Ed}$ = 11,52 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z
 F_{Ed} = 24,40 [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon
 F_{Rd1} = 54,31 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]
 F_{Rd2} = 61,10 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]
 $F_{x,Ed} \leq F_{Rd1}$ 21,51 < 54,31 vérifié (0,40)
 $F_{z,Ed} \leq F_{Rd2}$ 11,52 < 61,10 vérifié (0,19)
 $F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$ 11,52 < 146,57 vérifié (0,17)

Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (effort transversal)

Cornière

$V_{\text{Rd},c} = 143,77$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	[3.10.2 (3)]
$[0,5 \cdot V_{\text{Ed},c}] \leq V_{\text{Rd},c}$	$[11,52] < 143,77$	vérifié (0,08)

Poutre

$V_{\text{Rd},s} = 98,66$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	[3.10.2 (3)]
$[V_{\text{Ed},s}] \leq V_{\text{Rd},s}$	$[23,04] < 98,66$	vérifié (0,23)

Vérification de la résistance de la section de la cornière affaiblie par les trous

$0,9 \cdot (A_s/A_{\text{red}}) \leq (f_y \cdot \gamma_{\text{M2}})/(f_u \cdot \gamma_{\text{M2}})$	$0,01 > 0,01$	vérifié
$V_{\text{Rd},c} = 200,05$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	[6.2.6 (2)]
$[0,5 \cdot V_{\text{Ed},c}] \leq V_{\text{Rd},c}$	$[11,52] < 200,05$	vérifié (0,06)

Vérification de la résistance de la section de la poutre affaiblie par les trous

$A_g = 6,35$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{\text{net}} = 5,11$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0,9 \cdot (A_{\text{net}}/A_g) \leq (f_y \cdot \gamma_{\text{M2}})/(f_u \cdot \gamma_{\text{M2}})$	$0,72 < 0,80$	
$W_{\text{el}} = 40,84$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{\text{el},\text{Rd},b} = 9,60$ [kN·m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{\text{el},\text{Rd},b} = W_{\text{el}} \cdot f_y / \gamma_{\text{M2}}$
$[M_b] \leq M_{\text{el},\text{Rd},b}$	$[1,29] < 9,60$	vérifié (0,13)
$A_v = 12,71$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	
$A_{\text{v,net}} = 10,23$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{\text{v,net}} = A_v \cdot n_s \cdot d_s$
$V_{\text{Rd},c} = 172,45$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{\text{Rd},c} = (A_{\text{v,net}} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{\text{M2}})$
$[V_{\text{Ed},c}] \leq V_{\text{Rd},c}$	$[23,04] < 172,45$	vérifié (0,13)

Droite

Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poutre principale - cornière

$F_{\text{Ed},x} = 12,75$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	
$F_{\text{Ed},z} = 7,20$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	
$F_{\text{Ed}} = 14,64$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{\text{Rd},b} = 87,48$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{\text{Rd}} = 87,48$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{\text{Ed},x} \leq F_{\text{Rd},b}$	$12,75 < 87,48$	vérifié (0,15)
$F_{\text{Ed},z} \leq F_{\text{Rd},b}$	$7,20 < 87,48$	vérifié (0,08)
$F_{\text{Ed}} \leq F_{\text{Rd}}$	$14,64 < 93,29$	vérifié (0,20)

Traction des boulons

$F_{\text{Ed}} \leq F_{\text{t,Rd}}$	$13,44 < 82,94$	vérifié (0,16)
--------------------------------------	-----------------	----------------

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{\text{V,Ed}} = 14,64$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{\text{V,Ed}} = \sqrt{F_{\text{Ed},x}^2 + F_{\text{Ed},z}^2}$
$F_{\text{V,Ed}}/F_{\text{V,Rd}} + F_{\text{t,Ed}}/(1,4 \cdot F_{\text{t,Rd}}) \leq 1,0$	$0,32 < 1,00$	vérifié (0,32)

Boulons assemblant la cornière à la poutre

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage cornière - poutre

$F_{\text{Ed},x} = 26,88$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	
$F_{\text{Ed},z} = 14,40$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	
$F_{\text{Ed}} = 30,50$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{\text{Rd},b} = 54,31$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{\text{Rd}} = 61,10$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{\text{Ed},x} \leq F_{\text{Rd},b}$	$26,88 < 54,31$	vérifié (0,49)
$F_{\text{Ed},z} \leq F_{\text{Rd},b}$	$14,40 < 61,10$	vérifié (0,24)



***Chapitre VIII:
L'infrastructure***

VIII.1. Introduction

Les fondations sont essentielles aux structures, en particulier aux infrastructures, car elles entrent fréquemment en contact avec le sol de fondation et transfèrent les charges apportées par la superstructure au sol de manière fiable. De plus, la fondation possède les caractéristiques suivantes : Assurez-vous que la structure est encastrée dans le sol et réduisez toutes les méthodes de résolution de conflit.

VIII.1.1. Type des fondations

Pour avoir le type de fondation, on doit comparer la surface totale des fondations à celle de structure, telle que :

$$S_{\text{fondation}} \leq 50\% S_{\text{structure}}$$

$$\bar{\sigma} = 1.6 \text{ bar}$$

$$S_{\text{parking}} = 1659 \text{ m}^2$$

$$S_f \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}}$$

$$S_f \geq \frac{2036.41}{160} = 12.72 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{fondation total}} = 12.72 \times 52 = 661.44 \text{ m}^2$$

$$661.44 \leq 0.5 \times 1659 = 829.5 \text{ m}^2$$

Conclusion

On estime que la surface totale de la fondation ne dépasse pas 50% de l'empreinte de la structure. Alors on opte pour des semelles isolées.

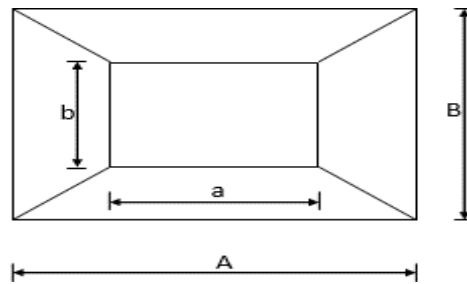


Figure VIII. 1: les dimensionnements de la semelle.

VIII.1.2. Dimensionnement de la semelle

$$N_{ser} = 2040.56 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 0.33 \text{ KN.m}$$

VIII.1.2.1. Détermination de (A et B)

$$a = 60 \text{ cm} \quad b = 60 \text{ cm}$$

Les semelles seront carrées, donc la dimension de la semelle : $\geq \sqrt{N_{ser} / \sigma_{sol}}$

$$A \geq \sqrt{2040.56 / 160} = 3.57 \text{ m}$$

$$A = B = 4 \text{ m}$$

VIII.1.2.2. Hauteur totale de la semelle

$$d \geq \max \left[\begin{array}{l} \frac{B-a}{4} \\ \frac{B-a}{4} \end{array} \right]$$

$$d = 85 \text{ cm}$$

$$h = d + 5 \text{ cm} = 90 \text{ cm}$$

VIII.1.3. Vérification de la stabilité

✓ Selon RPA :

$$N = 2053.75 \text{ KN}$$

$$M = 34.09 \text{ KN.m}$$

Pour que la semelle reste stable, elle doit vérifier :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{A}{4}$$

$$e = \frac{34.09}{2053.75} = 0.016 \leq \frac{4}{4} = 1 \quad (\text{condition vérifiée})$$

✓ Selon BAEL:

$$N_{ser} = 2040.56 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 0.33 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{A}{6}$$

$$e = \frac{0.33}{2040.56} = 1.6 \times 10^{-4} \leq \frac{4}{6} = 0.6 \quad (\text{condition vérifiée})$$

VIII.1.4. Calcul de ferrailage

❖ (ELU) : Selon la combinaison 1.35G+1.5Q

$$N_u = 2867.72 \text{ KN}$$

$$A_u = \frac{N'_U (A - a)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_{st}}$$

Avec :

$$N'_U = N_U \times \left(1 + \frac{3 \times e}{B}\right)$$

$$N'_U = 2867.72 \times \left(1 + \frac{3 \times 1.6 \times 10^{-4}}{4}\right) = 2868.06 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{2868.06 \times 10^3 (4000 - 600)}{8 \times 850 \times 347.83} = 41.22 \text{ cm}$$

❖ (ELS) : Selon la combinaison G+Q

$$N_{ser} = 2040.56 \text{ KN}$$

$$A_{ser} = \frac{N'_{ser} (A - a)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$N'_U = 2040.56 \times \left(1 + \frac{3 \times 1.6 \times 10^{-4}}{4}\right) = 2040.80 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e = 266.67 \text{ MPa} \\ 110 \sqrt{\eta f_{t28}} = 201.63 \end{array} \right. \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{ser} = \frac{2040.80 \times 10^3 (4000 - 600)}{8 \times 201.61 \times 850} = 50.61 \text{ cm}$$

❖ Vérification de condition de non fragilité

$$A_{\text{mim}} = 0.23 \times A \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{mim}} = 0.23 \times 4000 \times 900 \times \frac{2.1}{400} = 43.47 \text{ cm}^2$$

On prend **7HA32** $\Rightarrow A_s = 56.30 \text{ cm}^2$

Avec :

Un espacement : $S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 15\emptyset)$

$S_t = 20 \text{ cm}$

❖ Dispositions constructives

$$L_s > \frac{A}{4}$$

$f_e = 400 \text{ MPA}$

$$L_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s}$$

$\tau_s = 0.6\psi^2 f_{tj}$ avec $\psi = 1,5$ pour H.A

$$\tau_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.8 \text{ MPA}$$

$$L_s = \frac{3.2}{4} \times \frac{400}{2.8} = 114.28 \text{ cm} > \frac{400}{4} = 100 \text{ cm (condition vérifiée)}$$

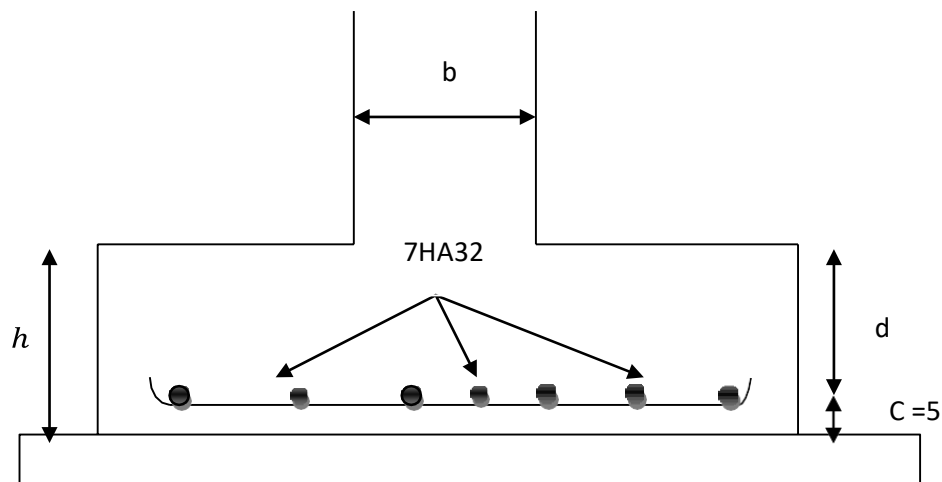


Figure VIII. 2: Dimension des semelles et disposition constructive des armatures.

VIII.2. Étude des longrines

VIII.2.1. Calcul du ferrailage

$$N = \frac{N_{sd}}{\alpha} > 20$$

$$\alpha = 10$$

VIII.2.2. Calcul les armatures longitudinales

Les dimensions minimales de la section du seuil sont de : (25 cm sur 30 cm) pour les sites de catégories S2 et S3. Dans notre exemple nous sélectionnerons la section seuil

$$(b \times h) = (60 \times 60) \text{ cm}^2.$$

❖ A ELU

$$N = \frac{N_{sd}}{\alpha} = \frac{2867.72}{10} = 286.77 > 20 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N}{\bar{\sigma}_{St}} = \frac{286.77 \times 10^3}{347.83} = 8.24 \text{ cm}^2$$

❖ A ELS

$$N = \frac{N_{sd}}{\alpha} = \frac{2040.56}{10} = 204.05 > 20 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N}{\bar{\sigma}_{St}} = \frac{204.05 \times 10^3}{201.63} = 10.12 \text{ cm}^2$$

VIII.2.3. Armatures minimales

$$A_{\min} = 0.6\% \times (a \times b)$$

Section des longrines :

$$S = (60 \times 60) \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.6\% \times (60 \times 60) = 21.6 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\min}; A_{min}; A_s)$$

Donc on prend : **8HA20** $\Rightarrow A_s = 25.13 \text{ cm}^2$

Avec un espacement :

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 15 \times 2 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

VIII.2.4. Vérification de condition de non fragilité

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0.6 \times 0.6 \times \frac{2.1}{400} = 5 \text{ cm}^2$$

VIII.2.5. Calcul des armatures transversales

$$\phi_{min} \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{600}{35}; 20; \frac{600}{10}\right) = 20\text{mm}$$

On prend $\phi_{min} = 15\text{ mm}$

VIII.2.6. Calcul d'espacement des cadres

$$S_t \leq \min(20\text{cm}; 15 \times 1.5) \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

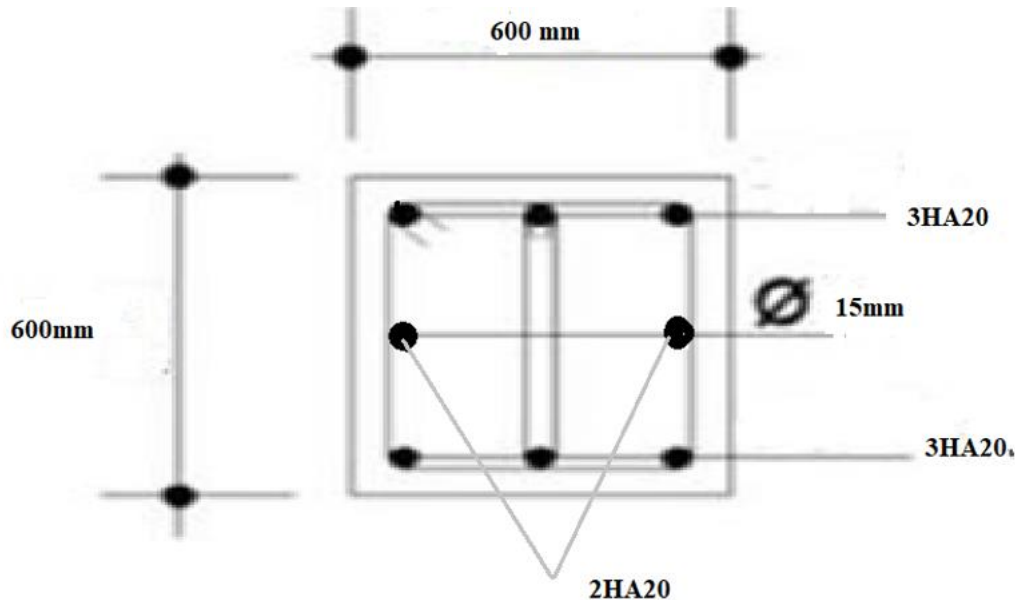


Figure VIII. 3: Ferrailage de longrine.

VIII.4. Mur de soutènement

VIII.4.1. Evaluation des charges agissant sur le mur de soutènement

$$P = \frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\vartheta}{2}\right)$$

$$P = 0.5 \times 1700 \times 3.3^2 \times \text{tg}^2(35) = 46.28\text{ daN/ml}$$

$$Q_{ELU} : 1,35 P = 1,35 \times 46.28 = 62.47\text{ kN/ml}$$

$$Q_{ELS} : P = 46.28\text{ N/ml}$$

VIII.4.1. Détermination du ferrailage du mur de soutènement :

$$L_x = 9.90\text{ m}$$

$$L_y = 10\text{ m}$$

$$\alpha = \frac{9.9}{10} = 0.99 \rightarrow \text{la dalle porte sur deux sens}$$

Le sens de la petite portée :

$$M_x = U_x \times q \times l_x^2$$

Bande de largeur 1,00m parallèle à L_x

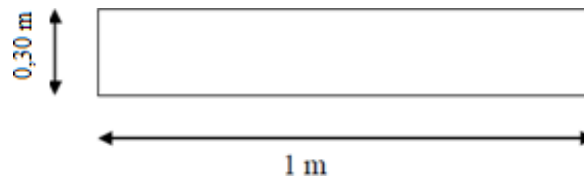


Figure VIII. 4: Section du calcul du ferrailage pour mur de soutènement.

A. En travée

❖ L'ELU

$$M_x = U_x \times q \times l_x^2 = 0.041 \times 62.47 \times 9.9^2 = 251.03 \text{ KN.m}$$

$$M_T = 0.75 \times 251.03 = 188.27 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = M_T / (bd^2 f_{bc}) = 0.188 / (0.27^2 \times 14.16) = 0.182 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u < \mu_R = 0,392 \text{ condition vérifiée}$$

La section est de simple armature :

$$A_{st} = \frac{M_T}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.188}{0.26 \times 348} = 20.77 \text{ cm}^2$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,07) = 0,26 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0,1 \% B \text{ (voile)} = 0,001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit 7T20 avec : } A_{st} = 21.99 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

❖ ELS

$$M_x = 0,041 \times 46.28 \times 9.9^2 = 185.97 \text{ kN.m}$$

$$M_T = 0.75 \times 185.97 = 139.47 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = M_T / (bd^2 f_{bc}) = 0.139 / (0.27^2 \times 14.16) = 0.134 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u < \mu_R = 0,392 \text{ condition vérifiée}$$

La section est de simple armature :

$$A_{st} = \frac{M_T}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.139}{0.26 \times 201.63} = 26.1 \text{ cm}^2$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0,1 \% B \text{ (voile)} = 0,001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit 13T16 avec : } A_{st} = 26.14 \text{ cm}^2$$

B. En Appuis:

$$M_{Ax} = 0,5 Mx = 125.51 kN.m$$

$$\mu_u = M_A / (bd^2 f_{bc}) = 0.125 / (0.27^2 \times 14.16) = 0.121 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ Mpa} ; b = 1; d = 0.9h = 0.27 \text{ m}$$

$$\mu_u < \mu_R = 0.392 \text{ condition vérifiée}$$

La section est de simple armature :

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.125}{0.26 \times 348} = 13.81 \text{ cm}^2$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.27 \times (1 - 0.4 \times 0.07) = 0.26 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1 \% B \text{ (voile)} = 0.001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

On choisit 9T14 avec : $A_{st} = 13.85 \text{ cm}^2$



Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis d'utiliser et de développer nos connaissances théoriques. Obtenues au cours de notre programme universitaire et d'acquérir de nouvelles connaissances essentielles et nécessaires dans le domaine de la construction métallique et du génie civil en général, en utilisant les règles de calcul et de conception qui sont présentes dans les règlements en vigueur, tels que les D.T.R, RPA 99 version 2003 et les divers Eurocodes.

En effet, cette recherche nous a amené à tirer les conclusions suivantes :

- ✓ Les actions qui découlent des coûts de structure et d'exploitation sont les plus défavorables.
- ✓ L'acier est capable de porter des charges importantes grâce à sa légèreté par rapport au béton armé et à sa rapidité d'exécution.
- ✓ Il est possible de construire des structures spatiales en utilisant des poutres de longue portée et en maintenant un espacement important entre les poteaux.
- ✓ La connaissance des logiciels de calcul est plus que nécessaire, car elle permet d'avoir un comportement proche du réel et des résultats justifiés.
- ✓ Nous avons pu nous familiariser avec les différents règlements et Eurocodes, ainsi qu'avec l'utilisation d'outils de calcul et de logiciels robot au cours des différentes étapes de conception et de calcul.

Enfin, puisque la sécurité de la vie des gens et de leurs biens est notre première préoccupation lors de cette étude, nous espérons que nos efforts profiteront aux futurs étudiants intéressés à suivre ce cheminement de carrière particulier.



*Références
bibliographiques*

Références bibliographiques

- ❖ DTR C 2-4.7 : « *Règlement Neige et Vent version 2013 (RNV2013)* » Centre National d'Etude et de Recherche Intégrés du Bâtiment ;
- ❖ DTR B.C 2.2 : « *Charges permanentes et charges d'exploitations* » Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS ;
- ❖ EUROCODE 3 : « *Calcul des structures métalliques et document d'application nationale* » Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR)
- ❖ EUROCODE 4 : « *Calcul des structures mixtes acier-béton et document d'application nationale* » Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR)
- ❖ DTR B.C 2.44 : « *Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier (CCM97)* » Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS ;
- ❖ DTR B.C 2.48 : « *Règlement Parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003)* » Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS ;
- ❖ BAEL 91/99 : « *Règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites - BAEL 91 révisé 99* » Avril 99 ;
- ❖ Ouvrages
- ❖ DAHMANI Lahlou, « *Calcul des éléments résistants d'une construction métallique* », *Office des publications universitaires*.
 - ❖ **Logiciels**
 - ROBOT : « *Autodesk Robot Structural Analyses Professional version 2018* ».



Annexes

Annexes

ANNEXE 01

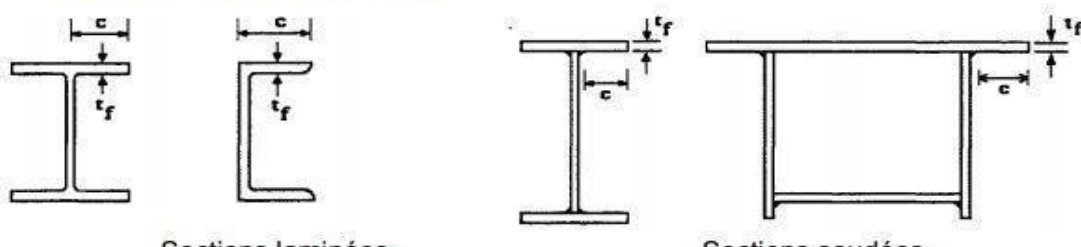
Rapports largeur maximaux pour parois comprimées

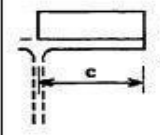
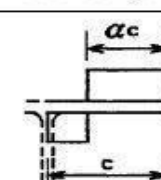
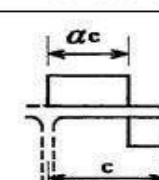
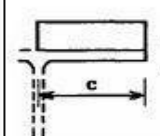
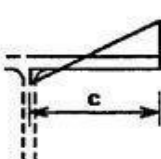
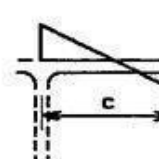
Tableau 5.3.1 (Feuille 1)		Rapports largeur maximaux pour parois comprimées		
(a) <u>Ames</u> : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)				
Classe	Ame fléchie	Ame comprimée	Ame en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81

ANNEXE 02

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

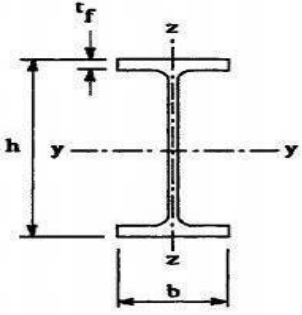
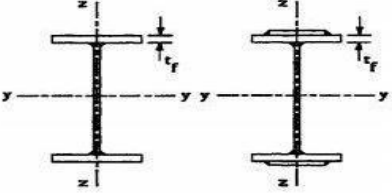
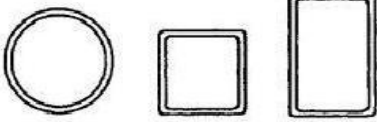
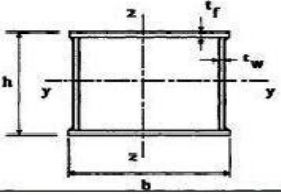
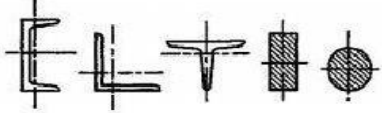
(b) Parois semelles en console :



Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées soudées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$ $c/t_f \leq 9 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	laminées soudées	$c/t_f \leq 11 \varepsilon$ $c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées soudées	$c/t_f \leq 15 \varepsilon$ $c/t_f \leq 14 \varepsilon$	$c/t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ $c/t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ Pour k_σ voir tableau 5.3.3		
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275	355
		ε	1	0,92	0,81

ANNEXE 03

Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb}^*	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya}^*	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Annexes

ANNEXE 04

Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe a

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

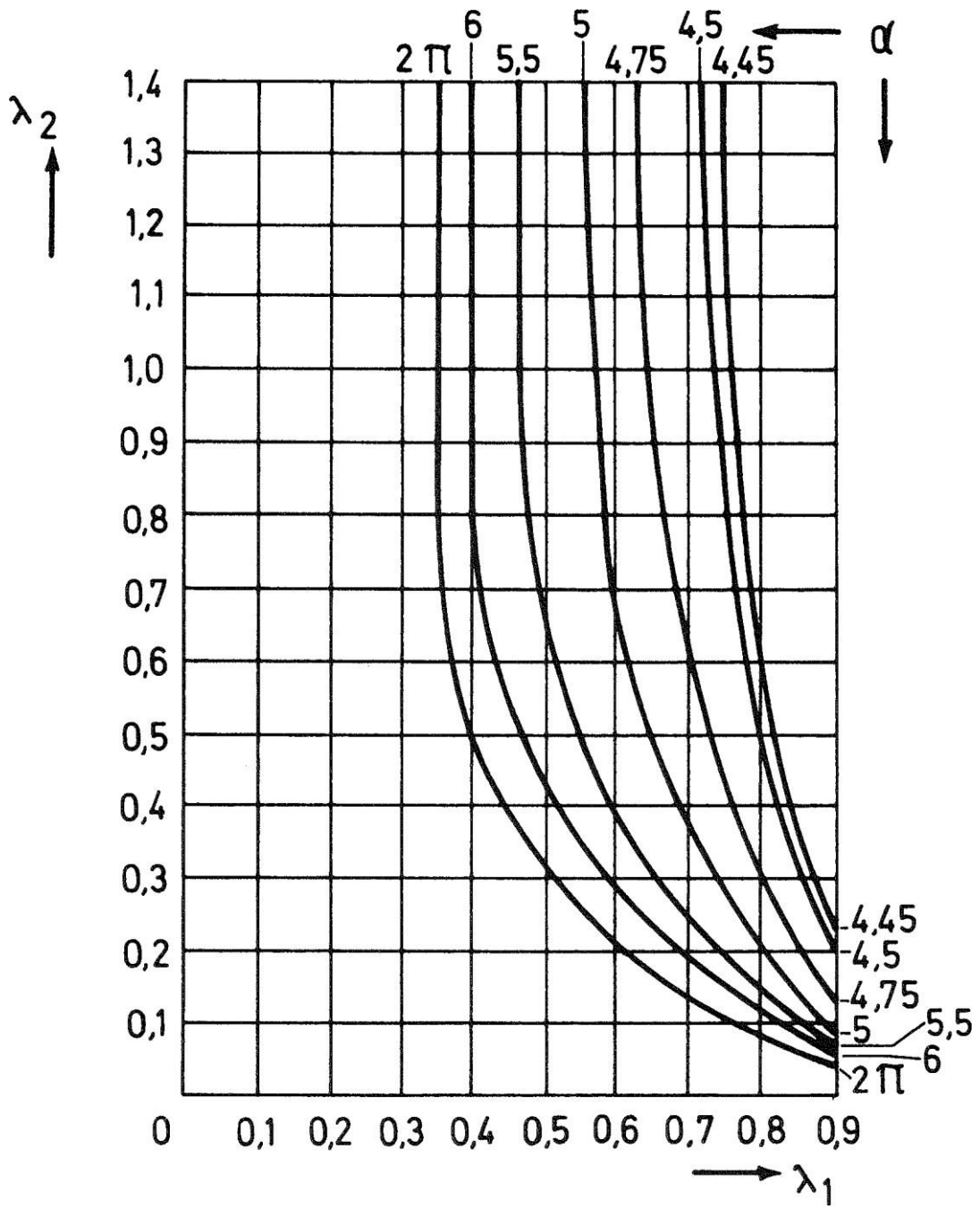
Annexes

ANNEXE 05

Section d'armature en mm^2

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

ANNEXE 06



Anexxe07

