

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ AKLI MOHAND OULHADJ-BOUIRA



UNIVERSITÉ DE BOUIRA

Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département génie civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

ALOUACHE Romaïssa

KECHIT Ikram

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

Filière : Génie Civil.

Option : Structure.

Thème :

Etude d'un bâtiment R+3 en charpente métallique

Devant les jurys :

- ❖ Encadrante : Mme. BOUMAIZA
- ❖ Président : Mr. SAOUDI B
- ❖ Examineur 1 : Mme. ROUABEH
- ❖ Examineur 2 : Mr. ARBAOUI

Année Universitaire 2025/2026

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions ALLAH pour sa grâce, sa faveur et son aide dans la réalisation de ce mémoire.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à notre encadrante, Mme Malika Boumaiza, pour son suivi, ses conseils précieux et son accompagnement tout au long de ce travail.

Nous adressons également nos vifs remerciements aux membres du GCB/DCM pour nous avoir offert l'opportunité d'effectuer un stage et de découvrir la vie professionnelle.

Nous remercions particulièrement l'ingénieur G. Hocine pour son aide, sa disponibilité, ses conseils scientifiques ainsi que son soutien tout au long de la réalisation de ce projet.

Dédicace

À moi-même,

À toutes ces années de travail, de patience et de persévérance. À toutes les difficultés que j'ai surmontées et aux moments de doute que j'ai transformés en force. Merci de ne jamais avoir abandonné et d'avoir toujours cru en tes rêves. Je te dédie ce travail avec fierté, comme le fruit d'un long parcours rempli d'efforts, d'espoir et d'ambition.

À ma chère mère,

Aucune parole ne pourra exprimer mon amour et ma gratitude pour ton soutien, tes sacrifices et tes prières qui m'ont accompagnée tout au long de mon parcours.

À mon cher père,

Pour ton soutien indéfectible, tes conseils précieux et les valeurs que tu m'as transmises. Je t'adresse ma profonde reconnaissance et mon immense respect.

À mon cher frère,

Merci pour ton encouragement, ta présence et ton soutien tout au long de mon chemin.

À mes chères sœurs,

Pour votre affection, votre soutien et tous les moments partagés. Que ce travail soit le témoignage de mon amour et de ma reconnaissance envers vous.

À mon équipe de cœur, la JS Kabylie,

Un amour qui ne se mesure pas au temps, une fierté qui vit en moi pour toujours.

A.ROMAÏSSA

Dédicace

Je dédie ce modeste travail, en premier lieu, à moi-même, pour tous les efforts consentis, les sacrifices accomplis et la persévérance dont j'ai fait preuve tout au long de mon parcours.

À ma très chère mère, source inépuisable d'amour, de tendresse et de réconfort. Merci pour tes prières, tes encouragements et tous les sacrifices que tu as faits pour moi.

À mon cher père, pour sa confiance, ses précieux conseils et son accompagnement qui m'ont toujours guidée vers la réussite.

À mes frères et sœur, pour leur affection, leur présence et leur appui indéfectible.

À ma chère amie Kahina, en témoignage de notre amitié sincère et pour son encouragement tout au long de cette aventure.

À Mohamed, pour son soutien moral, ses encouragements constants durant cette période et son accompagnement psychologique malgré la distance. Je lui adresse mes sincères remerciements et ma profonde gratitude.

À Yasser, pour ses encouragements, son aide précieuse et sa présence à mes côtés dans chaque moment difficile. Je lui exprime toute ma reconnaissance et mes sincères remerciements.

À « Mimou », mon petit compagnon qui a su alléger ma fatigue et mon stress par son silence et sa présence innocente, et qui a fait partie de mes journées tout au long de la réalisation de ce mémoire.

K.IKRAM

Résumé

Ce mémoire porte sur l'étude et le dimensionnement d'un bâtiment (R+3) en charpente métallique situé à Sour El Ghozlane, wilaya de Bouira. Cette étude a consisté à déterminer les différentes charges agissant sur la structure, notamment les charges permanentes et les charges d'exploitation, ainsi que les actions climatiques dues au vent et à la neige conformément au RNV 2013. Les éléments métalliques ont été dimensionnés selon les exigences de l'Eurocode 3. Une analyse dynamique et sismique a également été réalisée conformément au RPA 2024 afin de vérifier la sécurité et la stabilité de l'ouvrage. La modélisation et l'analyse structurelle ont été effectuées à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis 2024. Ce travail a abouti à la validation de la structure vis-à-vis des critères de résistance et de stabilité exigés par la réglementation en vigueur.

Abstract

This dissertation deals with the analysis and design of a steel office (G+3) located in Sour El Ghozlane, Bouira Province. The study included the determination of all loads acting on the structure, including dead loads, live loads, as well as wind and snow actions according to RNV 2013. The steel structural members were designed in accordance with Eurocode 3 requirements. A dynamic and seismic analysis was also carried out following the provisions of RPA 2024 to ensure the safety and stability of the structure. Modeling and structural analysis were performed using Robot Structural Analysis 2024. The dissertation concluded that the proposed structure satisfies the strength and stability requirements specified by the applicable design standards.

ملخص

تتناول هذه المذكرة دراسة وتصميم مبنى (R+3) بهيكل معدني يقع بمدينة سور الغزلان، ولاية البويرة. تم في هذه الدراسة تحديد مختلف الأحمال المؤثرة على المنشأ، بما في ذلك الأحمال الدائمة وأحمال الاستغلال، بالإضافة إلى تأثيرات الرياح والثلوج وفقاً لـ RNV 2013. كما تم تصميم العناصر المعدنية وفق متطلبات Eurocode 3، مع إجراء دراسة ديناميكية وزلزالية طبقاً لـ RPA 2024 للتحقق من سلامة واستقرار المنشأ. وقد تم الاعتماد على برنامج Robot Structural Analysis 2024 في النمذجة والتحليل الإنشائي. انتهت الأطروحة بالتأكد من مطابقة الهيكل لمتطلبات المقاومة والاستقرار المنصوص عليها في المعايير المعتمدة.

Tableau de matière :

Remerciements	3
Résumé	6
Introduction générale	2
Chapitre I : présentation de projet	
I.1. Introduction.....	4
I.2. Présentation de l'ouvrage étudié	4
I.3. Règlement utilisées.....	5
I.4. Matériaux de construction	5
I.5. Le plancher	5
I.6. Logiciels utilisé	5
I.7. Assemblages.....	6
I.8. Système de contreventement	6
I.9. Présentations schématique.....	6
 Chapitre II : étude climatique	
II.1. Introduction	9
II.2. Dimension de l'ouvrage.....	9
II.3. Les données relatives au site	9
II.4. Etude de vent	9
II.4.1. Détermination du coefficient dynamique Cd	10
II.4.2. Détermination du la pression dynamique de pointe qpzeq	12
II.4.2.1. Hauteur de référence ze :.....	12
II.4.2.2. Coefficient d'exposition Cez :.....	13
II.4.3. Détermination du coefficient de pression cpe	15
II.4.3.1. Vent perpendiculaire au long pan.....	15
II.4.3.2. Vent perpendiculaire au pignon.....	18
II.4.4. Détermination de coefficient de pression intérieure Cpi	20
II.4.4.1. Du coté de pignon.....	20
II.4.4.2. Du côté de long pan.....	21
II.5. Détermination de la pression du vent Qj	22
II.5.1. Long pan.....	22
II.5.2. Pinon	23
II.6. Etude de neige	25
II.7. Conclusion	25

Chapitre III : étude des éléments secondaires

III.1. Introduction.....	27
III.2. Etude des pannes.....	27
III.2.1. Principe de calcul.....	27
III.2.2. Dimensionnement des pannes	27
III.2.2.1. Evaluation des charges	28
III.2.2.2. Décomposition des charges.....	29
III.2.2.3. Combinaisons des charges	29
III.2.2.4. Prédimensionnement	30
III.2.3. Etude des liernes pour les pannes	34
III.2.3.1. Introduction	34
III.2.3.2. Calcul des réactions	34
III.2.3.3. Dimensionnement des liernes.....	35
III.3. Etude de bardage	36
III.4. Conclusion.....	36

Chapitre IV : plancher

IV.1. Introduction	38
IV.2. Définition.....	38
IV.3. Disposition des solives	39
IV.4. Caractéristiques des éléments constructifs	39
IV.5. Vérification au stade de montage	40
IV.5.1. Évaluation des charges	40
IV.5.2. Combinaison des charges.....	41
IV.5.3. Vérification de la flèche.....	41
IV.5.4. Vérification de l'effort tranchant (cisaillement)	41
IV.5.5. Vérification au moment fléchissant (résistance)	42
IV.6. Vérification au stade final (Après durcissement du béton)	43
IV.6.1. Évaluation des charges	43
IV.6.2. Combinaisons des charges	43
IV.6.3. Calcul de largeur efficace du béton	44
IV.6.4. La position de l'axe neutre	44
IV.6.5. L'inertie de l'ensemble poutre-dalle	45
IV.6.6. Contrainte de flexion simple	45
IV.6.6.1. Contrainte dans la poutre d'acier.....	45

IV.6.6.2. Contrainte dans la dalle en béton	46
IV.6.7. Vérification de l'effort tranchant (cisaillement)	47
IV.6.8. Vérification de la flèche.....	47
IV.6.9. Contraintes additionnelles de retrait	47
IV.6.9.1. Dans l'acier.....	48
IV.6.9.2. Dans le béton	49
IV.6.10. Contraintes finales	49
IV.6.10.1. Dans l'acier.....	49
IV.6.10.2. Dans le béton	49
IV.7. Calcul et dimensionnement des connecteurs.....	50
IV.7.1. Définition	50
IV.7.2. Choix des connecteurs	50
IV.7.3. Calcul du nombre de goujons	51
IV.7.4. Calcul de l'effort de cisaillement longitudinale	51
IV.7.5. La résistance de calcul au cisaillement Prd	52
IV.7.6. L'espacement des goujons.....	53
IV.8. Conclusion.....	53

Chapitre V : étude de l'escalier

V.1.Introduction	55
V.2.Dimensionnement.....	56
V.3.Dimensionnement de cornière de support	57
V.3.1.Evaluation des charges et surcharges	57
V.3.2.Vérification	58
➤ Vérification de la flèche (ELS)	58
➤ Vérification a la résistance (ELU)	58
➤ Vérification a l'effort tranchant	58
V.4.Dimensionnement de limon.....	59
V.4.1.Détermination de la section de limon.....	59
V.4.2.Evaluation des charges	59
V.4.3.Combinaison des charges	60
V.4.4.Vérification	60
➤ La vérification de la flèche :	60
➤ Vérification de la résistance :	60

➤ Vérification a la compression	61
➤ Vérification a l'effort tranchant :	61
V.5.Dimensionnement de palier de repos :	61
V.5.1.Evaluation des charges	61
V.5.2.Combinaison des charges	62
Vérification a la flèche :	62
➤ Vérification de la résistance	62
➤ Vérification de de cisaillement :	63
V.6.Calcul de la poutre d'appuis des limons	63
V.6.1.Evaluation les charges	63
V.6.2. La vérification :	64
➤ La vérification de la flèche :	64
➤ La vérification de la resistance :	64
V.7.conclusion	66

Chapitre VI : étude sismique

VI.1. Introduction	68
VI.2. Principe de calcul.....	68
VI.3. Critères de classification par RP2024	68
VI.4. Choix de la méthode de calcul.....	69
VI.4.1. Méthodes utilisables	69
VI.4.2. La méthode d'analyse modale spectrale.....	69
. VI.5 Calcul de la force sismique totale.....	70
VI.6. Paramètres de calcul des fores sismiques	71
VI.6.1. Coefficient d'importance I	71
VI.6.2. Le coefficient d'accélération de zone A	71
VI.6.3. Le coefficient de comportement R	71
VI.6.4. Facteur de qualité QF	71
VI.6.4.1. Facteur de qualité dans le sens de pignon	72
VI.6.4.2. Facteur de qualité dans le sens de long pan	72
VI.6.4.3. Estimation de la période fondamentale (RPA2024 §4.2.4 page 76).....	72
VI.6.5. Coefficient de correction.....	73
VI.6.6. Spectre de calcul (RPA2024 §3.3.3 formule3.15 page 54)	73
VI.6.7. Estimation de la force sismique a la base.....	73
VI.6.7.1. Les poids sismiques	73

VI.6.7.2. Vérification de l'effort tranchant.....	74
VI.6.7.3. Distribution des forces sismique (RPA2024 §4.2.5 formule4.8 page77).....	75
VI.6.7.4. Vérification des déplacements (RPA2024 §4.5.2 page80).....	76
VI.6.7.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (RPA2024 §5.9 page 87).....	77
.VI.6.7.6 Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages.....	78
.VI.6.7.7 Vérification de la stabilité au renversement.....	79
VI.7. Distribution des efforts sismiques pour les files.....	80
VI.7.1. La position du centre de gravité.....	80
VI.7.2. La position du centre de torsion.....	80
VI.7.3. L'excentricité réelle.....	80
VI.7.4. L'excentricité théorique.....	80
VI.7.5. calcul des actions dans chaque file des différents niveaux.....	81
VI.8. conclusion.....	82

Chapitre VII : contreventement

VII.1. Introduction.....	84
VII.2. Contreventement de la toiture (poutre au vent).....	84
VII.2.1. Évaluation des efforts horizontaux.....	85
VII.2.2. Calcul des forces horizontales :	86
VII.2.3. Détermination des réactions :.....	86
VII.2.4. Évaluation des efforts sur les diagonales :	86
VII.2.5. Dimensionnement des diagonales :.....	88
VII.3. Étude des palées de stabilités :	89
VII.3.1. Calcul des effort dans les diagonales :.....	89
VII.3.2. Calcul des pannes intermédiaires :	93
VII.4. Calcul de la sablière :	96
VII.5. Conclusion :	97

Chapitre VIII: étude de portique

VIII.1. Introduction	99
VIII.2. Charges agissantes sur le portique le plus sollicité	99
VIII.3. Etude et dimensionnement du portique.....	100
VIII.4. Conclusion :	113

Chapitre IX : assemblage

IX.1.Introduction	115
IX.2.Calcul des assemblages.....	115
IX.2.1.Assemblage des pieds de poteaux encastre.....	115
IX.2.2.Assemblage de l'encastrement Traverse-Poteau	130
IX.2.3.Assemblage du faitage (Traverse-Traverse)	151
IX.3.Conclusion.....	165

Chapitre X : fondation

X.1. Introduction	167
X.2 Les caractéristiques.....	167
➤ Caractéristiques des matériaux	167
➤ Caractéristiques géotechniques du sol	167
X.3. Dimensions du poteau.....	167
X.4. Pré dimensionnement de la semelle.....	168
X.5. Détermination des sollicitations à la base du poteau.....	168
X.6. Vérification au non-poinçonnement.....	171
X.7. Ferrailage de la semelle	172
X.8. Conclusion	174
Conclusion	176
Bibliographie	177

Liste des tableaux :

Chapitre II: étude climatique

Tableau II. 1: Calcul le coefficient dynamique	11
Tableau II.2 : Valeurs des coefficients C_{pe}	17
Tableau II.3 : Valeurs des coefficients C_{pe}	18
Tableau II.4 : Valeurs des coefficients C_{pe}	19
Tableau II.5 : Valeurs des coefficients C_{pe}	20
Tableau II.6 : la pression du vent lorsque toutes les ouvertures sont fermées	22
Tableau II.7 : la pression du vent lorsque toutes les ouvertures sont ouvertes.....	22
Tableau II.8 : la pression du vent lorsque 50% ouvertes -50% fermées	23
Tableau II.9 : la pression du vent lorsque toutes les ouvertures sont fermées	23
Tableau II.10: la pression du vent lorsque toutes les ouvertures sont ouvertes	24
Tableau II.11 : la pression du vent lorsque 50% ouvertes -50% fermées	24

Chapitre III: étude des éléments secondaires

Tableau III.1 :Les caractéristique et les dimensions de IPE160.....	30
---	----

Chapitre IV : plancher

Tableau IV.1 :Caractéristiques et dimensions de l'IPE 240.....	40
--	----

Chapitre VI: étude sismique

Tableau VI.1 : distribution de poids par étage.....	70
Tableau VI.2 : Propriétés structurelles par étage	71
Tableau VI.3 : observation Facteur de qualité.....	71
Tableau VI.4 : Période propre de la structure.....	72
Tableau VI.5 : Coefficient de correction λ	73
Tableau VI.7 : Vérification de l'effort tranchant	74
Tableau VI.8 : Vérification de l'effort tranchant après augmentation.....	74
Tableau VI.9 : Distribution des forces sismique sens X-X	75
Tableau VI.10 : Distribution des forces sismique sens Y-Y	75
Tableau VI.11 : Calcul des déplacements relatifs dans le sens X-X.....	76
Tableau VI.12: Calcul des déplacements relatifs dans le sens y-y.....	77
Tableau VI.13 : Résultats de l'effet P- Δ selon X-X.....	77
Tableau VI.14 :Résultats de l'effet P- Δ selon Y-Y	78
Tableau VI.15 : Valeurs limites des déplacements inter-étages	78
Tableau VI.16 : Résultats de déplacements inter-étages selon X-X.....	78
Tableau VI.17 : Résultats de déplacements inter-étages Y-Y	79
Tableau VI.18 : Calcul du moment de renversement.....	79

<i>Tableau VI.19 : Calcul du moment de stabilité</i>	<i>80</i>
<i>Tableau VI.20 : Distribution des efforts sismiques pour les files X-X</i>	<i>81</i>
<i>Tableau VI.21 : Distribution des efforts sismiques pour les files Y-Y</i>	<i>81</i>

Chapitre VIII: étude de portique

<i>Tableau .VIII.1 : Tableau des charges pour le portique</i>	<i>100</i>
<i>Tableau .VIII.2 : Tableau des combinaisons</i>	<i>101</i>
<i>Tableau .VIII.3 : Tableau déplacement des nœuds</i>	<i>103</i>

Chapitre X: fondation

<i>Tableau X.1 : Réactions à la base du poteau utilisées pour le dimensionnement de la semelle isolée.....</i>	<i>169</i>
--	------------

Liste des figures :

Chapitre I : présentation de projet

Figure I.1 : Vue de côté pignon	6
Figure I.2 : Vue en perspective de l'ossature en 3D	7
Figure I.3 : Vue de côté long pan	7

Chapitre II : étude climatique

Figure II.1 : Cas de disposition des constructions.....	10
Figure II.2 : Hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique	13
Figure II.3: Légende pour les toitures à deux versants.....	16
Figure II.4: Légende pour les parois verticales (Vent sur long pan)	17
Figure II.5: légende pour les toitures à deux versants.....	18
Figure II.6: Légende pour les parois verticales (Vent sur long pan)	19
Figure II.7 : Coefficient de pression C_{pe} en fonction de l'indice de perméabilité μ_p	20

Chapitre III : étude des éléments secondaires

Figure III.1 : Disposition des pannes sur la toiture	27
Figure III.2 : Disposition des pannes.....	28
Figure III.3 : Répartition des surcharges d'entretien sur la portée de la panne	28
Figure III.4 : Répartition des surcharges sur les pannes	31
Figure III.5: Disposition des liernes	35

Chapitre IV : plancher

Figure IV.1 : Éléments constructifs du plancher.....	38
Figure. IV.2 : Éléments constructifs du plancher.....	39
Figure IV.3 : Position de l'axe neutre	45
Figure IV.4 : Diagramme des contraintes de flexion simple	46
Figure IV.5 : les dimensions de Z_1 , Z_2 , α et β	48
Figure IV.6 : Diagramme des contraintes de retrait en MPa.....	49
Figure IV.7 : Diagramme des contraintes finales en MPa	50
Figure. IV.8 : Dimensions du connecteur.	51

Chapitre V: étude de l'escalier

Figure V.1 : Présentation de l'escalier.....	55
Figure V.2 : Dimensionnements de l'escalier.....	56
Figure V.3 : Disposition du support de marche.....	57

<i>Figure V.4 : La distribution des charges sur un limon</i>	<i>59</i>
<i>Figure V.6 : Poutre d'appui.....</i>	<i>63</i>

Chapitre IV: étude sismique

<i>Figure VI.1 : Diagramme des force sismique (F_i) et effort tranchant (V_i) sens X-X</i>	<i>75</i>
<i>Figure VI.2 : Diagramme des force sismique (F_i) et effort tranchant (V_i) sens Y-Y.....</i>	<i>76</i>

Chapitre VII: contreventement

<i>Figure VII.1 : Schématisation des efforts sur la poutre au vent.....</i>	<i>84</i>
<i>Figure VII.2 : Numérotation des nœuds</i>	<i>86</i>
<i>Figure VII.3 : Représentation des efforts dans les diagonales</i>	<i>88</i>
<i>Figure VII.4: Dimensions de la palée de stabilité et charges horizontales</i>	<i>89</i>
<i>Figure VII.5 : Représentation des efforts dans la panne intermédiaires</i>	<i>93</i>
<i>Figure VII.6 : Représentation des efforts dans la sablière.....</i>	<i>96</i>

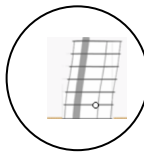
Chapitre IX: assemblage

<i>Figure IX.1 : représentation de l'assemblage pied poteau encastre.....</i>	<i>115</i>
<i>Figure IX.2 : détails sur l'assemblage pied de poteau encadré.....</i>	<i>116</i>
<i>Figure IX.3 : représentation de l'assemblage traverse-poteau.....</i>	<i>130</i>
<i>Figure IX.4 :disposition des boulons de l'assemblage traverse-poteau</i>	<i>130</i>
<i>Figure IX.5 : représentation de l'assemblage traverse-traverse</i>	<i>151</i>
<i>Figure IX.6 : disposition des boulons de l'assemblage traverse-traverse</i>	<i>151</i>

chapitre X: fondation

<i>Figure X.1: Dimensions et système d'axes d'une semelle isolée (A, B, a, b).....</i>	<i>169</i>
--	------------

Introduction générale



Introduction générale

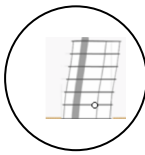
Dans le cadre de notre formation en Génie Civil, spécialité « Structures », à l'Université Akli Mohand Oulhadj de Bouira, nous avons réalisé l'étude d'un bâtiment R+3 en charpente métallique. Ce projet a pour objectif de mettre en pratique les connaissances acquises en calcul, analyse et dimensionnement des structures métalliques.

La construction métallique occupe une place importante dans le domaine du génie civil grâce aux nombreux avantages de l'acier. En effet, ce matériau possède d'excellentes propriétés mécaniques lui permettant de réaliser des structures légères, résistantes et capables de franchir de grandes portées. Il offre également une grande rapidité d'exécution, une bonne adaptabilité ainsi qu'un comportement favorable face aux sollicitations sismiques grâce à sa ductilité.

L'étude présentée dans ce mémoire vise à assurer la stabilité, la résistance et la sécurité de la structure conformément aux règlements en vigueur. Pour cela, des outils informatiques de calcul et d'analyse ont été utilisés afin de garantir la fiabilité des résultats obtenus.

Chapitre 1

Présentation de projet



I.1. Introduction

La construction métallique est très utilisée dans les structures industrielles, grâce à ses avantages tels que la rapidité d'exécution, la légèreté et la bonne résistance mécanique.

Dans ce cadre, notre projet de fin d'études porte sur l'étude et le dimensionnement d'un bâtiment en charpente métallique. L'objectif est d'appliquer les connaissances acquises durant notre formation dans un cas pratiques.

Une importance particulière est accordée à la stabilité de l'ouvrage, assurée par le système de contreventement, qui permet de reprendre les efforts horizontaux dus au vent et aux séismes, garantissant ainsi la rigidité et la sécurité de la structure.

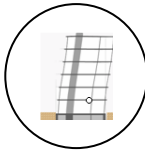
I.2. Présentation de l'ouvrage étudié

Présentation de site :

- *Zone dz neige : **B***
- *Lieu d'implantation : Bouira*
- *Altitude géographique : **579m***
- *Région de vent : **II***
- *Zone sismique : **V***
- *Catégorie de terrain : **III***

Dimensions du hangar :

- *Longueur : **48.29m***
- *Largeur : **24.01m***
- *Hauteur de hangar : **17.24m***
- *Hauteur de paroi verticale : **14.86m***
- *Entraxe des portiques : **6m***
- *Toiture a deux versants symétriques d'un angle est de : **$\alpha = 11,213^\circ$***



I.3. Règlements utilisés

Pour l'étude climatique (neige et vent), on utilise le règlement RNV 2013. Pour l'étude sismique on se réfère au Règlement Parasismique Algérien (RPA2024). Enfin, pour le dimensionnement et la vérification des éléments, on adopte l'Eurocode3 et l'Eurocode4.

I.4. Matériaux de construction

Pour notre projet, on a choisi les matériaux de construction suivants :

1. Acier :

Pour la réalisation de notre structure on a utilisé l'acier **S275** de caractéristiques :

- ✓ Résistance limite d'élasticité $f_y = 0,275 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
- ✓ Module d'élasticité longitudinale $E = 210 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$

2. Béton :

Pour les planchers, on utilise un béton C20/25 dont les caractéristiques sont :

- ✓ La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- ✓ La résistance caractéristique à la traction :

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

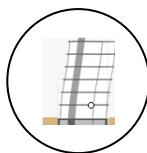
- ✓ La masse volumique : $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$
- ✓ Le module d'élasticité longitudinale $E_b = 14000 \text{ MPa}$
- ✓ Le coefficient de retrait : $\varepsilon = 2 \times 10^{-4} \%$
- ✓ Le coefficient d'équivalence acier / béton : $n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{21000}{14000} = 1,5$

I.5. Le plancher

Les planchers collaborant sont constitués d'une dalle en béton armé réalisée sur place, associée à des poutrelles métalliques (solives) disposées avec un espacement d'environ 1,5 m et reposant sur les poutres principales.

I.6. Logiciels utilisés

- ROBOT 2024
- AUTOCAD 2016



I.7. Assemblages

L'assemblage des éléments de notre construction est assuré par :

- *Des boulons de haute résistance HR*
- *Des boulons ordinaires*
- *Des soudures*

I.8. Système de contreventement

- *Contreventement vertical : la stabilité de notre structure est assurée par :*
 - ✓ *Dans le sens longitudinal par palées de stabilités triangulées en X*
 - ✓ *Dans le sens transversal des portiques auto stables*
- *Contreventement horizontal : assuré par les poutres au vent*

I.9. Présentations schématique

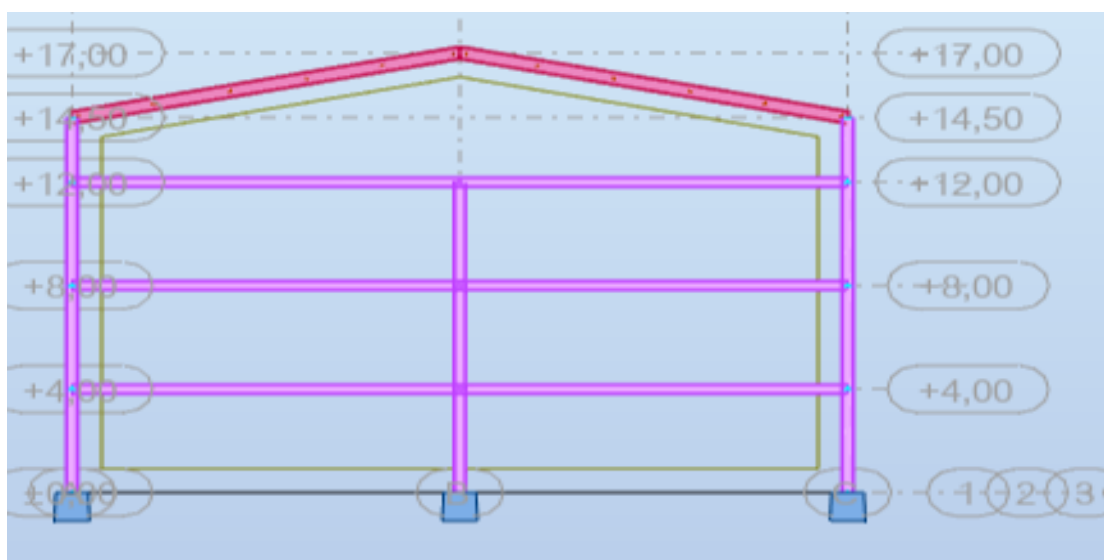


Figure I.1 : Vue de côté pignon

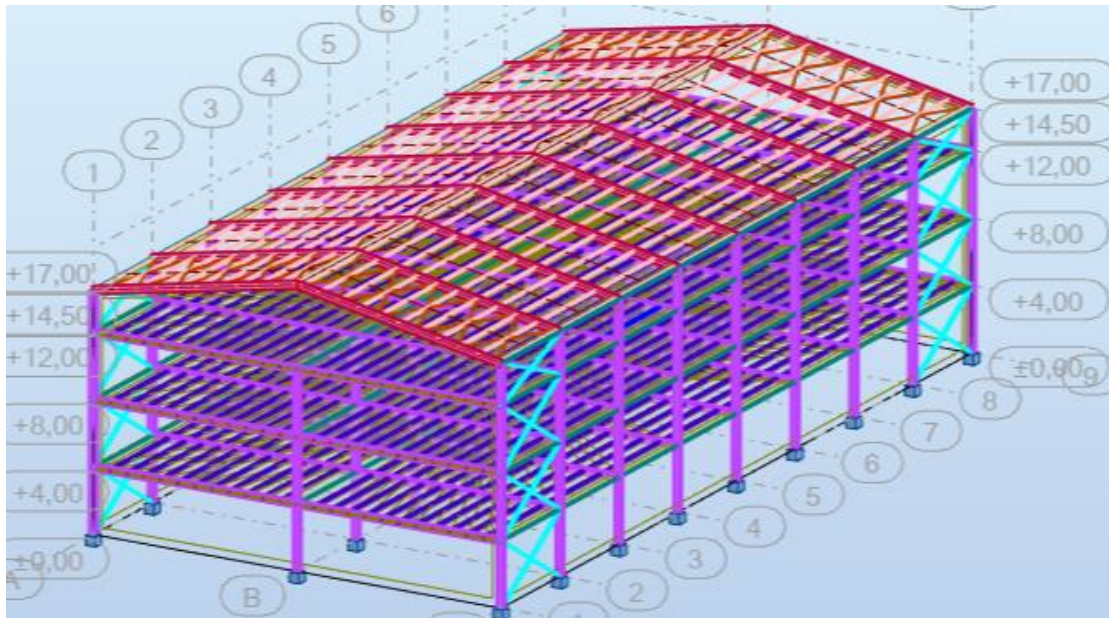
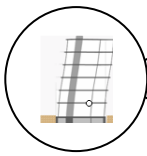


Figure I.2 : Vue en perspective de l'ossature en 3D

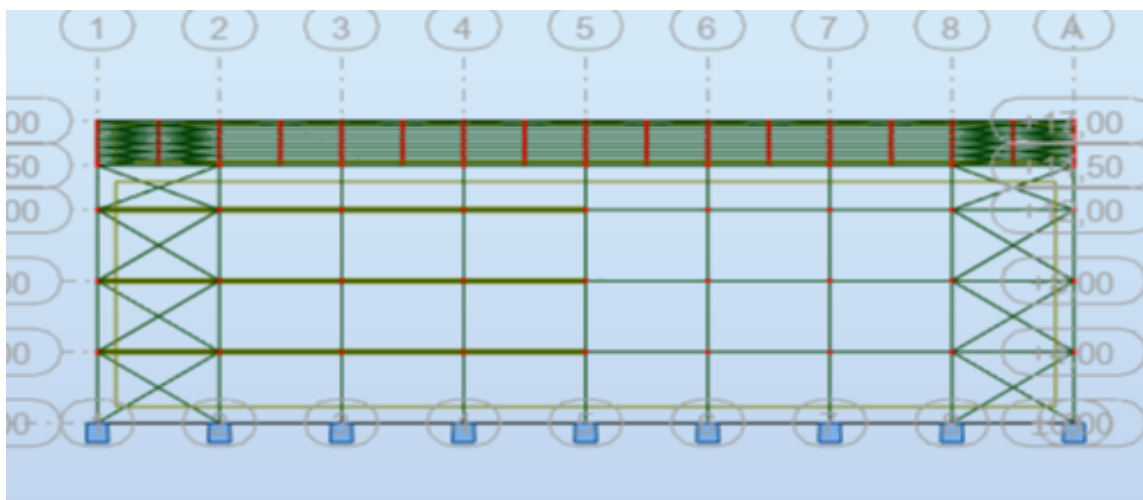
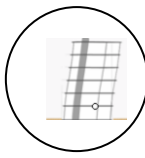


Figure I.3 : Vue de côté long pan

Chapitre II

Etude climatique



II.1. Introduction

L'étude climatique constitue une étape essentielle dans la conception des structures. Elle ne se limite pas aux charges statiques et dynamiques, mais prend également en compte les effets environnementaux, notamment la neige et le vent. Son objectif est d'évaluer ces sollicitations climatiques, en particulier la charge de neige et l'action du vent, conformément au règlement algérien Neige et Vent (RNV 2013), afin de garantir la sécurité et la stabilité l'ouvrage.

II.2. Dimension de l'ouvrage

- Longueur : $a=48.29m$
- Largeur : $b=24.01$
- Hauteur : $H=17.24$
- Hauteur de paroi verticale : $h=14.86m$
- Toute les étages : $z=4m$
- Toiture à doubler versants d'une pente (10%)

II.3. Les données relatives au site

- Lieu d'implantation : SOUR EL GHOZLANE ,BOUIRA
- Site plate : $C_t(z) = 1$ (RNV 2013 §2.4.5.1.formule 2.4 page54)
- Zone de vent : II $\rightarrow Q_{ref} = 435 \text{ N/m}^2$ (RNV 2013 §2.3.1.Tableau 2.2 page50)
- Catégorie de terrain : III (RNV 2013 §2.4.3.Tableau 2.4 page53)
- $\rightarrow K_T = 0.215 \quad z_0 = 0.3m \quad z_{min} = 5m \quad \varepsilon = 0.61$
- Zone de neige : B (RNV 2013 .ANNEXE1 page37)

II.4. Etude de vent

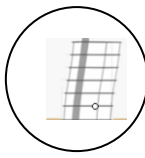
Le vent est le déplacement de l'air d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression.

Lorsqu'il agit sur une construction, il exerce des forces de pression et de succion sue les surfaces, et ces actions sont perpendiculaires aux parois exposées.

La force résultante est donnée par la formule suivante :

$$Q_j = C_d \times W(z_j)$$

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$



C_d : coefficient dynamique de la construction

q_p : pression dynamique de pointe du vent.

C_{pe} : coefficient de pression extérieur.

C_{pi} : coefficient de pression intérieur.

II.4.1. Détermination du coefficient dynamique C_d

C_d : est un coefficient dynamique qui tient compte du fait que les pressions du vent ne s'appliquent pas toutes en même temps sur les surfaces, ainsi que de l'effet des turbulences proches de fréquence propre de la structure.

Dans ce cas, on calcule le coefficient dynamique par la formule suivante :

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_{v(z_{eq})} \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_{v(z_{eq})}}$$

A partir de cette figure, nous avons obtenu z_{eq} :

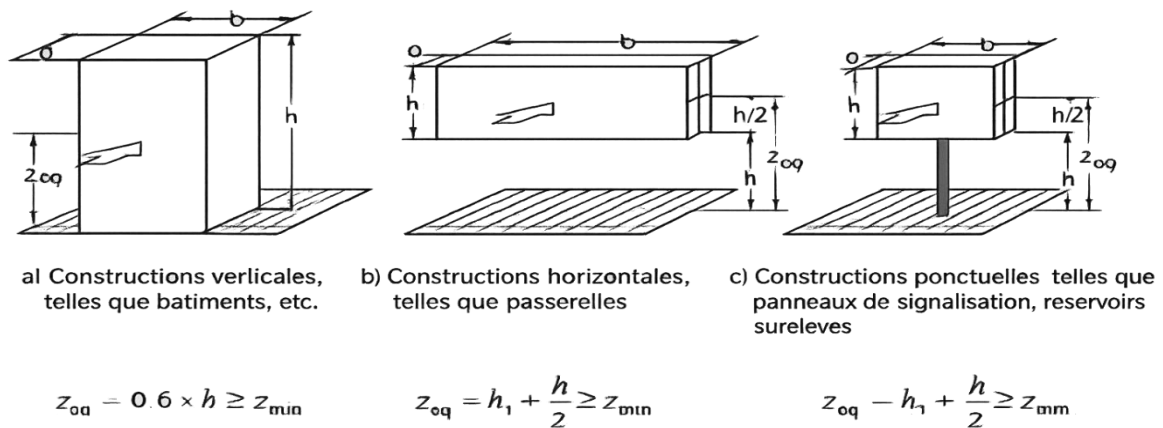
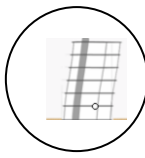


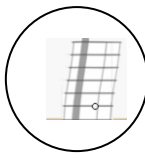
Figure II.1 : Cas de disposition des constructions



Les calculs et les résultats :après RNV 2013 on prend :

Tableau II. 1: Calcul le coefficient dynamique

Paramétré	Formule Analytique	Pignon	Long Poon	Référence
z_{eq}	$0.6 \times h$	10.344 m	10.344 m	RNV2013 fig.3.1 page62
$I_{v(z_{eq})}$	$\frac{1}{C_t(z_{eq}) \times \ln(\frac{z_{eq}}{z_0})}$	0.283	0.283	RNV2013.§2.4.6 formule2.5a page57
$L_{i(z_{eq})}$	$300 \times (\frac{z_{eq}}{200})^\varepsilon$	49.255 m	49.255 m	Cf.§3.3.1 formule 3.3 a
Q^2	$\frac{1}{1 + 0.9 \times (\frac{b \times h}{L_{i(z_{eq})}})^{0.63}}$	0.554	0.482	RNV2013.§3.3.1 formule 3.2
δ	$\delta_s + \delta_a$ Avec $\delta_a = 0$	0.05	0.05	RNV2013.§3.3.2 formule3.9 tableau 3.1
$C_{r(z_{eq})}$	$K_T \times \ln(\frac{z_{eq}}{z_0})$	0.761	0.761	RNV2013.§2.4.4. formule2.3 page 53
$V_{m(z_{eq})}$	$C_{r(z_{eq})} \times C_t(z_{eq}) \times V_{ref}$	19.025 m/s	19.025 m/s	RNV2013 annexe2 Page111
f	$\frac{h}{100}$	0.1724 m	0.1724 m	
$n_{1.x}$	$\frac{0.5}{\sqrt{f}}$	1.204 Hz	1.204Hz	RNV2013 §3.3.4.2 formule 3.14
N_x	$\frac{n_{1.x} \times L_{i(z_{eq})}}{V_{m(z_{eq})}}$	3.11	3.11	RNV2013 §3.3.2 formule 3.6



R_N	$\frac{6.8 \times N_x}{(1 + 10.2 \times N_x)^{5/3}}$	0.06	0.06	RNV2013 §3.3.2 formule 3.5
n_h	$\frac{4.6 \times N_x \times h}{L_{i(z_{eq})}}$	5.01	5.01	RNV2013 §3.3.2 formule 3.8 a
n_b	$\frac{4.6 \times N_x \times b}{L_{i(z_{eq})}}$	6.973	0.069	RNV2013 §3.3.2 formule 3.8 b
R_h	$\frac{1}{n_h} - \frac{1}{2 \times n_h^2} \times (1 - e^{-2 \times n_h})$	0.18	0.18	RNV2013 §3.3.2 formule 3.7 a
R_b	$\frac{1}{n_b} - \frac{1}{2 \times n_b^2} \times (1 - e^{-2 \times n_b})$	0.133	14.026	RNV2013 §3.3.2 formule 3.7 b
R^2	$\frac{\pi^2 \times R_N \times R_H \times R_V}{2 \times \delta}$	0.142	0.073	RNV2013 §3.3.2 formule 3.4
v	$n_{1.x} \times \sqrt{\frac{R^2}{R^2 + Q^2}} \geq 0.8Hz$	0.54Hz $\geq 0.8Hz$	0.436Hz $\geq 0.8Hz$	RNV2013 §3.3.3 formule 3.12
g	$\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} \geq 3$	$3.58 \geq 3$	$3.517 \geq 3$	RNV2013 §3.3.3 formule 3.12
C_d	$\frac{1 + 2 \times g \times I_{v(z_{eq})} \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_{v(z_{eq})}}$	0.902	0.833	RNV2013 §3.3.3 formule 3.1

II.4.2. Détermination de la pression dynamique de pointe $q_p(z_{eq})$

Selon RNV 2013 :

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(z_e) \quad (RNV2013 \S 2.3.1 \text{ formule 2.1 page 50})$$

q_{ref} : est la pression dynamique de référence ;

C_e : est le coefficient d'exposition au vent ;

II.4.2.1. Hauteur de référence z_e :

On distingue deux hauteurs de référence : la première correspond à la toiture, tandis que la seconde se rapporte aux parois verticales.

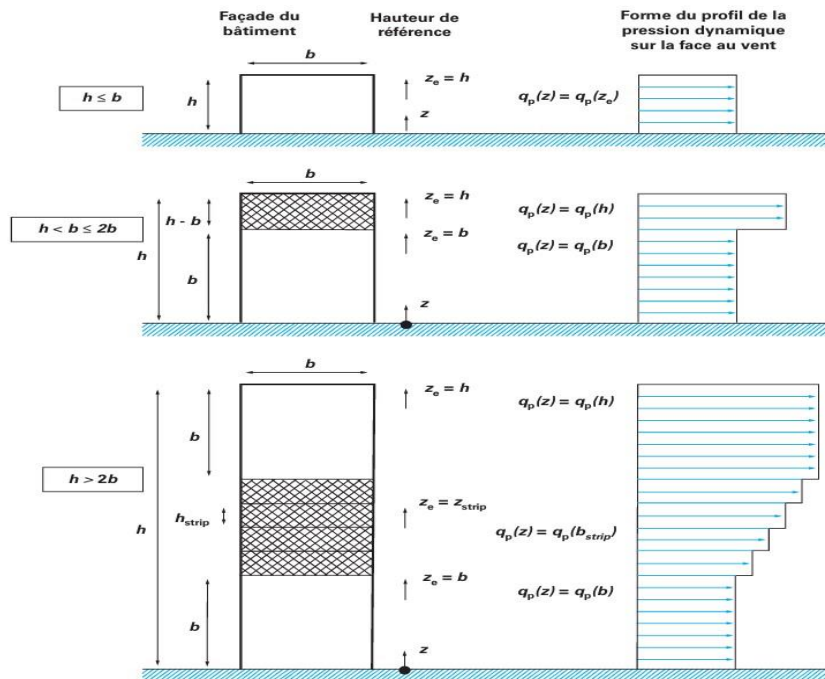
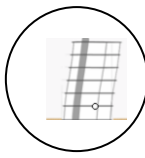


Figure II.2 : Hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique

Nous avons : $h = 17.24 \text{ m} < 2b = 48.02 \text{ m}$

Donc :

- Pour les parois verticales : $z_e = h = 17.24 \text{ m}$
- Pour la toiture : $z_e = z = 14.86 \text{ m}$

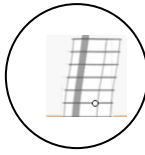
II.4.2.2. Coefficient d'exposition $C_e(z)$:

Comme la structure réagit peu aux effets dynamiques, on utilise la formule suivante :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)] \quad (\text{RNV2013 } \S.2.4.2 \text{ formule 2.2 page 51})$$

Tel que :

- C_t : coefficient de topographie $\rightarrow C_t(z) = 1$,
- C_r : coefficient de rugosité,
- I_v : l'intensité de la turbulence,
- z : est hauteur considérée.



- Coefficient de rugosité $C_r(z)$:

$C_r(z)$ est un coefficient qui représente l'influence de la rugosité du terrain et de la hauteur sur la vitesse du vent, et calculer par cette les formules :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200m \\ C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) & \text{pour } z < z_{\min} \end{cases} \quad (\text{RNV2013 §2.4.4 formule 2.3 page 53})$$

Tel que : $z_0 = 0.3m$ $z_{\min} = 5m$

- Dans la toiture : $z = 17.24m$

$$\rightarrow z_{\min} = 5m \leq z = 17.24m \leq 200m$$

$$\text{Donc : } C_r(z = 17.24m) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.215 \times \ln\left(\frac{17.24}{0.3}\right) = 0.871$$

$$\rightarrow C_r(z = 17.24m) = 0.871$$

- Dans la paroi verticale : $z = 14.86m$

$$\rightarrow z_{\min} = 5m \leq z = 14.86m \leq 200m$$

$$\text{Donc : } C_r(z = 14.86m) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.215 \times \ln\left(\frac{14.86}{0.3}\right) = 0.839$$

$$\rightarrow C_r(z = 14.86m) = 0.871$$

- L'intensité de la turbulence $I_v(z)$:

$I_v(z)$ est l'écart type de la turbulence par vitesse moyenne du vent, et elle est calculer par :

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{pour } z > z_{\min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} & \text{pour } z < z_{\min} \end{cases} \quad (\text{RNV2013 §2.4.6 formule 2.5 page 57})$$

- Dans la toiture : $z = 17.24m$

$$\rightarrow z = 17.24m > z_{\min} = 5m$$

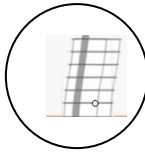
$$\text{Donc : } I_v(z = 17.24m) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{17.24}{0.3}\right)} = 0.2467$$

$$\rightarrow I_v(z = 17.24m) = 0.247$$

- Dans la paroi verticale : $z = 14.86m$

$$\rightarrow z = 14.86m > z_{\min} = 5m$$

$$\text{Donc : } I_v(z = 14.86m) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{14.86}{0.3}\right)} = 0.2563$$



$$\rightarrow I_v(z = 14.86m) = 0.256$$

Alors la pression d'exposition $C_e(z)$ peut-être déterminer :

- Dans la toiture : $z = 17.24m$

$$C_e(z = 17.24) = 1^1 \times 0.871^2 \times [1 + 7 \times 0.2468] = 2.069$$

$$\rightarrow C_e(z = 17.24) = 2.07$$

- Dans la paroi verticale : $z = 14.86m$

$$C_e(z = 14.86) = 1^1 \times 0.839^2 \times [1 + 7 \times 0.2563] = 1.967$$

$$\rightarrow C_e(z = 14.86) = 1.967$$

Alors calculer la pression dynamique de point :

- Dans la toiture : $z = 17.24m$

$$q_p(z_e = 17.24m) = 435 \times 2.069 = 900.015 \text{ N/m}^2$$

- Dans la paroi verticale : $z = 14.86m$

$$q_p(z_e = 14.86m) = 435 \times 1.967 = 855.645 \text{ N/m}^2$$

II.4.3. Détermination du coefficient de pression c_{pe}

Dans les constructions rectangulaires, c_{pe} dépend de la surface exposée au vent. Ils sont définis en fonction de référence $1m^2$ et $10m^2$, notées respectivement $C_{pe.1}$ et $C_{pe.10}$.

C_{pe} Obtient à partir des formules suivantes : (RNV2013 §.5.1.1.5 formule5.1 page80)

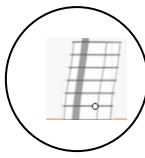
- $c_{pe} = c_{pe1}$ $s \leq 1m^2$
- $c_{pe} = c_{pe1} + (c_{pe1} - c_{pe10}) \times \log_{10}(s)$ $1m^2 < s < 10m^2$
- $c_{pe} = c_{pe10}$ $s \geq 10m^2$

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

II.4.3.1. Vent perpendiculaire au long pan

- Pour la toiture :

Pour cette direction du vent on a : $b=48.29m, h=17.24m$.



Et : $e = \min[b, 2h] = [48.29\text{m}, 34.48] = 34.48\text{m} \rightarrow e = 34.48\text{m}$

- Calcule l'angle de versant :

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{h}{L/2}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{2.38}{24.01/2}\right) = 11.213^\circ$$

$$\rightarrow \alpha = 11.213^\circ$$

On utilise donc la légende suivante :

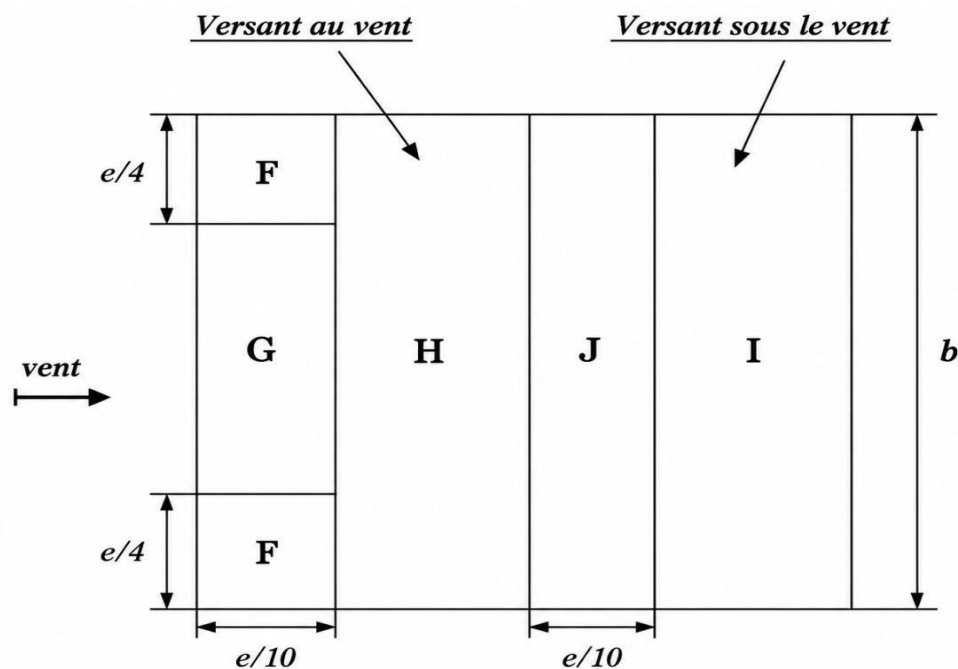
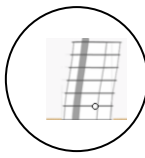


Figure II.3: Légende pour les toitures à deux versants

- Détermination des surfaces :

Les zones	F	G	H	I	J
Surfaces (m ²)	29.722	107.06	413.218	166.504	413.215

On remarque que toute les surfaces dès les pentes est supérieur à 10 m² ,mais dans ce cas on a l'angle de versant $\alpha = 11.213^\circ$; donc on doit calculer les coefficients de pression extérieure par cette méthode :



$$c_{pe} = c_{pe,10}(5^\circ) + \frac{\alpha - 5}{15 - 5} \times (c_{pe,10}(15^\circ) + c_{pe,10}(5^\circ))$$

Les résultats sont dans le tableau suivant : (RNV2013 §5.1.6.2 Tableau 5.5 page89)

Tableau II.2 : Valeurs des coefficients C_{pe}

Les zones	F	G	H	I	J
	c_{pe}	c_{pe}	c_{pe}	c_{pe}	c_{pe}
5°	-1.7	-1.2	-0.6	-0.6	+0.2
11.213°	-1.02	-0.95	-0.41	-0.48	-0.55
15°	-0.9	-0.8	-0.3	-0.4	-1.0

- Pour les parois verticales :

Pour cette direction du vent on a : $b=48.29m$, $d=24.01m$; $h=14.86m$.

Et $e = \min[b, 2h] = [48.29m, 29.72] = 29.72m \rightarrow e = 29.72m$

$$d = 24.01m < e = 29.72m$$

On utilise donc la légende suivante :

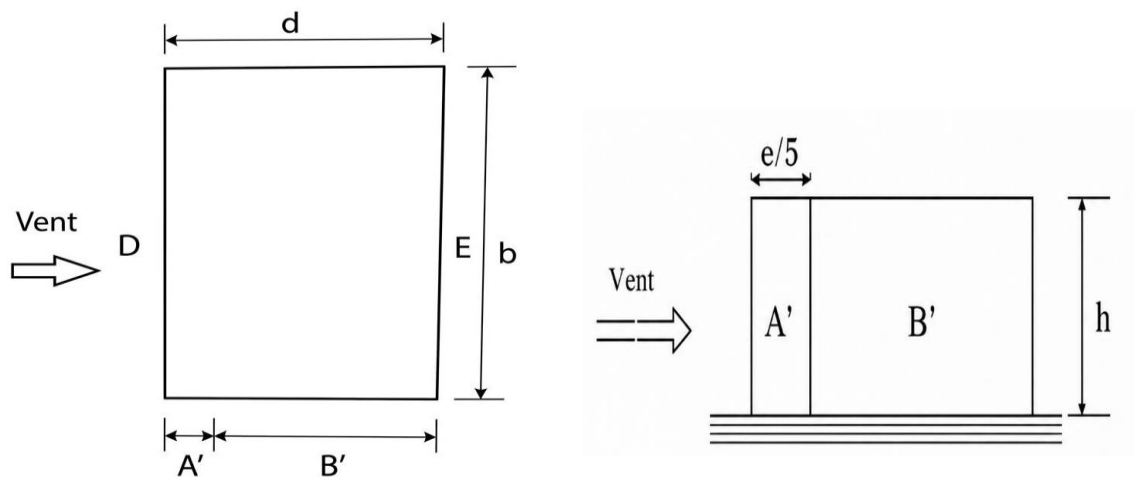
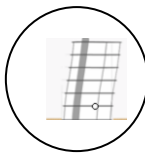


Figure II.4: Légende pour les parois verticales (Vent sur long pan)

➤ Déterminations des surfaces :

Les zones	A'	B'	D	E
Surfaces (m^2)	88.328	268.46	717..589	717.589



On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10 m^2 donc la formule utilisée est :

$$C_e = C_{pe,10}$$

Nous obtenons : (RNV2013 §5.1.2 Tableau 5.1 page81)

Tableau II.3 : Valeurs des coefficients C_{pe}

Les zones	A'	B'	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	0.8	-0.3

II.4.3.2. Vent perpendiculaire au pignon

- Pour la toiture :

Pour cette direction du vent, on a : $b=24.01\text{m}$; $d=48.29\text{m}$; $h=17.24\text{m}$.

On utilise donc la légende suivante :

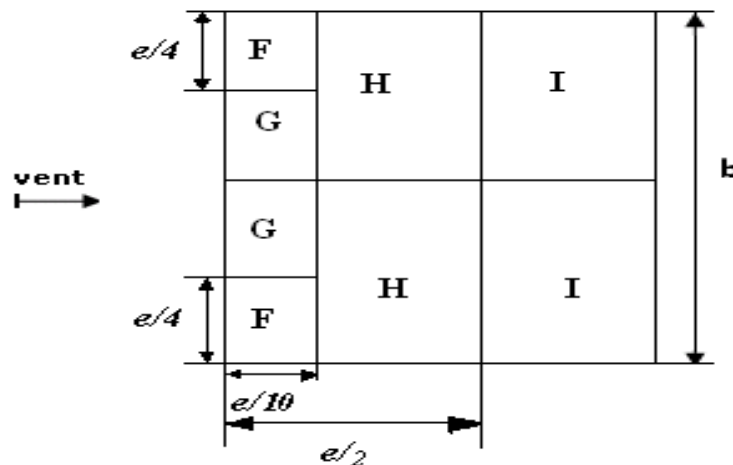
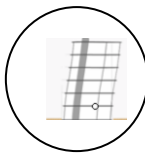


Figure II.5: légende pour les toitures à deux versants

➤ Déterminations des surfaces :

Les zones	F	G	H	I
Surfaces (m^2)	14.418	14.418	129.714	421.183

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10 m^2 , mais dans ce cas on a l'angle de versant $\alpha = 11.213^\circ$; donc on doit calculer les coefficients de pression extérieure par cette méthode :



$$c_{pe} = c_{pe,10}(5^\circ) + \frac{\alpha - 5}{15 - 5} \times (c_{pe,10}(15^\circ) + c_{pe,10}(5^\circ))$$

Les résultats : **Tableau II.4 : Valeurs des coefficients C_{pe}**

Les zones	F	G	H	I
	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}
5°	-1.6	-1.3	-0.7	-0.6
11.213°	-1.41	-1.3	-0.64	-0.54
15°	-1.3	-1.3	-0.6	-0.5

- Pour les parois verticales :

Pour cette direction de vent, on a : $b=24.01m$, $d=48.29m$, $h=14.86m$.

Et : $e = \min(b; 2h) = (24.01m; 29.72m) \rightarrow e = 24.01m$

$$d = 48.29m > e = 24.01m$$

On utilise donc on utilise la légende suivante :

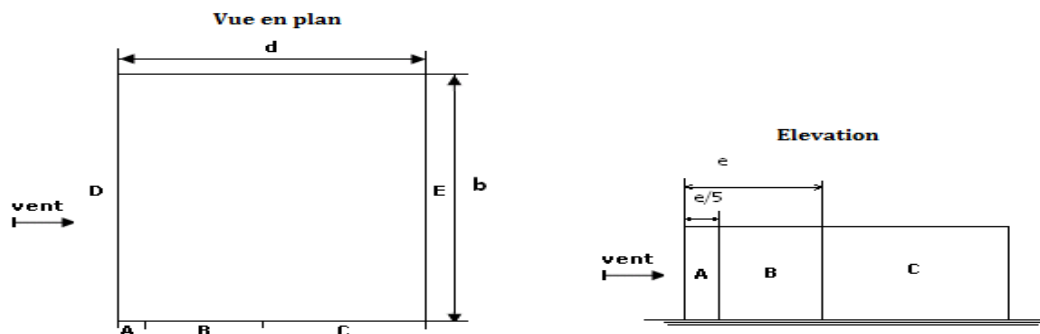


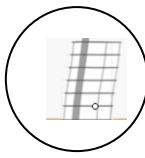
Figure II.6 : Légende pour les parois verticales (Vent sur long pan)

➤ Déterminations des surfaces :

Les zones	A	B	C	D	E
Surfaces (m ²)	71.358	285.431	360.8	356.789	356.789

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10 m² , donc la formule utilisée est :

$$C_{pe} = C_{pe,10}$$



Nous obtenons :

Tableau II.5 : Valeurs des coefficients C_{pe}

Les zones	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

II.4.4. Détermination de coefficient de pression intérieure C_{pi}

Le coefficient C_{pi} dépend de l'indice de perméabilité μ_p , qui représente le niveau d'ouverture du bâtiment, donné par :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces des toutes les ouvertures}} \quad (\text{RNV2013 §5.2.2.2 page96})$$

D'après le rnv2013 on utilise cette bague pour calculer C_{pi} :

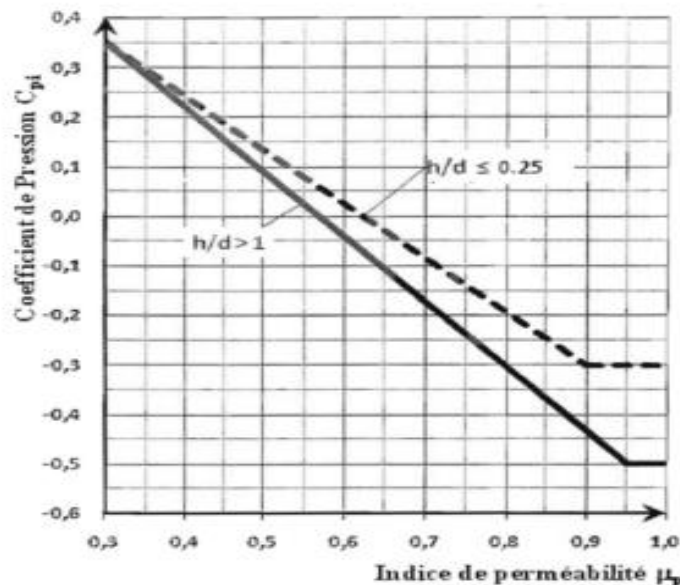


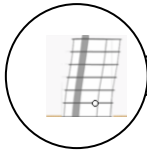
Figure II.7 : Coefficient de pression C_{pi} en fonction de l'indice de perméabilité μ_p

II.4.4.1. Du côté de pignon

On a : $\frac{h}{d} = \frac{17.24}{48.29} = 0.357 \rightarrow 0.25 < \frac{h}{d} = 0.357 < 1$

Donc on calcule C_{pi} par cette formule :

$$C_{pi} = C_{pi(0.25)} + \frac{\frac{h}{d} - 0.25}{1 - 0.25} \times (C_{pi(1)} - C_{pi(0.25)})$$



On à 3 cas :

1^{er} Cas : “toutes les ouvertures sont fermées “

$$\mu_p = 0.3 \quad \rightarrow \quad C_{pi} = 0.35$$

2^{émé} Cas : “toutes les ouvertures sont ouvertes “

$$\mu_p = 0.65 \quad \rightarrow \quad C_{pi} = -0.06$$

3^{émé} Cas : “50% des ouvertures sont ouvertes et 50% sont fermées “

$$\mu_p = 1 \quad \rightarrow \quad C_{pi} = -0.33$$

II.4.4.2. Du côté de long pan

$$\text{On a : } \frac{h}{d} = \frac{17.24}{24.01} = 0.718 \quad \rightarrow \quad 0.25 < \frac{h}{d} = 0.718 < 1$$

Donc on calcul C_{pe} par cette formule :

$$C_{pi} = C_{pi(0.25)} + \frac{\frac{h}{d} - 0.25}{1 - 0.25} \times (C_{pi(1)} - C_{pi(0.25)})$$

On à 3 cas :

1^{er} Cas : “toutes les ouvertures sont fermées “

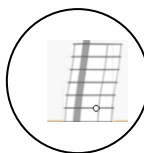
$$\mu_p = 0.3 \quad \rightarrow \quad C_{pi} = 0.35$$

2^{émé} Cas : “toutes les ouvertures sont ouvertes “

$$\mu_p = 0.65 \quad \rightarrow \quad C_{pi} = -0.09$$

3^{émé} Cas : “50% des ouvertures sont ouvertes et 50% sont fermées “

$$\mu_p = 1 \quad \rightarrow \quad C_{pi} = -0.43$$



II.5. Détermination de la pression du vent Q_j

II.5.1. Long pan

1^{er} Cas : “toutes les ouvertures sont fermées “ :

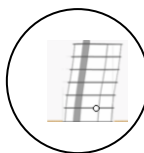
Tableau II.6 : la pression du vent lorsque toutes les ouvertures sont fermées

Zone	C_d	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$Q_j (N/m^2)$
A	0,833	855,645	-1	0,35	-962,22
B	0,833	855,645	-0,8	0,35	-819,67
D	0,833	855,645	0,8	0,35	320,74
E	0,833	855,645	-0,3	0,35	-463,29
F	0,833	900,015	-1,2	0,35	-1162,05
G	0,833	900,015	-0,95	0,35	-974,63
H	0,833	900,015	-0,41	0,35	-569,78
I	0,833	900,015	-0,48	0,35	-622,26
J	0,833	900,015	-0,85	0,35	-899,65

2^{ème} Cas : “toutes les ouvertures sont ouvertes “ :

Tableau II.7 : la pression du vent lorsque toutes les ouvertures sont ouvertes

Zone	C_d	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$Q_j (N/m^2)$
A	0,833	855,645	-1	-0,43	-406,27
B	0,833	855,645	-0,8	-0,43	-263,72
D	0,833	855,645	0,8	-0,43	876,69
E	0,833	855,645	-0,3	-0,43	92,66
F	0,833	900,015	-1,2	-0,43	-577,28
G	0,833	900,015	-0,95	-0,43	-389,85
H	0,833	900,015	-0,41	-0,43	14,99
I	0,833	900,015	-0,48	-0,43	-37,49
J	0,833	900,015	-0,85	-0,43	-314,88



3^{ème} Cas : “50% des ouvertures sont ouvertes et 50% sont fermées “ :

Tableau II.8 : la pression du vent lorsque 50% ouvertes -50% fermées

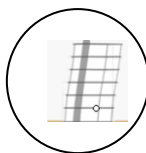
Zone	C_d	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$Q_j (N/m^2)$
A	0,833	855,645	-1	-0,09	-648,60
B	0,833	855,645	-0,8	-0,09	-506,05
D	0,833	855,645	0,8	-0,09	634,35
E	0,833	855,645	-0,3	-0,09	-149,68
F	0,833	900,015	-1,2	-0,09	-832,18
G	0,833	900,015	-0,95	-0,09	-644,75
H	0,833	900,015	-0,41	-0,09	-239,91
I	0,833	900,015	-0,48	-0,09	-292,39
J	0,833	900,015	-0,85	-0,09	-569,78

II.5.2. Pinon

1^{er} Cas : “toutes les ouvertures sont fermées “ :

Tableau II.9 : la pression du vent lorsque toutes les ouvertures sont fermées

Zone	C_d	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$Q_j (N/m^2)$
A	0,902	855,645	-1	0,35	-1041,92
B	0,902	855,645	-0,8	0,35	-887,56
C	0,902	855,645	-0,5	0,35	-656,02
D	0,902	855,645	0,8	0,35	347,31
E	0,902	855,645	-0,3	0,35	-501,66
F	0,902	900,015	-1,41	0,35	-1428,79
G	0,902	900,015	-1,3	0,35	-1339,49
H	0,902	900,015	-0,64	0,35	-803,70
I	0,902	900,015	-0,54	0,35	-722,51



2^{ème} Cas : “toutes les ouvertures sont ouvertes “ :

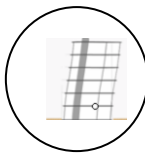
Tableau II.10: la pression du vent lorsque toutes les ouvertures sont ouvertes

Zone	C_d	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$Q_j (N/m^2)$
A	0,902	855,645	-1	-0,33	-517,10
B	0,902	855,645	-0,8	-0,33	-362,74
C	0,902	855,645	-0,5	-0,33	-131,20
D	0,902	855,645	0,8	-0,33	872,12
E	0,902	855,645	-0,3	-0,33	23,15
F	0,902	900,015	-1,41	-0,33	-876,76
G	0,902	900,015	-1,3	-0,33	-787,46
H	0,902	900,015	-0,64	-0,33	-251,66
I	0,902	900,015	-0,54	-0,33	-170,48

3^{ème} Cas : “50% des ouvertures sont ouvertes et 50% sont fermées “ :

Tableau II.11 : la pression du vent lorsque 50% ouvertes -50% fermées

Zone	C_d	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$Q_j (N/m^2)$
A	0,902	855,645	-1	-0,06	-725,48
B	0,902	855,645	-0,8	-0,06	-571,13
C	0,902	855,645	-0,5	-0,06	-339,59
D	0,902	855,645	0,8	-0,06	663,74
E	0,902	855,645	-0,3	-0,06	-185,23
F	0,902	900,015	-1,41	-0,06	-1095,95
G	0,902	900,015	-1,3	-0,06	-1006,65
H	0,902	900,015	-0,64	-0,06	-470,85
I	0,902	900,015	-0,54	-0,06	-389,67



II.6. Détermination des forces de frottement du vent

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés si l'une des conditions suivantes est vérifiée : $2 (d \times h) \leq 4 (2b \times h)$

- Pignon : $2 (48.29 \times 17.24) \leq 4 (2 \times 24.01 \times 17.24) \rightarrow 1665.04m^2 < 3323.872m^2 \dots\dots cv$
- Long pan : $2 (24.01 \times 17.24) \leq 4 (2 \times 48.29 \times 17.24) \rightarrow 827.86m^2 < 6660.156m^2 \dots\dots cv$

II.7. Etude de neige

La charge de la neige sur la toiture est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_K \quad (RNV2013 \text{ §3.2.2 formule 2 page 19})$$

Notre structure a été réalisée à bouira :

- Altitude géographique : $H = 579 \text{ m}$;
- Zone de neige B ;

Donc la charge de neige sur le sol est donnée par la formule suivante :

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

$$S_K = \frac{0.04 \times 579 + 10}{100} = 0.3316 \text{ KN/m}^2$$

$$S_K = 0.3316 \text{ KN/m}^2$$

On a l'angle de versant $\alpha = 11.213^\circ$, donc le coefficient de forme : $\mu = 0.8$

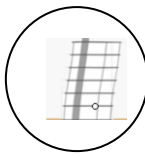
Donc la charge de la neige sur la toiture est : $S = 0.8 \times 0.3316 = 0.26528 \text{ KN/m}^2$

II.8. Conclusion

Ce chapitre a permis de déterminer les actions climatiques liées au vent et à la neige, qui seront prises en compte par la suite dans le dimensionnement des différents éléments de l'ouvrage.

Chapitre III

Etude des éléments Secondaires



III.1. Introduction

Dans ce chapitre, on cherche simplement à choisir les profils capables de supporter les différentes sollicitations appliquées, en se basant sur les règles de l'AUROCODE 3. On y présente aussi le principe de vérification permettant de s'assurer de leur résistance et de leur stabilité. Etude concerne principalement les pannes, les lisses de bardage et les potelets.

III.2. Etude des pannes

Les pannes sont des éléments secondaires destinés à supporter la couverture et à transmettre les différentes charges (permanents, d'exploitation et climatiques) aux éléments porteurs principaux de la structure.

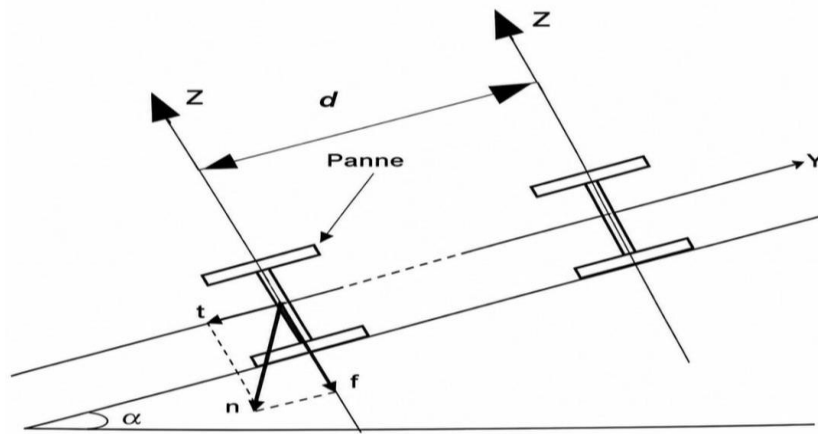


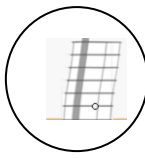
Figure III.1 : Disposition des pannes sur la toiture

III.2.1. Principe de calcul

- Les charges permanentes ainsi que la charge de neige s'exercent dans le sens de la gravité.
- Le vent agit perpendiculairement aux faces des éléments, suivant l'axe de plus grande inertie.
- On retient la combinaison la plus défavorable afin d'assurer la sécurité du dimensionnement.

III.2.2. Dimensionnement des pannes

- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance $L=6m$;
- Le porté entre axe des pannes $d = 1.5$ (espace entre 2 pannes) ;
- On dispose de 7 lignes de pannes sur chaque versant de toiture ;



- La pente de chaque versant est $\alpha=11.213^\circ$.

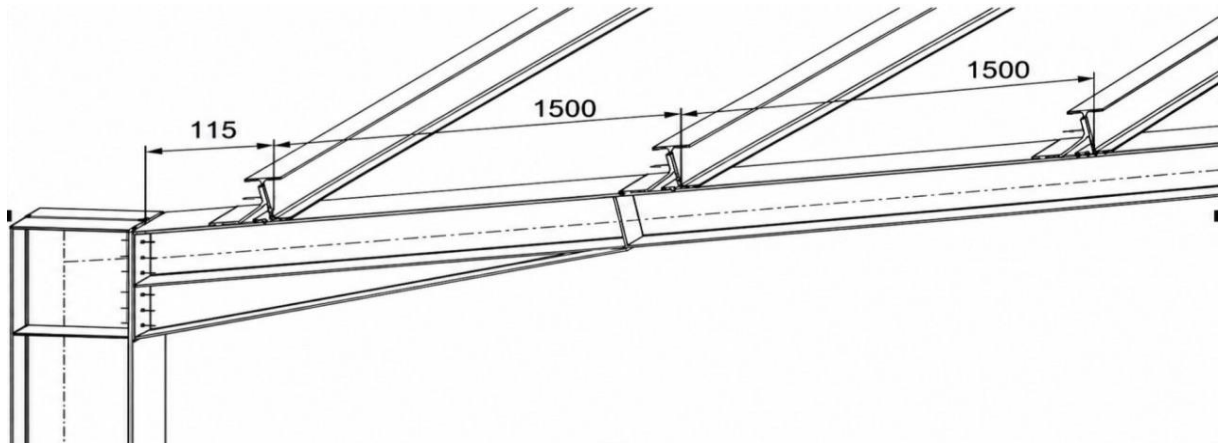


Figure III.2 : Disposition des pannes

III.2.2.1. Evaluation des charges

✓ Charges permanents G :

- Poids propre de panneaux TL 75 : $G_1=0.12925 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre d'accessoire d'attache : $G_2=0.02 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la panne IPE 160 : $G_3=0.158 \text{ KN/m}$

$$G = (G_1 + G_2) \times d + G_3 = (0.12925 + 0.02) \times 1.5 + 0.158 = 0.38 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow G = 0.38 \text{ KN/m}$$

✓ Surcharge d'entretien Q :

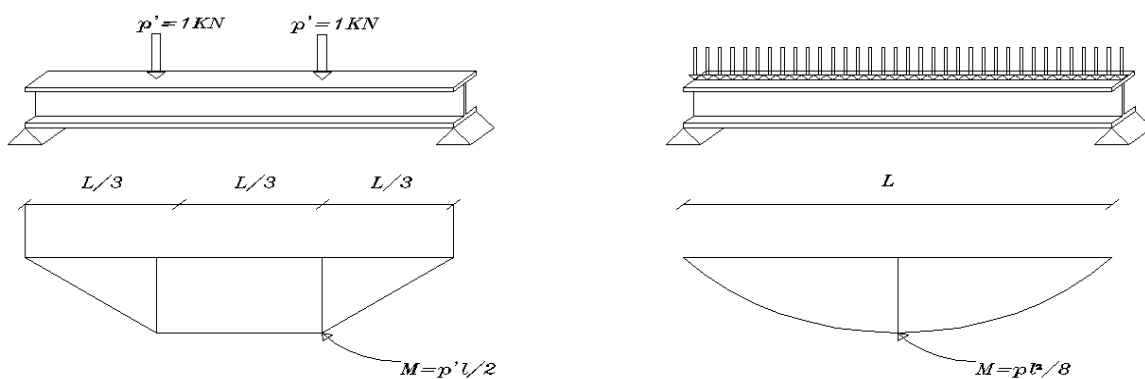
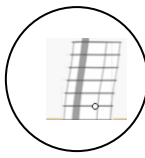


Figure III.3 : Répartition des surcharges d'entretien sur la portée de la panne

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

$$\rightarrow Q = 0.444 \text{ KN/m}$$

✓ **Surcharges climatiques :**▪ Le vent :- Vent de soulèvement : $Q_j = -1.429 \text{ KN/m}$

$$V_s = Q_j \times d = -1.429 \times 1.5 = -2.1435 \text{ KN/m} \rightarrow V_s = -2.1435 \text{ KN/m}$$

▪ Le neige : $S = 0.265 \text{ KN/m}^2$

$$S_n = S \times d = 0.265 \times 1.5 = 0.3975 \text{ KN/m} \rightarrow S_n = 0.3975 \text{ KN/m}$$

Les charges et surcharge appliquées :

- $G = 0.38 \text{ KN/m}$
- $Q = 0.444 \text{ KN/m}$
- $V_s = -2.1435 \text{ KN/m}$
- $S_n = 0.3975 \text{ KN/m}$
- $\alpha = 11.213^\circ$

III.2.2.2. Décomposition des charges• Projection des charges sur l'axe y-y:

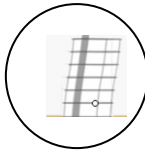
- $G_{y-y} = G \times \sin \alpha \Rightarrow G_{y-y} = 0.074 \text{ KN/m}$
- $Q_{y-y} = Q \times \sin \alpha \Rightarrow Q_{y-y} = 0.086 \text{ KN/m}$
- $S_{n y-y} = S_n \times \sin \alpha \Rightarrow S_{n y-y} = 0.077 \text{ KN/m}$
- $V_{s y-y} = V_s \Rightarrow V_s = 0 \text{ KN/m}$

• Projection des charges sur l'axe z-z :

- $G_{z-z} = G \times \cos \alpha \Rightarrow G_{z-z} = 0.373 \text{ KN/m}$
- $Q_{z-z} = Q \times \cos \alpha \Rightarrow Q_{z-z} = 0.436 \text{ KN/m}$
- $S_{n z-z} = S_n \times \cos \alpha \Rightarrow S_{n z-z} = 0.39 \text{ KN/m}$
- $V_{s z-z} = V_s \Rightarrow V_s = -2.1435 \text{ KN/m}$

III.2.2.3. Combinaisons des charges• **L'état limite ultime (ELU) :**a. Projection des charges sur l'axe z-z :

- $1.35G_{z-z} + 1.5Q_{z-z} = 1.158 \text{ KN/m}$
- $1.35G_{z-z} + 1.5S_{n z-z} = 1.089 \text{ KN/m}$



- $1.35G_{z-z} + 1.5V_{s\ z-z} = -2.712KN/m$

La plus défavorable est : $Q_{y-Ed} = -2.712KN/m$

b. Projection des charges sur l'axe y-y :

- $1.35G_{y-y} + 1.5Q_{y-y} = 0.229KN/m$
- $1.35G_{y-y} + 1.5S_{n\ y-y} = 0.215KN/m$
- $1.35G_{y-y} + 1.5V_{s\ y-y} = 0.074KN/m$

La plus défavorable est : $Q_{y-Ed} = 0.229KN/m$

• **L'état limite service (ELS) :**

a. Projection des charges sur l'axe y-y :

- $G_{y-y} + Q_{y-y} = 0.160N/m$
- $G_{y-y} + S_{n\ y-y} = 0.074KN/m$
- $G_{y-y} + V_{s\ y-y} = 0.151KN/m$

La plus défavorable est : $Q_{y-Ed} = 0.160KN/m$

b. Projection des charges sur l'axe z-z :

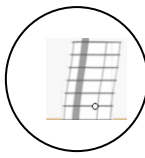
- $G_{z-z} + Q_{z-z} = 0.809KN/m$
- $G_{z-z} + S_{n\ z-z} = 0.763KN/m$
- $G_{z-z} + V_{s\ z-z} = -1.7705KN/m$

La plus défavorable est : $Q_{z-Ed} = -1.7705KN/m$

III.2.2.4. Prédimensionnement

Les caractéristique et les dimensions qu'on peut utiliser sont résumés dans le tableau suivant : **Tableau III.1** :Les caractéristique et les dimensions de IPE160

$h(mm)$	$b(mm)$	$t_w(mm)$	$t_f(mm)$	$r(mm)$	$d(mm)$	$g(Kg/m)$
160	82	5	7.4	9	127.2	15.8
$A(cm^2)$	$I_y(cm^4)$	$i_y(cm)$	$w_{pl,y}(cm^3)$	$I_z(cm^4)$	$i_z(cm)$	$w_{pl,z}(cm^3)$
20.1	869.3	6.58	123.9	86.31	1.84	26.1



1. Vérification de la flèche ELS :

Dans notre cas on a poutre pose sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie donc la flèche est : $f = \frac{5 \times Q \times L^4}{384 \times E \times I_y}$ et la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{L}{200}$

$$f \leq f_{adm}$$

○ La flèche verticale suivant z-z :

$$f = \frac{5 \times Q_{z-Ed} \times L^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 1.7705 \times 6000^4}{384 \times 210000 \times 869 \times 10^4} = 16.38 \text{ mm} < 30 \text{ mm} \quad C.V$$

○ La flèche verticale suivant y-y :

$$f = \frac{5 \times Q_{y-Ed} \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 0.16 \times 6000^4}{384 \times 210000 \times 68.3 \times 10^4} = 18.82 \text{ mm} < 30 \text{ mm} \quad C.V$$

→ Donc le profilé IPE 160 est vérifié

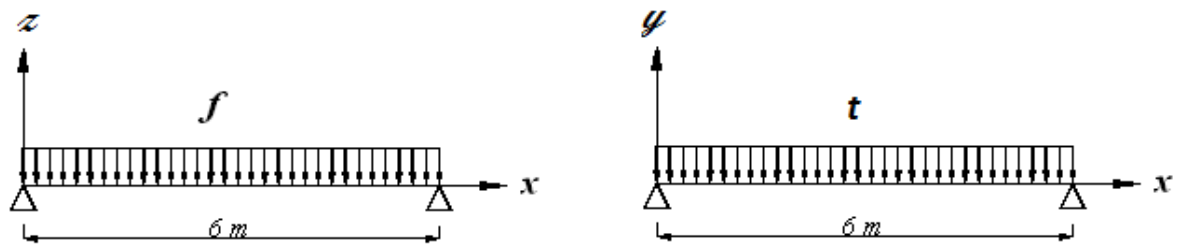


Figure III.4 : Répartition des surcharges sur les pannes

2. Vérification des instabilités ELU :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : (EC3 formule 5.35 page 5-63)

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

Avec : $\alpha = 2$ pour les sections en I et $\beta = 1$;

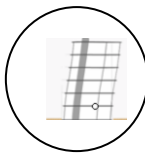
• $M_{sd} = \frac{Q_{Ed} \times L^2}{8} :$

Le moment fléchissant sur l'axe y-y :

$$M_{y.sd} = -\frac{Q_{y-Ed} \times L^2}{8} = \frac{2.712 \times 6^2}{8} = 12.204 \text{ KN.m}$$

Le moment fléchissant sur l'axe z-z :

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{z-Ed} \times L^2}{8} = \frac{0.16 \times 6^2}{8} = 0.72 \text{ KN.m}$$



- $M_{pl.rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$: il faut déterminer γ_{M_0}

On doit déterminer la classe du profile ;

○ **Ame** : $\frac{d}{t_w} = \frac{127.2}{5} = 25.44 \leq 72\varepsilon$

Et $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$

Donc $\frac{d}{t_w} = 25.44 < 72\varepsilon = 66.528 \rightarrow \text{âme de classe 1}$

- **Semelle** :

$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{82/2}{7.4} = 5.541 < 10\varepsilon = 9.24 \rightarrow \text{semelle de classe 1}$

Donc la section est de classe 1 $\rightarrow \gamma_{M_0} = 1.1$

$$M_{pl.z.rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{26.1 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 6.525 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{pl.z.rd} = 6.525 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.y.rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{123.9 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 30.975 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{pl.y.rd} = 30.975 \text{ KN.m}$$

et la condition sera :

$$\left[\frac{12.204}{30.975} \right]^2 + \left[\frac{0.72}{6.525} \right]^1 = 0.266 < 1$$

donc la flexion déviée est vérifiée.

3. Vérification au l'effort tranchant (cisaillement) :

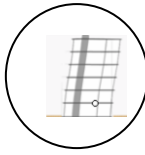
Pour cette vérification on utilise la condition suivante : (EC3 §5.4.6 formule 5.20 page 5.58)

$$V_{sd.max} \leq V_{pl.rd}$$

- $V_{sd} = \frac{Q \times L}{2}$

Avec :

$$\begin{cases} V_{sd.y} = \frac{Q_{uy} \times L}{2} = \frac{0.229 \times 6}{2} = 0.687 \\ V_{sd.z} = \frac{Q_{uz} \times L}{2} = \frac{2.712 \times 6}{2} = 8.136 \text{ KN} \end{cases}$$



Donc l'effort tranchant est important de l'axe z : $V_{sd.max} = 8.136KN$

- $V_{pl.rd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 2010 - 2 \times 82 \times 7.4 + (5 + 2 \times 9) \times 7.4$$

$$= 966.6mm^2$$

$$\rightarrow A_v = 966.6mm^2$$

Alors : $V_{pl.rd} = 966.6 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{1.1 \times \sqrt{3}} = 139.43KN$

$$\rightarrow V_{pl.rd} = 139.43KN$$

Donc la condition : $V_{sd.max} = 8.136KN < V_{pl.rd} = 139.43KN$

$\rightarrow$ l'effort tranchant est vérifiée

4. Vérification au moment fléchissant : (déversement)

D'après l'Eurocode 3 , on utilise la condition suivante : (EC3.§5.5.2 formule 5.49 page 5.78)

$$M_{y,sd} < M_{b,rd}$$

- $M_{y,sd} = 12.204 KN.m$

- $M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}}$

Pour le calcul χ_{LT} on a la formule suivante : (EC3.§5.5.2 formule 5.49 page 5.78)

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

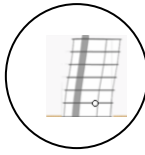
- $\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$

Avec : $\alpha_{LT} = 0.21 \rightarrow$ pour les profile lamines ;

- $\bar{\lambda}_{LT}$ c'est l'élancement de diversement $\rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \cdot \sqrt{\beta_w}$,

$$\beta_w = 1 \rightarrow \text{section de classe 1}$$

Avec : $\lambda_1 = 93.9\varepsilon = 86.764$



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

Et les liernes sont considérées comme un maintien latéral assurant la stabilité de la poutre et empêchant le flambement de la semelle inférieure autour de l'axe z-z.

La longueur de calcul correspond donc à la distance entre deux points de maintien :

$$L_D = 3m$$

$$\text{Avec : } C_1 = 1.132$$

$$\text{Donc : } \lambda_{LT} = \frac{300 / 1.84}{\sqrt{1.132} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300 / 1.84}{16 / 0.74} \right)^2 \right]^{0.25}} = 124.934 \rightarrow \lambda_{LT} = 124.934$$

$$\text{Et } \bar{\lambda}_{LT} = \frac{124.934}{86.764} \times \sqrt{1} = 1.44$$

$$\rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1.44 > 0.4 \Rightarrow \text{il y a un risque de diversement}$$

$$- \phi_{LT} = 0.5[1 + 0.21(1.44 - 0.2) + 1.44^2] = 1.667$$

$$- \chi_{LT} = \frac{1}{1.667 + (1.667^2 - 1.44^2)^{0.5}} = 0.399$$

$$- M_{b,rd} = \frac{0.399 \times 1 \times 123.9 \times 10^{-3}}{1.1} = 12.359 \text{ KN.m} \rightarrow M_{b,rd} = 12.359 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = 12.204 \text{ KN.m} < M_{b,rd} = 12.359 \text{ KN.m} \rightarrow C.V$$

Le profil IPE160 sera retenue pour pannes .nous placerons 8 pannes par versant.

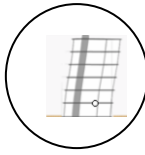
III.2.3. Etude des liernes pour les pannes

III.2.3.1. Introduction

Les liens sont des éléments travaillent principalement en traction. Elles contribuent à améliorer la stabilité des pannes en limitant leurs déplacements latéraux et e, maintenant leur géométrie sous l'effet des charges .

III.2.3.2. Calcul des réactions

Calcul la réaction R pour 1 er lierne :



$$Q_{y-Ed} = 0.160 \text{ KN/m}$$

$$R = \frac{1.25 \times Q_{y-Ed} \times L}{2} = \frac{1.25 \times 0.16 \times 6}{2} = 0.6 \text{ KN}$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{1.5}{3} = 26.56^\circ$$

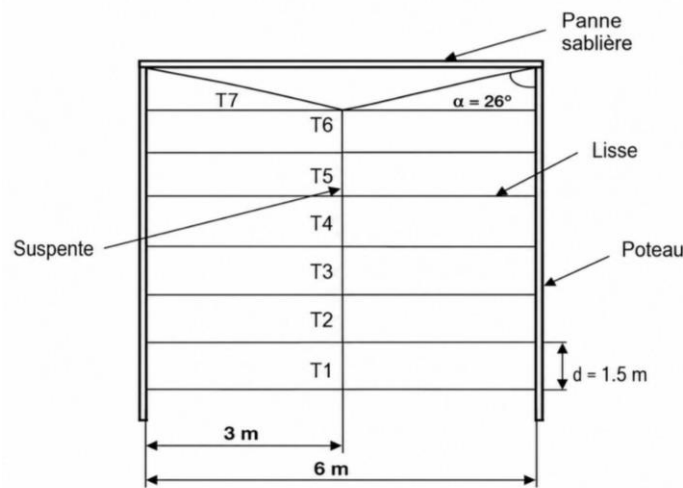


Figure III.5: Disposition des liernes

- Lierne L_1 : $T_1 = R = 0.6 \text{ KN}$
- Lierne L_2 : $T_2 = R + T_1 = 1.2 \text{ KN}$
- Lierne L_3 : $T_3 = R + T_2 = 1.8 \text{ KN}$
- Lierne L_4 : $T_4 = R + T_3 = 2.4 \text{ KN}$
- Lierne L_5 : $T_5 = R + T_4 = 3 \text{ KN}$
- Lierne L_6 : $T_6 = R + T_5 = 3.6 \text{ KN}$
- Lierne L_7 : $T_7 = \frac{T_6}{2 \sin \theta} = 4.026 \text{ KN}$

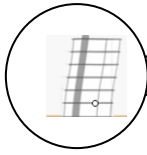
III.2.3.3. Dimensionnement des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L_7 :

$$N_{Ed} \leq \frac{A_s \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow T_7 \leq \frac{A_s \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A_s \geq \frac{T_7 \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A_s \geq \frac{T_7 \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{4.026 \times 1.1}{275 \times 10^{-3}} = 16.104 \text{ mm}^2$$

$$A_{s-min} \geq \frac{\pi \times d_{min}^2}{4} \Rightarrow d_{min} \geq \sqrt{\frac{\pi \times A_{s-min}}{4}}$$



$$d_{\min} \geq 3.556\text{mm}$$

Un acier rond de nuance S275JR et de diamètre 10mm sera utilisée comme liernes pour les pannes .

III.3. Etude de bardage

Dans cette partie , une maçonnerie utilisée au niveau des bureaux a été choisie en raison de leur utilisation administrative et du besoin confort intérieur. Ce choix permet d'assurer une meilleurs isolation thermique afin de réduire les échanges de chaleur avec l'extérieur , ainsi qu'une bonne isolation acoustique pour limiter les nuisances sonores et améliorer les conditions de travail à l'intérieur des bureaux .

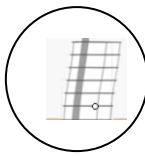
III.4. Conclusion

L'étude réalisée nous a permis de définir les sections des éléments secondaires , de manière à assurer leur résistance aux différents sollicitations appliques après vérification , les profils retenus sont les suivants :

- ***Pannes : IPE160***

Chapitre IV

Etude des planchers



IV.1. Introduction

Le plancher mixte acier-béton est un système constructif formé par des tôles d'acier nervurées servant de support à une dalle en béton. Une fois le béton durci, les deux matériaux travaillent conjointement pour constituer un plancher rigide capable de reprendre les charges verticales et de les transmettre aux éléments porteurs.

Cette solution est largement utilisée grâce à sa légèreté, sa simplicité de mise en œuvre et le gain de temps qu'elle offre par rapport aux méthodes traditionnelles.

IV.2. Définition

Un plancher mixte est un système constitué d'une dalle en béton (armé ou précontraint) associée à des poutres métalliques. L'adhérence entre les deux éléments est assurée par des connecteurs, qui empêchent le glissement et permettent leur travail commun. Ainsi, la dalle participe à la résistance et à la rigidité globale du plancher. Ce système est souvent considéré comme une solution à la fois économique et performante sur le plan technique.

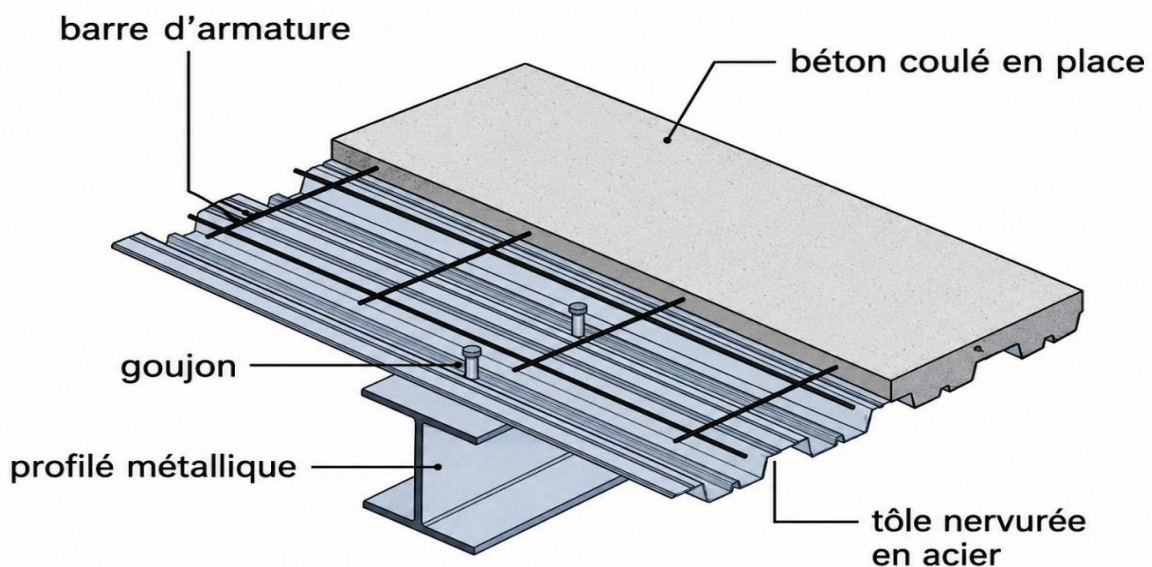
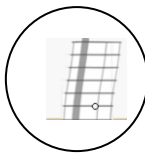


Figure IV.1 : Éléments constructifs du plancher



IV.3. Disposition des solives

Pour tous les planchers de notre ouvrage, les poutrelles sont disposées dans chaque trame de 9 poutrelles (solives) avec :

- La distance entre les solives est $d=1,2\text{m}$.
- La longueur de solives est $l= 6 \text{ m}$.

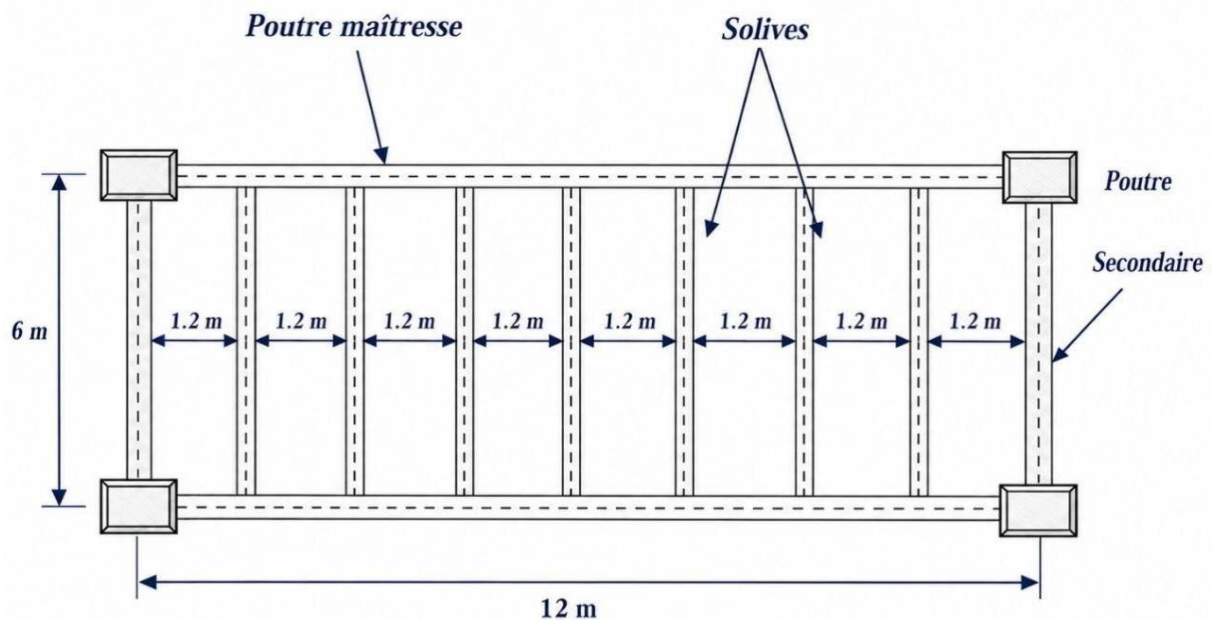


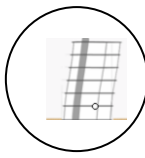
Figure. IV.2 :Éléments constructifs du plancher

IV.4. Caractéristiques des éléments constructifs

➤ L'acier

On utilise des poutres en IPE, comme solives qui ont les caractéristiques suivantes :

- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $\rightarrow E_a = 210000 \text{ MPA}$
- La limite élastique de traction $\rightarrow f_y = 275 \text{ MPA}$
- La limite élastique de cisaillement $\rightarrow \tau_e = 0.58 \times f_y = 0.159 \text{ KN/mm}^2$



➤ **Le béton**

Pour les planchers, on utilise un béton **C20/25** d'épaisseur **$e=10\text{cm}$** qui ont les caractéristiques suivantes :

- La résistance caractéristique à la compression $\rightarrow f_{c28} = 20 \text{ MPA}$
- La masse volumique $\rightarrow \rho = 25 \text{ KN/m}^3$
- Le module d'élasticité longitudinale $\rightarrow E_b = 14000 \text{ MPA}$
- le coefficient de retrait du béton $\rightarrow \varepsilon = 2 \times 10^{-4}$
- Le coefficient d'équivalence acier/béton : $n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{210000}{14000} = 15 \rightarrow n = 15$

IV.5. Vérification au stade de montage

On va choisir l'IPE240 comme solives.

Les caractéristiques sont :

Tableau IV.1 :Caractéristiques et dimensions de l'IPE 240

$h(\text{mm})$	$b(\text{mm})$	$t_w(\text{mm})$	$t_f(\text{mm})$	$r(\text{mm})$	$d(\text{mm})$	$A(\text{cm}^2)$	$G(\text{Kg /m})$
240	120	6.2	9.8	15	190.4	39.12	30.7
$I_y(\text{cm}^4)$	$w_{el,z}(\text{cm}^3)$	$i_y(\text{cm})$	$w_{pl,y}(\text{cm}^3)$	$I_z(\text{cm}^4)$	$w_{el,z}(\text{cm}^3)$	$i_z(\text{cm})$	$w_{pl,z}(\text{cm}^3)$
3892	324.3	9.97	366.6	283.6	47.27	2,69	73.92

IV.5.1. Évaluation des charges

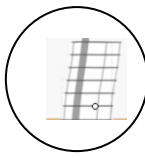
➤ **Les charges permanentes G**

- Poids de la dalle en béton $G_1 = \rho \times e = 2500 \times 0,1 = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Poids de la tôle (TN40) + accessoire : $G_2 = 0.147 \text{ KN/m}^2$
- Poids du treillis soudé : $G_3 = 0.01 \text{ KN/m}^2$
- Poids de solive IPE240 : $G_4 = 0.307 \text{ KN/m}$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + G_4 = (2.5 + 0.147 + 0.01) \times 1,2 + 0.307$$

$$= 3.495 \text{ KN/m}$$

Donc: **$G = 3,495 \text{ KN/m}$**



➤ **Les charges variables Q**

- Surcharge d'exploitation : Charge concentrée de $Q'=100$ Kg, chacune situées à $1/3$ et $2/3$ de la portée. La charge Uniformément répartie q est obtenue en égalisant les deux moments maximums dues à Q' .

$$M_{max} = \frac{Q' \times L}{3} = \frac{Q \times l^2}{8} \rightarrow Q = \frac{8 \times Q'}{3 \times L} = \frac{8 \times 1}{3 \times 6} = 0.44 \text{ kN/m}$$

$$\rightarrow Q = 0.44 \text{ KN/m}$$

IV.5.2. Combinaison des charges

➤ **à l'ELS**

$$q_s = \sum G + Q = 3.495 + 0.44 = 3.939 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow q_s = 3.939 \text{ KN/m}$$

➤ **à l'ELU**

$$q_u = \sum 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 3.495 + 1.5 \times 0.44 = 5.389 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow q_u = 5.389 \text{ KN/m}$$

IV.5.3. Vérification de la flèche

La vérification se fait à ELS :

$$\text{On vérifie la condition suivante : } f_{max} = \frac{5q_s l^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$f_{max} = \frac{5q_s \times l^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 3.939 \times (6)^4}{384EI_y} = 1.11 \text{ cm} < \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

→ **Donc la flèche est vérifiée**

IV.5.4. Vérification de l'effort tranchant (cisaillement)

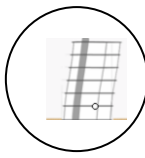
Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd}$$

$$\blacksquare \quad V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{5.384 \times 6}{2} = 16.152 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{sd} = 16.152 \text{ kN}$$

$$\blacksquare \quad V_{pl.rd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}}$$



il faut déterminer la classe du profilé pour avoir la valeur de γ_{M0} :

➤ **Détermination de la classe du profilé**

- **Âme** : $\frac{d}{t_w} = \frac{190.4}{6.2} = 30.71 < 72\varepsilon = 66.24 \rightarrow \text{Âme de classe 1}$

Et : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92 \rightarrow \varepsilon = 0.92$

- **Semelle** : $\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{60}{9.8} = 6.12 < 10\varepsilon = 9.2$

$\rightarrow$ **Semelle de classe 1**

Donc la section est de classe 1 :

$$\rightarrow \gamma_{M0} = 1.1$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 3912 - 2.120.9.8 + (6.2 + 2.15) \cdot 9.8 = 1914.76 \text{ mm}$$

$$V_{plrd} = 1914.76 \times \frac{275}{1.1\sqrt{3}} = 276.371 \text{ KN}$$

Donc la condition : $V_{sd} = 16.152 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 276.371$

$\rightarrow$ **Donc la condition est vérifiée**

IV.5.5. Vérification au moment fléchissant (résistance)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

- $M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.384 \times (6)^2}{8} = 24.228 \text{ KN.m}$

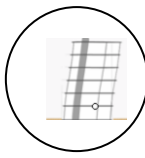
$$\rightarrow M_{sd} = 24.228 \text{ KN.m}$$

- $M_{plrd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{366.6.275}{1.1} = 91.65 \text{ KN.m}$

$$\rightarrow M_{plrd} = 91.65 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_{sd} = 24.228 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 91.65 \text{ KN}$

$\rightarrow$ **Donc la condition est vérifiée**



IV.6. Vérification au stade final (Après durcissement du béton)

IV.6.1. Évaluation des charges

➤ Les charges permanentes G

- Poids de la dalle en béton : $G_1 = \rho \times e = 2500 \times 0.1 = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- Poids de la tôle (TN40) +accessoire : $G_2 = 0,15 \text{ kN/m}^2$
- Poids de solive IPE240 : $G_3 = 0,307 \text{ kN/m}$
- Poids de revêtement de carrelage+Sable +mortier : $G_4 = 1,2 \text{ kN/m}^2$
- Poids de faux plafond : $G_5 = 0,2 \text{ kN/m}^2$
- Poids de cloison : $G_6 = 1 \text{ kN/m}^2$
- Poids de l'enduit en mortier : $G_7 = 0,1 \text{ kN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_4 + G_5) \times d + (G_6 + G_7) \times h + G_3$$

$$G = (2.5 + 0.15 + 1.2 + 0.2) \times 1.2 + (1 + 0.1) \times 4 + 0.224 = 9,567 \text{ kN/m}$$

$$\rightarrow G = 9.567 \text{ kN/m}$$

➤ Les charges variables Q :

- Surcharge d'exploitation : $P=2,5 \text{ KN/m}^2$

$$Q = P \times d = 2,5 \times 1,2 = 3 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow Q= 3 \text{ KN/m}$$

IV.6.2. Combinaisons des charges

➤ à l'ELS

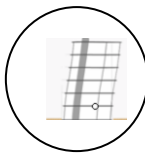
$$q_s = \sum G + Q = 9.567 + 3 = 12.567 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow q_s = 12.567 \text{ KN/m}$$

➤ à l'ELU

$$q_u = \sum 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 9.567 + 1.5 \times 3 = 17.415 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow q_u = 17.415 \text{ KN/m}$$



Après le durcissement du béton, l'inertie de la dalle I_B participe avec l'inertie des solives I_A , ce qui donne une inertie équivalente I_A .

IV.6.3. Calcul de largeur efficace du béton

La largeur efficace du béton qui participe à l'inertie équivalente I , de la section mixte notée par B_{eff} est donnée par : (EC4 §4.2.2.1 page 4-7)

$$B_{eff} = \min\left(2 \frac{l_0}{8}, b\right), \text{ avec } l_0=6m \text{ et } b=1,2m,$$

Donc :

$$B_{eff} = \min\left(2 \times \frac{6}{8}, 1.2\right) = \min(1.5, 1.2) = 1.2m$$

$$\rightarrow B_{eff} = 1.2 m$$

IV.6.4. La position de l'axe neutre

La position de l'axe neutre (Δ) de la section mixte par rapport à l'axe neutre de solive est donnée par la formule suivante :

$$d = \frac{b_{eff} \cdot t}{n} \cdot \frac{t+h}{2.S}$$

Avec : $n = 15$, $t = e = 10cm$, $B_{eff} = 1.2m$ et : $S = A + \frac{B}{n}$ avec $B = b \times t$

$$S = 39.12 + \frac{120 \times 10}{15} = 119.12 cm^2$$

$$\rightarrow S = 119,12 cm^2$$

$$\text{Donc : } d = \frac{120 \times 10}{15} \times \frac{10+24}{2 \times 119.12} = 11.42 cm \rightarrow d = 11.42 cm < \frac{h}{2} = \frac{24}{2} = 12 cm$$

L'axe neutre est situé dans la semelle de l'acier.

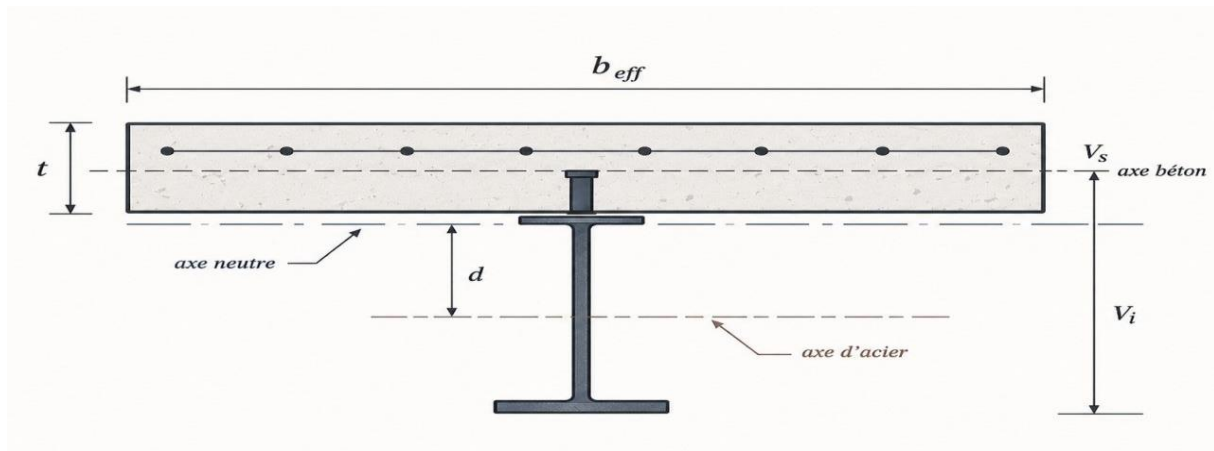
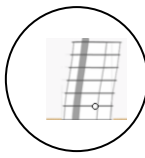


Figure IV.3 : Position de l'axe neutre

IV.6.5. L'inertie de l'ensemble poutre-dalle

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (Δ) est :

$$I_{\Delta} = I_A + A.d^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{b_{eff}}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I_B = \frac{b_{eff} \times t^3}{12} = \frac{120 \times 10^3}{12} = 10000 cm^4$$

$$I_{\Delta} = 3892 + 39.12(11.42)^2 + \frac{10000}{15} + \frac{120}{15} \left(\frac{10+24}{2} - 11.42 \right)^2 = 9909,647 cm^4$$

$$I_{\Delta} = 9909.647 cm^4$$

IV.6.6. Contrainte de flexion simple

IV.6.6.1. Contrainte dans la poutre d'acier

➤ Semelle inférieure (Traction)

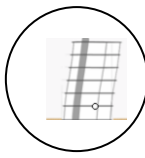
$$\sigma_{ai} = \frac{M_{max}}{I_{\Delta}} \cdot v_i, \text{ avec : } v_i = \frac{h}{2} + d = \frac{24}{2} + 11.42 = 23.42 cm$$

• Moment fléchissant max

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{17.415 \times 6^2}{8} = 78.368 KN.m$$

$$\rightarrow M_{max} = 78.368 KN.m$$

$$\text{Donc : } \sigma_{ai} = \frac{78.368 \times 10^3}{9909.647 \times 10^4} \times 234.2 = -0.182 KN/mm^2$$



$$\rightarrow \sigma_{ai} = -0.182 \text{ KN/mm}^2$$

➤ *Semelle supérieure (Compression)*

$$\sigma_{as} = \frac{M_{max}}{I_{\Delta}} \cdot (v_s - t) \quad , \quad V_s = \frac{h}{2} + (t - d) = \frac{24}{2} + (10 - 11.42) = 10.58 \text{ cm}$$

$$\sigma_{as} = \frac{78.368}{9909.647} (10.58 - 10) \cdot 10^{-2} = 0.005 \text{ KN/mm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{as} = 0.005 \text{ KN/mm}^2$$

IV.6.6.2. Contrainte dans la dalle en béton

➤ *Fibre supérieure (Compression)*

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{max}}{n \cdot I_{\Delta}} \cdot v_s$$

$$\sigma_{bs} = \frac{78,368}{15 \times 9909,647 \cdot 10^{-8}} \cdot 10,58 \cdot 10^{-2} = 5,577 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{bs} = 5,577 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

➤ *Fibre inférieure (Compression)*

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{max}}{n I_{\Delta}} \cdot (v_s - t) = \frac{78.368}{15 \times 9909,647 \cdot 10^{-8}} = 0,305 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{bi} = 0,305 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

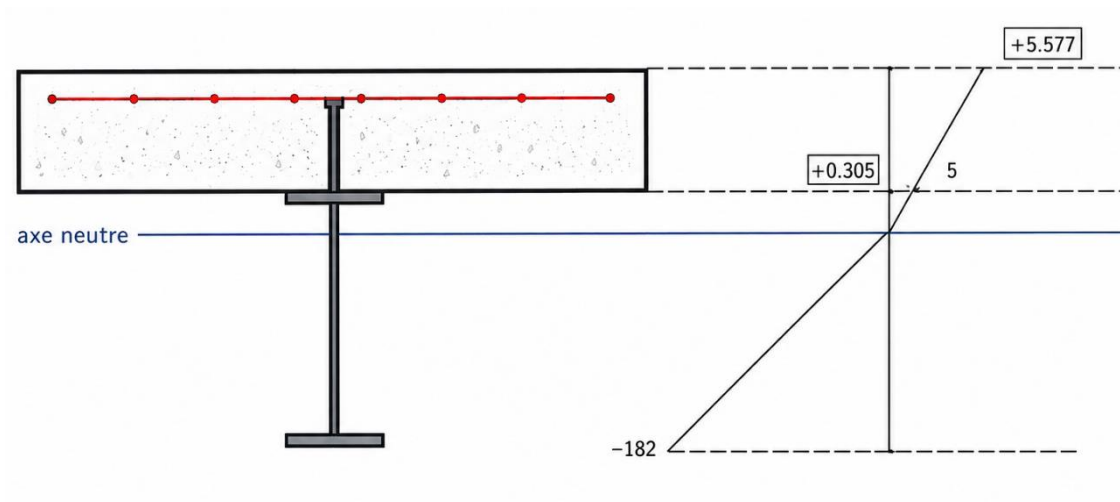
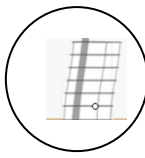


Figure IV.4 : Diagramme des contraintes de flexion simple

**IV.6.7. Vérification de l'effort tranchant (cisaillement)**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\tau \leq \tau_e$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{17,415.6}{2} = 52,245 \text{ KN} \quad \rightarrow V_{sd} = 52,245 \text{ KN}$$

$$\text{et } \tau = \frac{V}{h \cdot t_w} = \frac{52,245}{240.6,2} = 0,022 \text{ KN/mm}^2 \quad \rightarrow \tau = 0.022 \text{ KN/mm}^2$$

$$\text{Donc : } \tau = 0.022 \text{ KN/mm}^2 < \tau_e = 0.58 \times f_y = 0.159 \text{ KN/mm}^2$$

→ **Donc la condition est vérifiée**

IV.6.8. Vérification de la flèche

Pour cette vérifié la condition suivante :

$$f_{\max} \leq f_{\text{adm}}$$

$$f_{\max} = \frac{5q_s l^4}{384EI_{\Delta}} = \frac{5 \times 12,567.10^3 \times (6)^4}{384 \times 2,1 \times 9909,647} = 0,992 \text{ cm} < \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

→ **Donc la flèche est vérifiée**

IV.6.9. Contraintes additionnelles de retrait

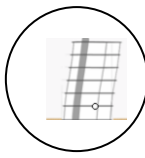
Après coulage de la dalle, le béton, en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement ε). Mais la dalle étant solidarifiée avec les poutres en acier, ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier/béton.

L'effet du retrait peut, en outre, se cumuler avec l'effet d'un abaissement de température (gradient thermique).

Ces effets provoquent :

- Un raccourcissement ε_a de la poutre acier,
- Un allongement ε_b de la dalle béton (par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend, en fait, ce qui équivaut à un allongement).

Et on calcul :



$$\beta = \frac{h + t}{2} = \frac{24 + 10}{2} = 17 \text{ cm} \quad \rightarrow \beta = 17 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A_a \cdot \beta} = \frac{3892}{39,12 \cdot 17} = 5.852 \text{ cm} \quad \rightarrow \alpha = 5.852 \text{ cm}$$

$$K = \frac{A_c \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A_a}{n \cdot I_a \cdot A_a + A_c I_a + A_c A_a \beta^2} = \frac{(120.10) \cdot 21000 \cdot 10^2 \cdot 2 \cdot 10^{-4} \cdot 15.39,12}{15.3892 \cdot 39,12 + (120.10) \cdot 3893 + (120.10) \cdot 39,12 \cdot 17^2}$$

$$\rightarrow k = 0.163 \text{ KN/cm}^2$$

- $z_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{24}{2} + 5.852 = 17.852 \text{ cm} \quad \rightarrow z_1 = 17.852 \text{ cm}$
- $z_2 = z_1 + t = 17.852 + 10 = 27.852 \text{ cm} \quad \rightarrow z_2 = 27.852 \text{ cm}$
- $E_a \times \varepsilon = 21000 \times 2 \times 10^{-4} = 0.042 \text{ KN/mm}^2$

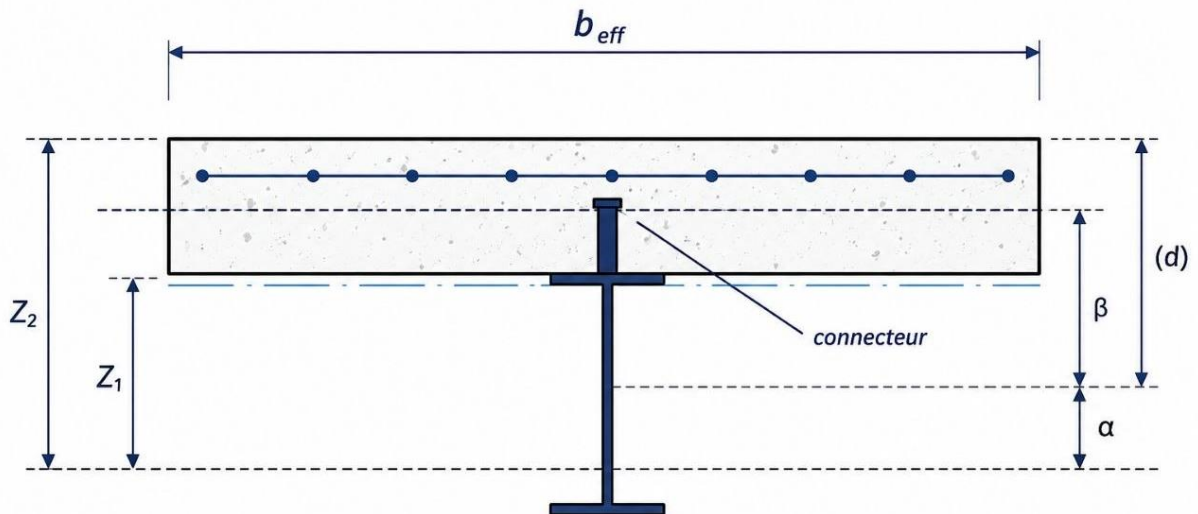


Figure IV.5 : les dimensions de z_1 , z_2 , α et β

IV.6.9.1. Dans l'acier

D'où les valeurs des contraintes :

➤ Semelle inférieure (Traction)

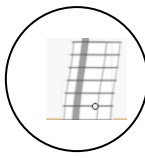
$$\sigma_{ai} = K(h - z_1) = 0.163 \times (24 - 17.852) = -10.021 \text{ N/mm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{ai} = -10.021 \times 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

➤ Semelle supérieure (Compression)

$$\sigma_{as} = K \cdot z_1 = 0.163 \times 17.852 = 29.099 \text{ N/mm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{as} = 29.099 \times 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$



IV.6.9.2. Dans le béton

➤ Fibre inférieure

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n}(E_a \varepsilon - K z_1) = \frac{1}{15}(42 - 29.099) = 0.86 \text{ N/mm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{as} = 0.86 \times 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

→ Alors on a de la compression

➤ Fibre supérieure

$$\sigma_b = \frac{1}{n}(E_a \varepsilon - K z_2) = \frac{1}{15}(42 - 0.163 \times 278.52) = -0.23 \text{ N/mm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{as} = -0.23 \times 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

Alors on a de la traction :

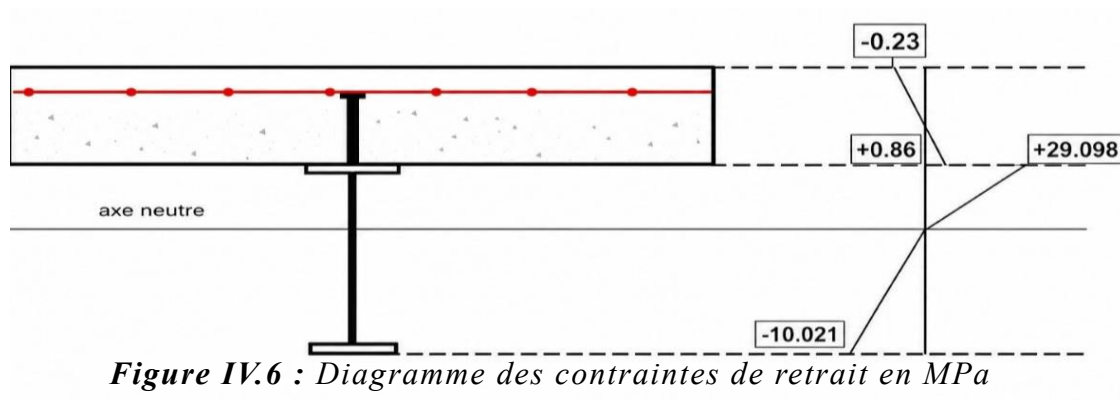


Figure IV.6 : Diagramme des contraintes de retrait en MPa

IV.6.10. Contraintes finales

IV.6.10.1. Dans l'acier

➤ Semelle inférieure (Traction)

$$\sigma_{ai} = -182 - 10,021 = -192,021 \text{ N/mm}^2 < f_y = 275 \text{ N/mm}^2$$

➤ Semelle supérieure (Compression)

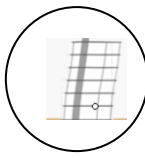
$$\sigma_{as} = 5 + 29,099 = 34.099 \text{ N/mm}^2 < f_y = 275 \text{ N/mm}^2$$

IV.6.10.2. Dans le béton

➤ Fibre inférieure (Compression)

$$\sigma_{bi} = 0,305 + 0,86 = 1,165 \text{ N/mm}^2 < 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ N/mm}^2$$

➤ Fibre supérieure (Compression)



$$\sigma_{bs} = 5,577 \times 10^{-3} - 0,23 \times 10^{-3} = 5,327 \text{ N/mm}^2 < 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ N/mm}^2$$

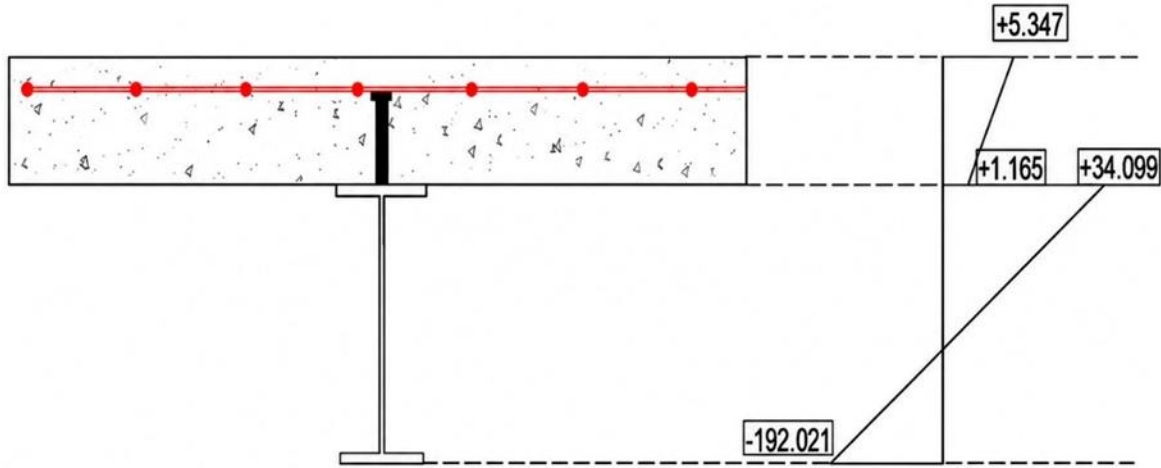


Figure IV.7 : Diagramme des contraintes finales en MPa

IV.7. Calcul et dimensionnement des connecteurs

Lorsque la poutre mixte est soumise aux actions extérieures. Un glissement apparaît entre le béton et l'acier. Pour éviter cela et rendre solidaire le béton et l'acier on utilise des connecteurs.

IV.7.1. Définition

Les connecteurs sont des éléments assurant la liaison entre la dalle en béton et la poutre en acier afin d'éviter le glissement entre les deux matériaux et permettre leur fonctionnement commun.

IV.7.2. Choix des connecteurs

Les connecteurs peuvent être des goujons, cornières ou UPN. Dans cette étude, le choix s'est porté sur les goujons à tête, car ils sont plus faciles à mettre en œuvre et assurent une bonne transmission des efforts. Selon l'Eurocode 4 (p.168), les goujons à tête sont les plus utilisés dans les planchers mixtes.

- Diamètre de goujon $d=19\text{mm}$
- Hauteur de de goujon $h = 4 \times d \Rightarrow h=4 \times 19=76\text{mm}$
- Diamètre tête de goujon $d_t = 1.5 \times d \Rightarrow d_t = 1.5 \times 19=28.5\text{mm}$
- Hauteur tête de goujon $h_t = 0.4 \times d \Rightarrow h_t = 0.4 \times 76=7.6\text{mm}$

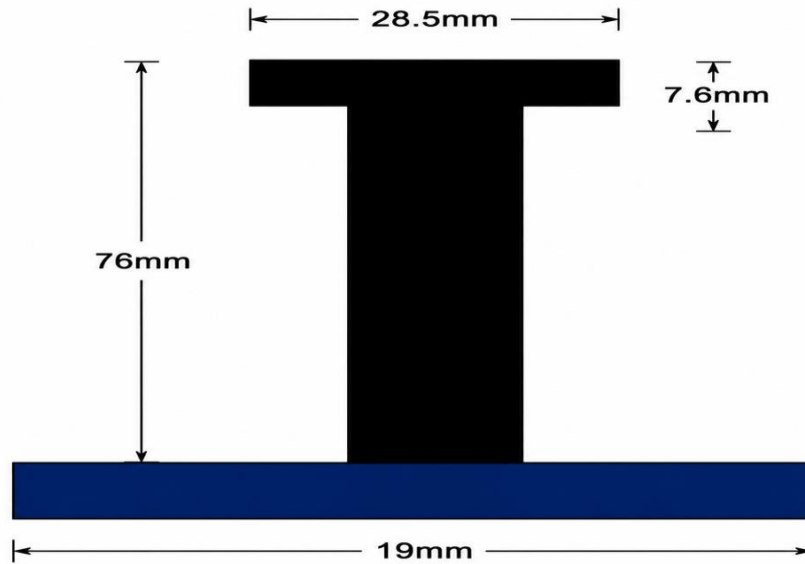
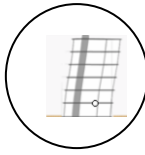


Figure IV.8 : Dimensions du connecteur.

IV.7.3. Calcul du nombre de goujons

Il doit être égale au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé « section 6.2 EC4 » divisé par la résistance de calcul d'un connecteur P_{Rd} « section 6.3 (EC4) ».

$$\text{Avec : } n_f \geq \frac{V_l}{P_{Rd}}$$

V_{lf} : L'effort total de cisaillement longitudinal.

P_{Rd} : La résistance de calcul du connecteur.

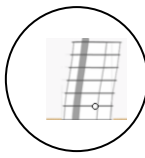
IV.7.4. Calcul de l'effort de cisaillement longitudinale

L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul Tel que :

$$\text{On a : } V_l = f_{cf} \text{ Avec : } f_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \\ \frac{0,85 \times A_c \times f_{CK}}{\gamma_l} + \frac{A_{se} \times f_{SK}}{\gamma_s} \end{array} \right.$$

En désignant par :

- $A_a = 391,2 \text{ cm}^2$: L'aire de l'élément structural en acier;
- $A_c = b_{eff} \times t = 120 \times 10 = 1200 \text{ cm}^2$: L'aire de la section efficace de béton



- $f_{ck} = 0,02\text{kN/mm}^2$: La résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré
- $A_{se}=0$: (pas de ferrailage).
- $f_y=0,275\text{kN/mm}^2$
- $\gamma_a = 1.1$
- $\gamma_s = 1.15$
- $\gamma_l = 1.5$

$$f_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{3912 \times 0.275}{1.1} = 978\text{KN} \\ \frac{0.85 \times 1200 \times 10^2}{1.5} = 1360\text{KN} \end{array} \right.$$

Donc : $V_l = f_{cf} = 978\text{KN}$

IV.7.5. La résistance de calcul au cisaillement P_{rd}

P_{rd} Est donnée par :

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times f_u \times (\frac{\pi \times d^2}{4})}{\gamma_v} \\ \frac{0.24 \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

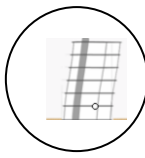
$$\alpha = \begin{cases} 0.2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h}{d} \geq 4 \end{cases}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{19} = 4.21 \geq 4 \text{ donc } \alpha = 1$$

- f_{ck} : la résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré.
- γ_v : le facteur partiel de sécurité, pris égal à 1,25.

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times 430 \times (\frac{\pi \times 19^2}{4})}{1.1} = 88.67 \times 10^3\text{N} \\ \frac{0.24 \times 1 \times 19^2 \sqrt{20 \times 30500}}{1.1} = 102.527 \times 10^3\text{N} \end{array} \right.$$

Alors : $P_{Rd} = 88.67\text{KN}$



Donc :

$$n \geq \frac{V_l}{P_{Rd}} = \frac{978}{88,67} = 11.03 \quad \Rightarrow \quad n=12 \text{ connecteurs}$$

Soit $n=12$ connecteurs sur la demi-longueur de la poutre c'est-à-dire 24 connecteurs la longueur de la poutre.

IV.7.6. L'espacement des goudjons

$$S = \frac{L_{cr}}{n} \text{ Ou } L_{cr} = 0,5l$$

S : L'espacement entre 2 goudjons successifs

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

n : Nombre des goudjons

$$S = \frac{300}{12} = 25 \text{ cm} \quad \text{On rendra } S=25\text{cm}$$

Donc chaque 25 cm on a un goudjon

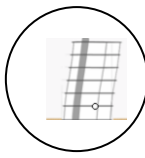
IV.8. Conclusion

Dans le cadre de cette étude, le plancher mixte adopté est constitué d'une dalle en béton armé de 10 cm d'épaisseur reposant sur des solives métalliques de type IPE 240.

La connexion entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs disposés régulièrement, au nombre de 24, avec un espacement de 25 cm.

Chapitre V

Etude de l'escalier



V.1. Introduction

Un escalier est un ouvrage composé d'une succession de marches et de marches et de contremarches permettant de relier deux niveaux différents . la largeur d l'escalier est appelée emmarchement , la profondeur des marches correspond au giron (g) , tandis que la hauteur entre deux marches successives est appelée contremarche (h).

Un escalier comprend généralement les éléments suivants :

- **Palier** : surface horizontale située entre deux volées au a un niveau , permettant la circulation et le repos pendant la montée ou la descente .
- **Volée** : ensemble de marches continues comprises entre deux paliers successifs , prouvent être droite ou courbe .
- **Limon** : élément incline assurant le support des marches et des contremarches souvent réalise à l'aide de profiles métalliques, notamment en U.
- **Garde-corps** : dispositif de protection placé sur le côté de l'escalier afin d'assurer la sécurité des usages et d'éviter les chutes .

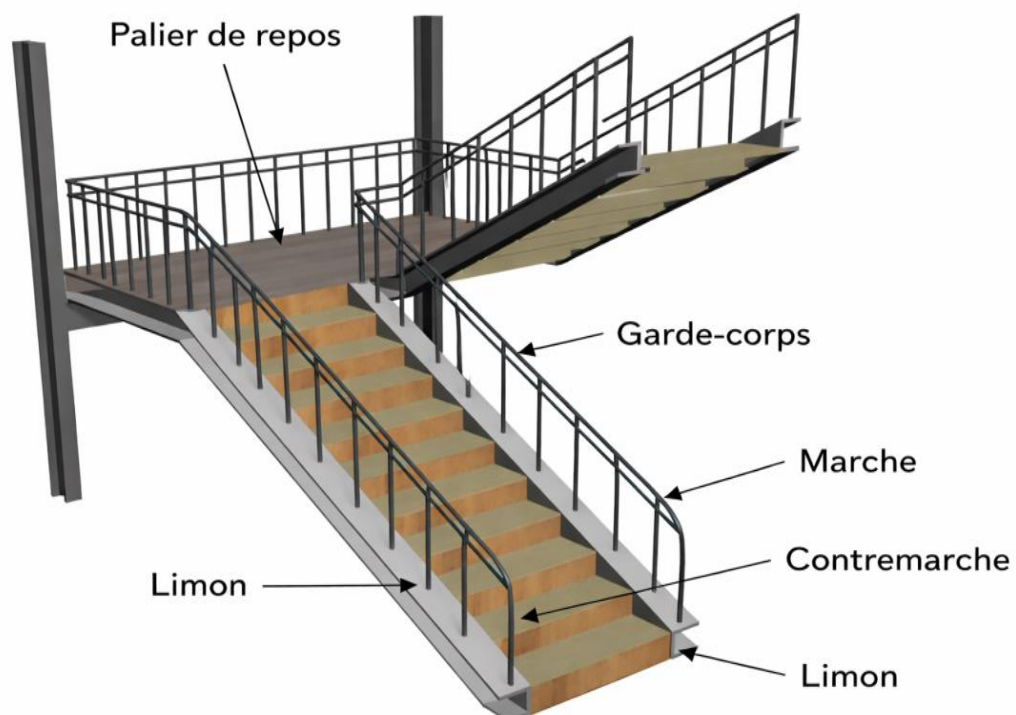
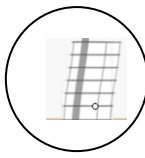


Figure V.1 : Présentation de l'escalier



V.2. Dimensionnement

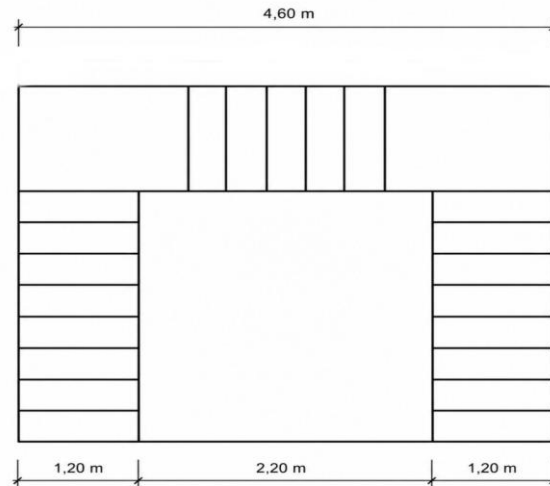


Figure V.2 : Dimensionnements de l'escalier

➤ Le choix de dimension ce fait selon la formule de RONDELET :

- Hauteur de marche : $h=16,5 \text{ cm}$;
- Largeur de marche : $g=30\text{cm}$;
- Longueur de marche : $a=1,2 \text{ m}$;
- Hauteur de l'étage : $H=4\text{m}$.

On pose que on a 3 volées :

Tel que la hauteur de première et troisième est : $H'=1.5\text{m}$

La hauteur de la deuxième $H'=1\text{m}$

$$N = \frac{150}{16.5} = 9 \text{ contre marche : } N^{br} \text{ de marches } 8 \text{ marches}$$

$$N = \frac{100}{16.5} = 6 \text{ contre marche : } N^{br} \text{ de marches } 5 \text{ marches}$$

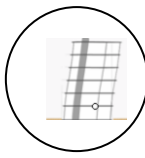
$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{16,5}{30} \Rightarrow \alpha = 28,81^\circ$$

➤ La vérification selon RONDELET :

Il faut vérifier que : $600 \leq g+2.h \leq 660$

$$600 \leq 30+2.16,5 \leq 660$$

$$600 \leq 630 \leq 660 \text{ La condition est vérifiée.}$$



V.3. Dimensionnement de cornière de support

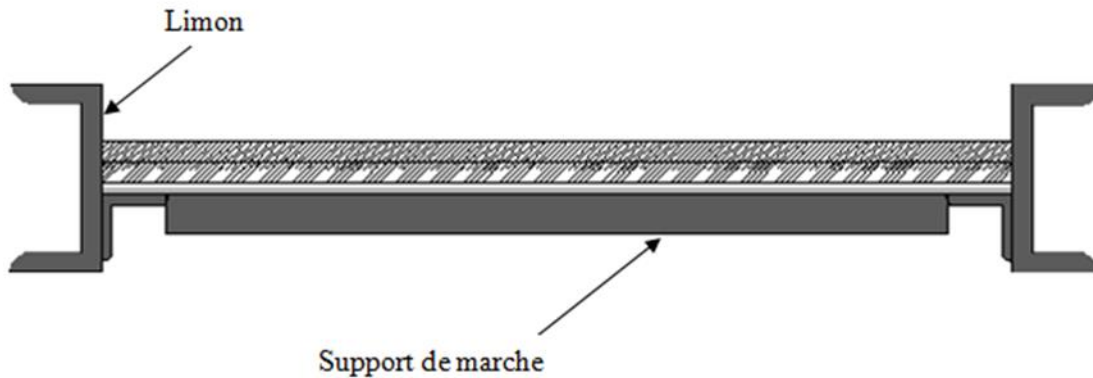


Figure V.3 : Disposition du support de marche

V.3.1. Evaluation des charges et surcharges

➤ Charges permanentes :

- Coffrage perdu en tôle d'épaisseur (2mm) : $G_1 = 0.15 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose (2cm) : $G_2 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
- Revêtements carrelage : $G_3 = 0.6 \text{ KN/m}^2$
- Poids de la cornière $45 \times 45 \times 4.5$: $G_4 = 0.03 \text{ KN/m}$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times g + G_4 = (0.45 + 0.4 + 0.6) \times 0.3 + 0.06 = 0.495 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow G = 0.495 \text{ KN/m}$$

➤ Charge d'exploitation :

$$P = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = P \times g = 2.5 \times 0.3 = 0.75 \text{ KN/m}$$

➤ Combinaison des charges :

L'ELU :

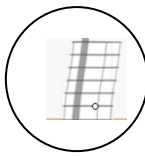
$$q_u = \sum \gamma_G \times G + \gamma_Q \times Q = 1.35 \times 0.495 + 1.5 \times 0.75 = 1.793 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow q_u = 1.793 \text{ KN/m}$$

L'ELS :

$$q_s = G + Q = 0.495 + 0.75 = 1.245 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow q_s = 1.245 \text{ KN/m}$$

**V.3.2. Vérification****➤ Vérification de la flèche (ELS)**

Il faut vérifier la condition :

$$f_y = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot EI_y} \leq f_{ad} \frac{l}{300}$$

$$f_y = \frac{5 \times 1.245 \times 1200^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times (7.15 \times 10^4) \times 2} = 0.56 \text{ mm} < f_{ad} = \frac{1200}{300} = 4 \text{ mm}$$

→ Donc la flèche est vérifiée

➤ Vérification a la résistance (ELU)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{elRd}$$

→ Classe de la section transversale : cornière de classe 03

Avec :

$$M_{ysd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1.793 \times 1.2^2}{8} = 0.323 \text{ KN.m}$$

$$M_{elRd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Avec : } \gamma_{M0} = 1.1$$

$$M_{elRd} = \frac{2.2 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 0.55 \text{ KN/m}$$

Donc : $M_{y.sd} = 0.323 \text{ KN.m} < M_{el yRd} = 0.55 \text{ KN.m}$

→ Donc la condition de la résistance est vérifié

➤ Vérification a l'effort tranchant

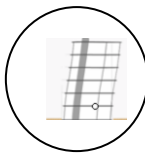
Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{1.793 \times 1.2}{2} = 1.076 \text{ KN}$$

$$V_{pl.rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = 3.9 \times 10^{-4} \times \frac{0.275 \times 10^6}{1.1 \sqrt{3}} = 56.29 \text{ KN}$$

Donc la condition sera : $V_{sd} = 1.076 \text{ KN} < V_{pl.rd} = 56.29 \text{ KN}$



→ Donc l'effort tranchant est vérifié

→ $45 \times 45 \times 4.5$ est adopté come support de marches

V.4. Dimensionnement de limon

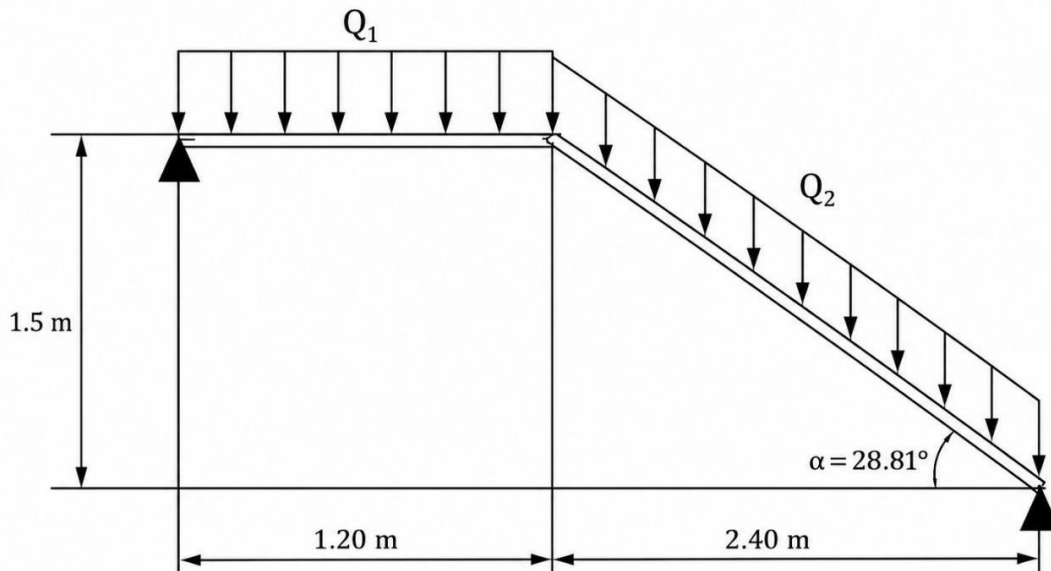


Figure V.4 : La distribution des charges sur un limon

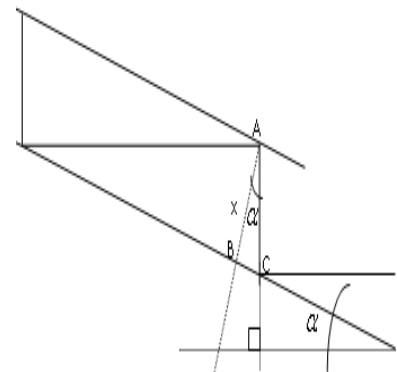
V.4.1. Détermination de la section de limon

Il faut calculer la hauteur minimale qui répond à la condition de pente et de la largeur de marche pour avoir le profilé UPN minimum à adopté :

$$\text{Dans le triangle ABC : } \cos \alpha = \frac{x}{AC} = \frac{x}{h}$$

$$\Rightarrow x = h \cos \alpha = 16.5 \cos 28.81 = 14.476$$

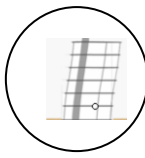
Donc on adopte au minimum un UPN160 de $h = 160 \text{ mm}$



V.4.2. Evaluation des charges

➤ Charges permanentes :

- La tôle $G_1 = 0.45 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose $G_2 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
- Revêtements en carrelages $G_3 = 0.6 \text{ KN/m}^2$
- Le Reppert de marche $G_4 = 0.03 \times 8 \times 2.83 = 0.679 \text{ KN/m}$
- Poids de UPN160 $G_5 = 0.188 \times 2 = 0.376 \text{ KN/ml}$



$$G_v = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \times d + G_5 = (0.45 + 0.4 + 0.6 + 0.6792) \times 1.2 + 0.376$$

$$= 2.931 \text{ KN/m}^2$$

$$\rightarrow G_v = 2.931 \text{ KN/m}^2$$

➤ Charge d'exploitation :

$$P = 2,5 \text{ KN/m}$$

$$Q_p = P \cdot 0,6 = 2.5 \times 1.2 = 3 \text{ KN/m} \quad \rightarrow Q_p = 3 \text{ KN/m}$$

V.4.3. Combinaison des charges

➤ L'ELU :

$$q_{ul} = \sum \gamma_G \cdot G_v + \gamma_V \cdot Q_v = 1,35 \cdot 1,4655 + 1,5 \cdot 3 = 6.478 \text{ KN/m}$$

➤ L'ELS :

$$q_{sl} = G_v + Q_v = 1,4655 + 3 = 4,4655 \text{ KN/m}$$

V.4.4. Vérification

➤ La vérification de la flèche :

$$f < f_{ad} \frac{5 \cdot Q_s \cdot \cos \alpha \cdot l^4}{384 EI_y} \leq \frac{L}{300} = \frac{2830}{300} = 9.4 \text{ mm}$$

$$Q_s = 4.4655 \text{ KN/ml} \quad \begin{cases} q_{sx} = Q_s \times \sin \alpha = 2.15 \text{ KN/ml} \\ q_{sy} = Q_s \times \cos \alpha = 3.913 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\frac{5 \times 3.913 \times 2830^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 925 \times 10^4} = 1.68 \text{ mm}$$

$$1.68 \text{ mm} < 9.4 \text{ mm}$$

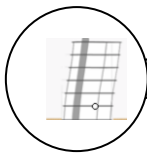
➤ Vérification de la résistance :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times \cos \alpha \times l^2}{\gamma} = \frac{6.478 \times \cos(28.81) \times 2.83^2}{1.1} = 5.682 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_0} = \frac{275 \times 138}{1.1} = 34.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 5.682 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 34.5 \text{ KN.m} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$



➤ *Vérification a la compression*

$$N_{Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2400 \times \frac{0.275}{1.1} = 600 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = Q_u \times \sin \alpha \times L = 6.478 \times \sin(28.81) \times 2.83 = 8.835 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 8.835 \text{ KN} < N_R = 600 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ *Vérification a l'effort tranchant :*

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

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \times t_f = 2400 - 2 \times 65 \times 10.5 + (7.5 + 10.5) \times 10.5 = 1224 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_v = 1224 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = 1224 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{1.1\sqrt{3}} = 176.6 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{6.747 \times 2.83}{2} = 9.166 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 9.166 \text{ KN} < V_{plrd} = 176.6 \text{ KN} \rightarrow \text{La condotion est vérifiée}$$

V.5. Dimensionnement de palier de repos :

V.5.1. Evaluation des charges

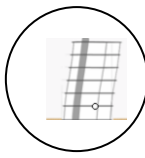
➤ Charges permanentes :

- *La tôle e_p(1cm)* $G_1 = 0.785 \text{ KN/m}^2$
- *Mortier de pose* $G_2 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
- *Revêtements* $G_3 = 0.6 \text{ KN/m}^2$
- *Poids propre de solive IPE120(estimé)* $G_4 = 0.104 \text{ KN/m}^2$

$$G_p = (G_1 + G_2 + G_3) \times 0.6 + G_4 = 1.175 \text{ KN/m}^2$$

➤ Charge d'exploitation :

$$P = 2,5 \text{ KN/m}$$



$$Q_p = P \cdot 0,6 = 2,5 \times 0,6 = 1,5 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow Q_p = 1,5 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow G_p = 1,175 \text{ KN/m}$$

V.5.2. Combinaison des charges

➤ L'ELU :

$$q_{up} = \sum \gamma_G \cdot G_p + \gamma_Q \cdot Q_p = 1,35 \cdot 1,175 + 1,5 \cdot 1,5 = 3,836 \text{ KN/m}$$

➤ L'ELS :

$$q_{sp} = G_p + Q_p = 1,175 + 1,5 = 2,675 \text{ KN/m}$$

➤ Vérification a la flèche :

$$f_y = \frac{5 \cdot q_s l^4}{384 E I_y} \rightarrow I_y = \frac{5 \times Q_s \times L^4}{384 \times E \times f_{adm}}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{4600}{300} = 15,33 \text{ mm}$$

$$I_y = \frac{5 \times 2,675 \times 4600^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 484,326 \text{ cm}^4$$

D'après le catalogue des profilés laminés donc on adopte IPE140

- $G = 1,2 \text{ KN/m}$
- $Q_u = 3,87 \text{ KN/m}$
- $Q_s = 2,7 \text{ KN/m}$

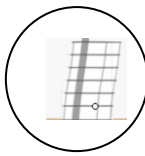
$$f_y = \frac{5 \times 2,7 \times 4600^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 541 \times 10^4} = 13,855 \text{ mm} < 15,33 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la résistance

$$M_{ysd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{ysd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{3,87 \times 4,6^2}{8} = 10,236 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = W_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \times \frac{27,5}{1,1} = 22,705 \text{ KN.m}$$



$$M_{ysd} = 10.236 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 22.705 \text{ KN.} \rightarrow C.V$$

Donc on adopte IPE140 comme solive de palier de repos.

➤ **Vérification de de cisaillement :**

$$V_{sd} \leq V_{pld} \quad V_{sd} = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{3.87 \times 4.6}{2} = 8.901 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = 713.33 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{1.1 \sqrt{3}} = 102.96 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 8.901 \text{ KN} < V_{plrd} = 102.96 \text{ KN}$$

→ Donc la condition est vérifiée

V.6. Calcul de la poutre d'appuis des limons

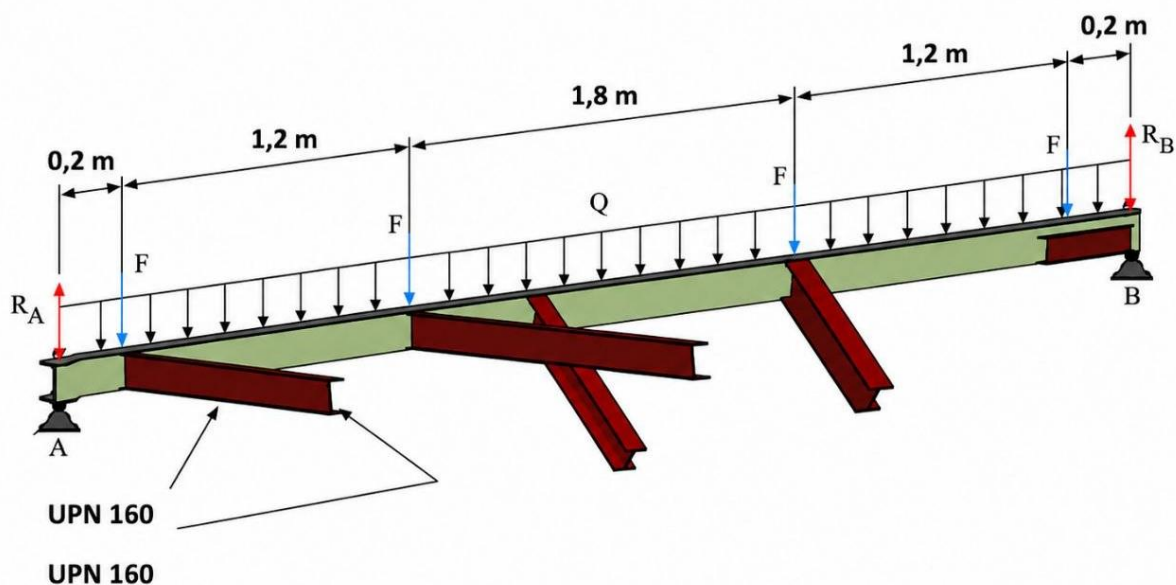
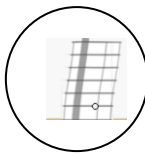


Figure V.6 : Poutre d'appui

V.6.1. Evaluation les charges

➤ charge répartie :

- Dalle en béton ($e_p=10 \text{ cm}$) $G_1 = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Poids de TN 40 $G_2 = 0.12 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose(2cm) $G_3 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
- Revêtement carrelages $G_4 = 0.6 \text{ KN/m}^2$



- Poids de limon UPN 160

$$G_5 = 18,8 \text{ KN/m}^2$$

$$G_P = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \times 0.7 + G_5 = 2.722 \text{ KN/m}^2$$

$$\rightarrow G_P = 2.722 \text{ KN/m}^2$$

- Charge ponctuelle :

Le poids propre de volée :

$$G = 0.188 \times 4.6 \times 2 + 1.45 \times 0.3 \times 1.2 \times 8 + 0.03 \times 1.2 \times 8 = 6.194 \text{ KN}$$

$$\rightarrow G = 6.194 \text{ KN}$$

Donc : $F_1 = \frac{6.194}{4} = 1.549 \text{ KN} \rightarrow F_1 = 1.549 \text{ KN}$

- Charge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \times 0.7 = 1.96 \text{ KN/m}$$

- Charge ponctuelle :

$$F_1 = \frac{2.5 \times 2.83 \times 1.2}{4} = 2.123 \text{ KN}$$

- Charge à ELS :

Charge répartie :

$$q_1 = G + Q = 2.722 + 1.96 = 4.682 \text{ KN/m}$$

Charge Ponctuelle :

$$F = F_1 + F_2 = 1.549 + 2.123 = 3.672 \text{ KN/m}$$

Charge répartie :

$$Q_2 = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 6.194 + 1.5 \times 1.96 = 11.302 \text{ KN/m}$$

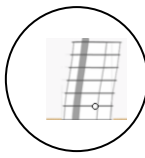
Charge ponctuelle :

$$F' = 1.35F_1 + 1.5F_2 = 5.276 \text{ KN}$$

V.6.2. La vérification :

- La vérification de la flèche :

$$f = \frac{F \times a}{48EI_y} (3L^2 - 4a^2)$$



Donc la flèche au milieu de la poutre porteuse est la somme de :

$$f_1 = \frac{F \times a_1}{48EI_y} (3L^2 - 4a_1^2) \quad f_2 = \frac{F \times a_2}{48EI_y} (3L^2 - 4a_2^2)$$

$$f_3 = \frac{F \times a_3}{48EI_y} (3L^2 - 4a_3^2) \quad f_4 = \frac{F \times a_4}{48EI_y} (3L^2 - 4a_4^2)$$

Avec:

$$a_1 = 0.20m;$$

$$a_2 = 0.20+1.2=1.40m;$$

$$a_3 = 0.20+1.2+1.8=3.2m;$$

$$a_4 = 0.20+1.2+1.8+1.2=4.4m;$$

$$\text{Or: } f_4 = f_1 = \frac{367.2 \times 200}{48 \times 21000 \times 925 \times 10^4} (3 \times 4600^2 - 4 \times 200^2) = 0.54mm$$

$$\text{Et: } f_3 = f_2 = \frac{367.2 \times 1300}{48 \times 21000 \times 925 \times 10^4} (3 \times 4600^2 - 4 \times 1300^2) = 3.38mm$$

- La flèche due aux charges réparties :

$$f_5 = \frac{5q_1 L^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 135.85 \times 10^{-3} \times 4600^4}{384 \times 21000 \times 925 \times 10^4} = 4.08mm$$

- La flèche totale :

$$f = 2f_1 + 2f_2 + f_5 = 11.92mm$$

$$f = 11.92mm \leq \frac{l}{300} = \frac{4600}{300} = 15.33mm \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

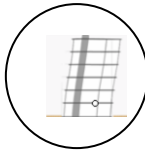
➤ La vérification de la résistance :

On doit vérifier la condition de la résistance suivante :

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

- Calcul du moment max :

$$R_A = R_B = \frac{q_2 \times l + 4 \times F'}{2} = \frac{11.302 \times 4.6 + 4 \times 5.276}{2} = 36.546 KN$$



$$M_{max} = R_A \times \frac{l}{2} - q_2 \times \frac{l^2}{8} - F'(l - a_1 - a_2)$$

$$M_{sd} = M_{max} = 36.546 \times \frac{4.6}{2} - 5.276(4.6 - 0.2 - 1.4) = 68.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y W_y}{\gamma_0} = \frac{235 \times 116}{1.1} = 247.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 68.23 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 247.82 \text{ KN.m} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

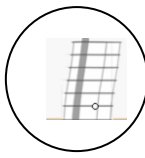
V.7. conclusion

Pour l'étude des escaliers, on a justifié les choix des dimensions qu'on a prévues en fonction des dimensions de la cage d'escalier.

- Cornière de support **L 45×45×4.5**
- Limon **UPN 160**
- Poutre palière **IPE 120**

Chapitre VI

Etude sismique



VI.1. Introduction

L'étude sismique constitue une étape indispensable dans la conception des structures. elles virent à analyser le comportement de l'ouvrage face aux sollicitation sismiques et à estimer les réponses maximales possibles, afin de dimensionner correctement les éléments résistants et d'assurer à la fois la sécurité des occupants et la stabilité de la construction dans le temps.

Compte tenu de la symétrie de la structure suivant les deux directions, la méthode statique esquivant a été adoptée, conformément aux exigences du règlement parasismique algérien RPA 2024.

VI.2. Principe de calcul

Les effets dynamiques du séisme sont remplacés par des forces statiques équivalent , supposées produire la même réponse sur la structure .l'action sismique est considérée suivant deux direction horizontales orthogonales , généralement prisses comme les axes principaux du bâtiment.

VI.3. Critères de classification par RP2024

- **Zone sismique**

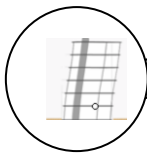
Le projet est implanté dans la wilaya de Bouira, qui est classée, selon le RPA 2024, en zone sismique V, cette zone se caractérise par un activité sismique notable.

- **Nature de site**

Le terrain est classé S3, il s'agit d'un sol meuble .la vitesse des ondes de cisaillement est comprise entre 180 et 360 m/s. Ce type de sol influence le comportement de la structure en cad de séisme et peut augmenter les effets des vibrations.

- **Type de structure**

La structure étudiée est un bâtiment destine à un usage de bureaux .en tenant compte de cette fonction , le bâtiment est considéré comme étant d'importance moyenne .il est ainsi classé dans le groupe 2 selon le RPA 2024.



VI.4. Choix de la méthode de calcul

VI.4.1. Méthodes utilisables

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- *la méthode statique équivalente*
- *la méthode d'analyse modale spectrale*
- *la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes*

Pour cette étude on utilise la méthode dynamique modale spectrale , cette dernière consiste à chercher le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représenté par un spectre de réponse qui est donné par le programme RPA 2024,2024 (Règlement Parasismique Algérien),

VI.4.2. La méthode d'analyse modale spectrale

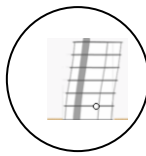
➤ Principe

Cette méthode repose sur l'étude du comportement vibratoire de la structure sous l'action sismique. Elle consiste à déterminer les effets maximaux associés à chaque mode propre de vibration à partir d'un spectre de réponse adapté aux caractéristiques du site. Les contributions des différents modes sont ensuite combinées afin d'obtenir la réponse globale de la structure. Cette approche permet de représenter avec une meilleure précision le comportement dynamique de l'ouvrage et peut être appliquée à tout type de structure.

➤ Modalisation

La structure étudiée se caractérise par sa régularité en plan ainsi que par la présence de planchers rigides assimilés à des diaphragmes rigides. L'analyse dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis, en considérant séparément les deux directions principales du bâtiment.

Les masses ont été concentrées au niveau des centres de gravité des planchers, avec une modélisation reposant sur un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau. Par ailleurs, le logiciel prend automatiquement en compte les effets d'excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité, ainsi que les effets de torsion induits par la répartition non uniforme des rigidités et des masses, assurant ainsi une représentation plus réaliste du comportement dynamique de la structure sous action sismique.



VI.5. Calcul de la force sismique totale

La résultante des forces sismique V , appliquée à la base de la structure, est déterminée successivement suivant deux directions horizontales perpendiculaires, selon la formule suivante : (RPA2024 §4.2.3 page 75)

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

$$\lambda = \begin{cases} 0.85: \text{si } T_0 \leq 2 \times T_2; \text{ et si bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1: \text{autrement} \end{cases}$$

- $\frac{S_{ad}}{g}$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0
- T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée.
- λ : Coefficient de correction.

Selon les Règles Parasismique Algériennes, RPA 2024, 2024; le poids sismique total du bâtiment :

$$W = W_G + \Psi \cdot W_Q$$

Avec : - W_G : le poids des charges permanentes .

- W_Q : charges d'exploitation.

- Ψ : coefficient d'accompagnement pour les charges d'exploitation ,

$$\Psi = 0.2$$

Tableau VI.1 : distribution de poids par étage

Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]
Etage 1	625583,98	12,00 24,00 3,90	12,00 24,00 3,62
Etage 2	625583,98	12,00 24,00 7,90	12,00 24,00 7,62
Etage 3	625583,98	12,00 24,00 11,90	12,00 24,00 11,62
Etage 4	124176,71	12,00 24,02 15,43	12,00 24,00 15,34

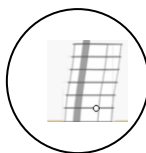


Tableau VI.2 : Propriétés structurelles par étage

Nom	I_x [kgm ²]	I_y [kgm ²]	I_z [kgm ²]	e_x [m]	e_y [m]
Etage 1	124986783,1	32026451,52	255039650,8	0	0
Etage 2	124986783,1	32026451,52	255039650,8	0	0
Etage 3	124986765,1	32026445,46	255039761,2	0	0
Etage 4	28342905,53	7908973,68	35946751,41	0	0

VI.6. Paramètres de calcul des foires sismiques

VI.6.1. Coefficient d'importance I (RPA2024 §3.4 tableau3.10 page 58)

Pour notre structure le coefficient d'importance $I=1$

VI.6.2. Le coefficient d'accélération de zone A (RPA2024 §3.3 tableau3.2 page 49)

Pour notre structure le coefficient d'accélération de zone A : $A=0.25 \rightarrow$ zone V

VI.6.3. Le coefficient de comportement R (RPA2024 §3.6 tableau3.17 page 67)

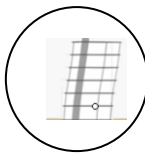
Dans le sens pignon , le système résistant est constitué de portiques avec remplissage maçonnerie rigide , ce qui donne : $R_x = 3^{(a)}$

Dans le sens long pan , le système résistant est constitué de palées de contreventement a barres centrées en X , ce qui conduit à adopter : $R_y = 4^{(b)}$

VI.6.4. Facteur de qualité Q_F

Tableau VI.3 : observation Facteur de qualité

Catégorie	Critère , q	Observe (Oui / Non)	Valeur de P_q
(a)	1. Régularité en plan	Oui	00
	2. Régularité en élévation	Oui	00
	3. Condition minimale sur le nombre d'étages	Oui	00
	4. Condition minimale sur les travées	Non	0.1
(b)	1. Régulation en plan	Oui	00
	2. Régulation en élévation	Oui	00
	3. Redondance en plan	Oui	00



VI.6.4.1. Facteur de qualité dans le sens de pignon

Pour cette sens on applique la pondération de catégorie a : $Q_F = 1 + 0.1 = 1.1$

VI.6.4.2. Facteur de qualité dans le sens de long pan

Pour cette sens on applique la pondération de catégorie b : $Q_F = 1$

VI.6.4.3. Estimation de la période fondamentale (RPA2024 §4.2.4 page 76)

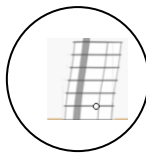
$$T_{\text{empirique}} = C_T(h_N)^{3/4}$$

- $T_{\text{empirique}}$: période fondamentale
- C_T : Coefficient en fonction des système de contreventement $\rightarrow C_T = 0.05$
- h_N : Hauteur de la structure $\rightarrow h_N = 17.24 \text{ m}$

Alors :

Tableau VI.4 : Période propre de la structure

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)
1	0,65	1.54
2	1,1	0,91
3	1,24	0,81
4	2,78	0,36
5	3,46	0,29
6	3,81	0,26
7	4,46	0,22
8	5,16	0,19
9	5,16	0,19
10	5,17	0,19
11	5,18	0,19
12	5,19	0,19
13	5,19	0,19
14	5,19	0,19
15	5,19	0,19



Selon le Règles Parasismique Algériennes , PRA 2024 ,2024 la période T_0 :

$$\begin{cases} T_0 = T_{calcul} & \text{si } T_{calcul} < 1.3 T_{empirique} \\ T_0 = 1.3 T_{empirique} & \text{si } T_{calcul} \geq 1.3 T_{empirique} \end{cases} \quad (RPA2024 \S 3.4 \text{ tableau 3.10 page 77})$$

Donc : $T_{empirique} = 0.05 \times (17.24)^{3/4} = 0.423$

$$1.3 \times T_{empirique} = 1.3 \times 0.423 = 0.55$$

VI.6.5. Coefficient de correction

Site 03 : $T_1 = 0.15 \text{ s}$; $T_2 = 0.60 \text{ s}$; $T_3 = 2 \text{ s}$

Tableau VI.5 : Coefficient de correction λ

T_0	T_2	$2.T_2$	λ
0.55	0.6	1.2	0.85

VI.6.6. Spectre de calcul (RPA2024 §3.3.3 formule 3.15 page 54)

$$\frac{S_{ad}}{g} = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right], & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right], & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \left[\frac{T_2}{T} \right], & \text{si } T_2 \leq T \leq T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \left[\frac{T_2 T_3}{T^2} \right], & \text{si } T_3 \leq T \leq 4s \end{cases}$$

Alors pour notre structure $T_1 \leq T_0 \leq T_2$

Donc :

Tableau VI.6 : résultats de spectre de calcul

sens	S	A	I	Q_F	R	$\frac{S_{ad}}{g}$
Sens x-x	1.3	0.25	1	1.1	3	0.297
Sens y-y	1.3	0.25	1	1	4	0.203

VI.6.7. Estimation de la force sismique a la base

VI.6.7.1. Les poids sismiques

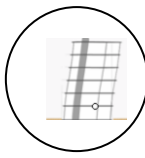
Les poids sismiques obtenues à l'aide du logiciel robot :

- Pour RDC et 1ère ,2 ème étages : $W_G = 3250.47 \text{ KN}$ et $W_Q = 2898.6 \text{ KN}$
- Pour 3 ème étages : $W_G = 470.48 \text{ KN}$ et $W_Q = 0$

Donc nous calculons :

$$W_i = W_G + 0.2 W_Q$$

- o Pour RDC et 1ère ,2 ème étages : $W_{RDC,1,2} = 3830.19 \text{ KN}$



- Pour RDC et 1^{ère}, 2^{ème} étages : $W_3 = 470.48 \text{ KN}$

Alors le poids total : $W = \sum_1^4 w_i = 11961.05 \text{ KN}$

VI.6.7.2. Vérification de l'effort tranchant

$$0.8 \times V_{\text{calcul}} \leq V_{\text{dynamique}} \quad (\text{RPA2024 §4.3.5 page 79})$$

La valeur de l'effort tranchant dynamique a été obtenu par le logiciel robot ;

Tableau VI.7 : Vérification de l'effort tranchant

Sens	W(KN)	$\frac{S_{ad}}{g}$	λ	V_{calcul} (KN)	$0.8 \times V_{\text{calcul}}$ (KN)	$V_{\text{dynamique}}$ (KN)	vérification
Sens x-x	11961.05	0.297	0.85	3019.57	2415.656	1953.284	CNV
Sens y-y	11961.05	0.203	0.85	2063.88	1651.104	1084.07	CNV

La condition non vérifiée , il faut augmenter tous les paramètres de la réponse sismique par le

rapport : $\frac{0.8 \times V_{\text{calcul}}}{V_{\text{dynamique}}}$

- Pour sens x-x :

$$\frac{0.8 \times V_{\text{calcul}}}{V_{\text{dynamique}}} = \frac{2415.656}{1953.284} = 1.236 \approx 1.24$$

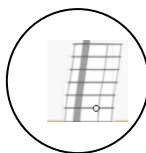
- Pour sens y-y :

$$\frac{0.8 \times V_{\text{calcul}}}{V_{\text{dynamique}}} = \frac{1651.104}{1084.07} = 1.523 \approx 1.53$$

Donc on augmente la réponse sismique :

Tableau VI.8 : Vérification de l'effort tranchant après augmentation

Sens	V_{calcul} (KN)	$0.8 \times V_{\text{calcul}}$ (KN)	$V_{\text{dynamique}}$ (KN)	vérification
Sens x-x	3019.57	2415.656	2422.07	CV
Sens y-y	2063.88	1651.104	1658.627	CV



VI.6.7.3. Distribution des forces sismique (RPA2024 §4.2.5 formule 4.8 page 77)

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

$F_t = 0$ car $T_0 = 0.55s < 0.7s$

Tableau V.9 : Distribution des forces sismique sens X-X

Niveaux	h_i	W_i	$W_i h_i$	F_i	V_i
4	14.86	470.48	6991.33	213.422	213.422
3	12	3830.19	45962.28	1403.074	1616.496
2	8	3830.19	30641.52	935.383	2551.879
1	4	3830.19	15320.76	467.691	3019.57
			98915.89		

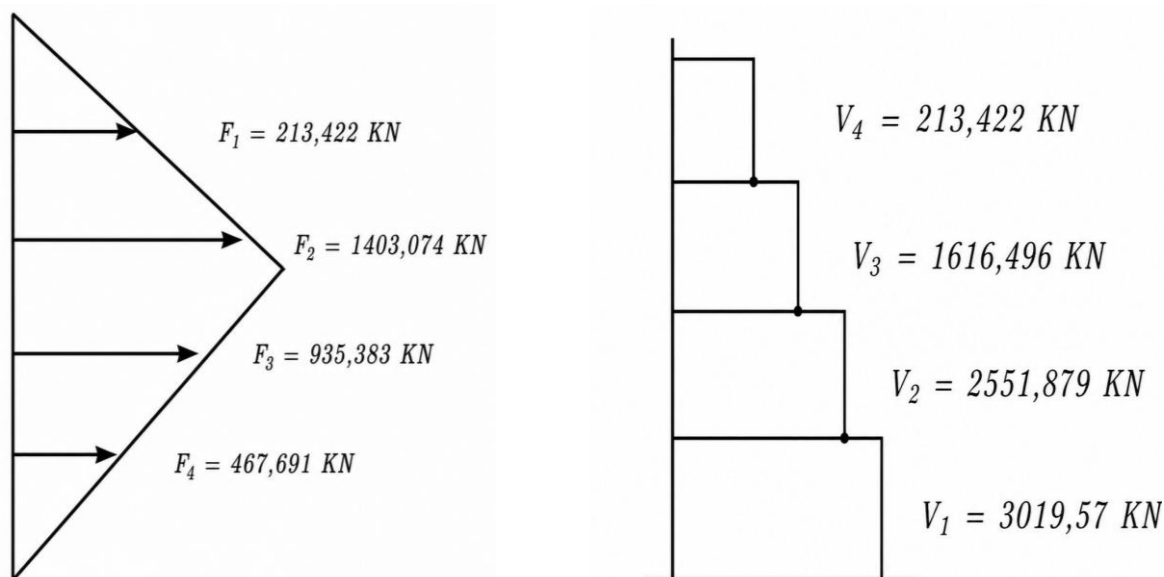


Figure VI.1 : Diagramme des force sismique (F_i) et effort tranchant (V_i) sens X-X

Tableau VI.10 : Distribution des forces sismique sens Y-Y

Niveaux	h_i	W_i	$W_i h_i$	F_i	V_i
4	6991.333	470.48	6991.33	145.874	145.874
3	45962.28	3830.19	45962.28	959.003	1104.877
2	30641.52	3830.19	30641.52	639.335	1744.212
1	15320.76	3830.19	15320.76	319.668	2063.88
			98915.89		

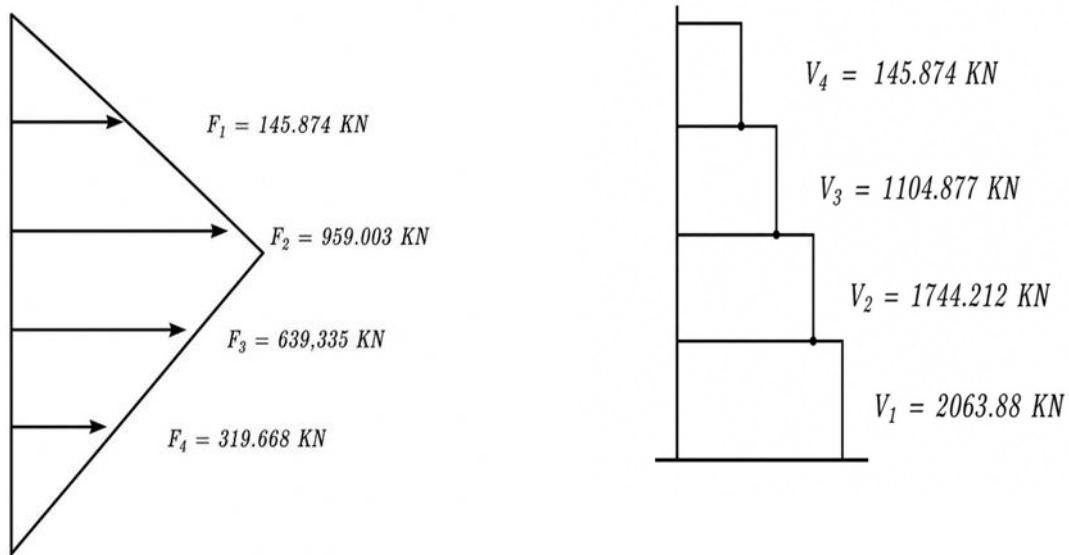
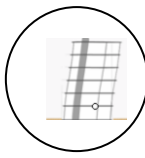


Figure VI.2 : Diagramme des force sismique (F_i) et effort tranchant (V_i) sens Y-Y

VI.6.7.4. Vérification des déplacements (RPA2024 §4.5.2 page80)

Le déplacement horizontal, à chaque niveau "k", de la structure est calculé selon Eqn. (4.15):

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \cdot \delta_{ek} \quad (4.15)$$

où:

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

Q_F : Coefficient de qualité

Le déplacement relatif, au niveau "k" par rapport au niveau "k – 1", est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (4.16)$$

Tableau VI.11 : Calcul des déplacements relatifs dans le sens X-X

Étage	Elévation (m)	δ_{ek} (mm)	R/Q_f	δ_k mm)	Δ_k (mm)	$\overline{\Delta_k}$ (mm)	Vérification
Story4	14.86	0.55	2.727	1.5	1.5	42.9	Vérifier
Story3	12	1.063	2.727	2.9	1.4	60	Vérifier
Story2	8	1.503	2.727	4.1	1.2	60	Vérifier
Story1	4	1.65	2.727	4.5	0.4	60	Vérifier

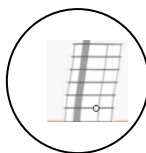


Tableau VI.12: Calcul des déplacements relatifs dans le sens y-y

Étage	Elévation (m)	δ_{ek} (mm)	R/Q_f	δ_k (mm)	Δ_k (mm)	$\overline{\Delta}_k$ (mm)	Vérification
Story4	14.86	1.15	4	4.6	4.6	42.9	Vérifier
Story3	12	2.275	4	9.1	4.5	60	Vérifier
Story2	8	3.5	4	14	4.9	60	Vérifier
Story1	4	4.175	4	16.7	2.7	60	Vérifier

VI.6.7.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (RPA2024 §5.9 page 87)

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet $P - \Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \quad (1)$$

Avec :

- Δ_k défini comme : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$
- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation, au-dessus du niveau k , (cf. § 4.2.3) :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (G_i + \psi \cdot Q_i)$$

- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1
- h_k : Hauteur du niveau k .

Tableau VI.13 : Résultats de l'effet P-Δ selon X-X

Etage	W_K	P_K	V_K	h_K	Δ_K	θ_K	≤ 0.1
4	470.48	470.48	213.422	2.86	0.0015	0.001	C.V
3	3830.19	4300.67	1616.496	4	0.0014	0.0009	C.V
2	3830.19	8130.86	2551.879	4	0.0012	0.001	C.V
1	3830.19	11961.05	3019.57	4	0.0004	0.0004	C.V

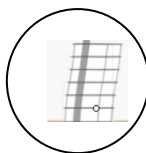


Tableau VI.14 : Résultats de l'effet P-Δ selon Y-Y

Etage	W_K	P_K	V_K	h_K	Δ_K	θ_K	≤ 0.1
4	470.48	470.48	145.874	2.86	0.0046	0.005	C.V
3	3830.19	4300.67	1104.877	4	0.0045	0.004	C.V
2	3830.19	8130.86	1744.212	4	0.0049	0.006	C.V
1	3830.19	11961.05	2063.88	4	0.0027	0.004	C.V

VI.6.7.6. Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage inférieur, et réduits en fonction du groupe d'importance au moyen du coefficient réducteur v_A ne doivent pas dépasser les limites Δ_k définies ci-après : $v_A \Delta_K \leq \overline{\Delta}_k$ (RPA2024 §5.10 page 88)

Tableau VI.15 : Valeurs limites des déplacements inter-étages

Type de structure	Déplacement limite Δ_k
Bâtiments en acier	0.0100 h_K
Bâtiments en béton armé	0.0075 h_K
Bâtiments en PAF	0.0050 h_K
Bâtiments en bois	0.0075 h_K
Bâtiments en maçonnerie chaînée	0.0050 h_K

Tableau VI.16 : Résultats de déplacements inter-étages selon X-X

Etage	h_K	$\overline{\Delta}_k$ $= 0.01h_K$	v_A	Δ_K	$v_A \Delta_K$	$v_A \Delta_K \leq \overline{\Delta}_k$
4	2.86	0.0286	0.5	0.0015	0.00075	C.V
3	4	0.04	0.5	0.0014	0.0007	C.V
2	4	0.04	0.5	0.0012	0.0006	C.V
1	4	0.04	0.5	0.0004	0.0002	C.V

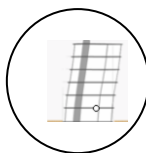


Tableau VI.17 : Résultats de déplacements inter-étages Y-Y

Etage	h_K	$\overline{\Delta}_k$ $= 0.01h_K$	v_K	Δ_K	$v_K \Delta_K$	$v_K \Delta_K \leq \overline{\Delta}_k$
4	2.86	0.0286	0.5	0.0046	0.0023	C.V
3	4	0.04	0.5	0.0045	0.00225	C.V
2	4	0.04	0.5	0.0049	0.00245	C.V
1	4	0.04	0.5	0.0027	0.00135	C.V

VI.6.7.7. Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement est égal à : $M_{Rx} = \sum_{i=1}^n h_i F_{xi}$ $M_{Ry} = \sum_{i=1}^n h_i F_{yi}$

F_{xi} : la force distribuée en hauteur suivant X.

F_{yi} : la force distribuée en hauteur suivant Y.

h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité qui est égal à : $M_{tx} = X_G \times W_i$

$$M_{ty} = Y_G \times W_i$$

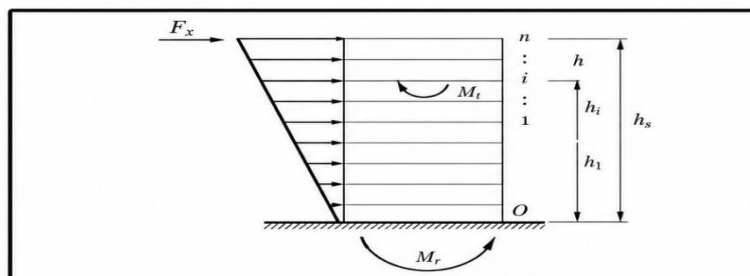


Figure VI.1 : Les forces agissent sur stabilité au renversement

Tableau VI.18 : Calcul du moment de renversement

Etage	H (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{RX} (KN.m)	M_{RY} (KN.m)
4	14.28	213.422	145.874	3047.666	2083.081
3	12	1403.074	959.003	16836.888	11508.036
2	8	935.383	639.335	7483.064	5114.68
1	4	467.691	319.668	1870.764	1278.672
Σ				29238.382	19984.469

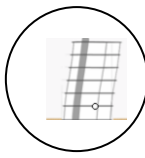


Tableau VI.19 : Calcul du moment de stabilité

Etage	W (KN)	X _G (m)	Y _G (m)	M _{SX} (KN.m)	M _{SY} (KN.m)
4	470.48	12	24	5645.76	11291.52
3	3830.19	12	24	5645.76	11291.52
2	3830.19	12	24	5645.76	11291.52
1	3830.19	12	24	5645.76	11291.52
Σ				22583.04	45166.08

VI.7. Distribution des efforts sismiques pour les files

VI.6.8. La position du centre de gravité

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum X_i W_i}{\sum W_i} \\ Y_G = \frac{\sum Y_i W_i}{\sum W_i} \end{cases}$$

Pour toute les niveaux :

$$\begin{cases} X_G = 12m \\ Y_G = 24m \end{cases}$$

VI.6.9. La position du centre de torsion

$$\begin{cases} X_t = \frac{\sum I_{Xi} \cdot X_i}{\sum I_{Xi}} \\ Y_t = \frac{\sum I_{Yi} \cdot Y_i}{\sum I_{Yi}} \end{cases}$$

Pour toute les niveaux :

$$\begin{cases} X_t = 12m \\ Y_t = 24m \end{cases}$$

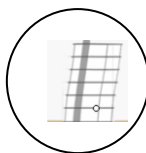
VI.6.10. L'excentricité réelle

$$\begin{cases} e_{tx} = X_G - X_t = 0 \\ e_{ty} = Y_G - Y_t = 0 \end{cases} \Rightarrow e \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

VI.6.11. L'excentricité théorique

$$e_{th} = 5\% \times L_{\max}$$

$$\begin{cases} e_{x.th} = 1.2 \\ e_{y.th} = 2.4 \end{cases}$$



$$e_{th} > e$$

VI.6.12. calcul des actions dans chaque file des différents niveaux

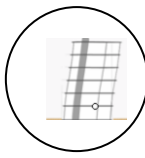
$$F_i^j = F_{iT} \times \frac{I_x}{\sum I_x} + F_{iT} \times e_x \times \frac{I_x \cdot X_i}{\sum (I_x \cdot X_i^2)}$$

Tableau VI.20 : Distribution des efforts sismiques pour les files X-X

	F_{iT} (KN)	$\frac{I_y}{\sum I_y}$	e_x	$I_{Yi} \cdot X_i$		$\sum I_Y \cdot X_i^2$	F_i^j (KN)	
RDC	467.691	$\frac{9I}{27I}$	1.2	1	$9I \times 12$	2592I	1	179.28
				2	0		2	155.897
				3	$9I \times 12$		3	179.28
N_1	935.383	$\frac{9I}{27I}$	1.2	1	$9I \times 12$	2592I	1	358.56
				2	0		2	311.794
				3	$9I \times 12$		3	358.56
N_2	1403.074	$\frac{9I}{27I}$	1.2	1	$9I \times 12$	2592I	1	537.85
				2	0		2	467.691
				3	$9I \times 12$		3	537.691
N_3	213.422	$\frac{9I}{18I}$	1.2	1	$9I \times 12$	2592I	1	117.38
				2	$9I \times 12$		2	117.38

Tableau VI.21 : Distribution des efforts sismiques pour les files Y-Y

	F_{iT}	$\frac{I_y}{\sum I_y}$	e_x	$I_{Yi} \cdot X_i$		$\sum I_Y \cdot X_i^2$	F_i^j (KN)	
RDC	319.668	$\frac{3I}{27I}$	2.4	1	$3I \times 24$	4320I	1	48.305
				2	$3I \times 18$		2	45.109
				3	$3I \times 12$		3	41.912
				4	$3I \times 6$		4	38.715
				5	0		5	35.519
				6	$3I \times 6$		6	38.715
				7	$3I \times 12$		7	41.912
				8	$3I \times 18$		8	45.109
				9	$3I \times 24$		9	48.305
N_1	639.335	$\frac{3I}{27I}$	2.4	1	$3I \times 24$	4320I	1	96.611
				2	$3I \times 18$		2	90.217
				3	$3I \times 12$		3	83.824
				4	$3I \times 6$		4	77.431
				5	0		5	71.037



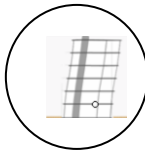
				6	$3I \times 6$		6	77.431
				7	$3I \times 12$		7	83.824
				8	$3I \times 18$		8	90.217
				9	$3I \times 24$		9	96.611
N_2	959.003	$\frac{3I}{27I}$	2.4	1	$3I \times 24$	4320I	1	144.916
				2	$3I \times 18$		2	135.326
				3	$3I \times 12$		3	125.736
				4	$3I \times 6$		4	116.146
				5	0		5	107
				6	$3I \times 6$		6	116.146
				7	$3I \times 12$		7	125.736
				8	$3I \times 18$		8	135.326
				9	$3I \times 24$		9	144.916
N_3	145.874	$\frac{2I}{18I}$	2.4	1	$2I \times 24$	4320I	1	20.26
				2	$2I \times 18$		2	19.247
				3	$2I \times 12$		3	18.234
				4	$2I \times 6$		4	17.22
				5	0		5	16.208
				6	$2I \times 6$		6	17.22
				7	$2I \times 12$		7	18.234
				8	$2I \times 18$		8	19.247
				9	$2I \times 24$		9	20.26

VI.8. conclusion

Les efforts sismiques constituent un élément essentiel dans la conception des structures situées en zones de forte sismicité, en raison de leur influence directe sur la stabilité et la sécurité des ouvrages. Dans notre étude, l'action sismique joue un rôle important dans le dimensionnement des éléments de stabilité et des portiques, afin de garantir une bonne résistance aux sollicitations horizontales et d'assurer le bon comportement de la structure.

Chapitre VII

CONTREVENTEMENT



VII.1. Introduction

Afin d'assurer la stabilité d'une structure face aux actions horizontales, notamment celles dues au vent et aux séismes, il est indispensable de mettre en place un système de contreventement adapté. Ce dispositif a pour fonction principale de transmettre les efforts horizontaux vers les fondations tout en limitant les déplacements et les déformations latérales de l'ouvrage.

Les éléments de contreventement sont généralement implantés en toiture, dans le plan des versants, sous forme de poutres au vent, ainsi qu'en façades à travers des palées de stabilité. Leur présence permet d'améliorer la rigidité globale de la structure et de garantir son bon comportement sous les sollicitations horizontales.

Les systèmes de contreventement peuvent adopter plusieurs configurations, telles que les formes X, Y, V ou K. Dans le cadre de notre projet, le choix s'est porté sur des palées de stabilité et des poutres au vent de type X, reconnues pour leur efficacité à assurer la stabilité et la résistance de la structure

VII.2. Contreventement de la toiture (poutre au vent)

Les systèmes de contreventement sont habituellement installés dans le plan des versants de la toiture. Ils sont généralement localisés dans les travées d'extrémité et constitués de diagonales réalisées en cornières, reliées aux traverses. Leur fonction principale est de capter les efforts engendrés par le vent au niveau des pignons et de les acheminer vers les palées de stabilité.

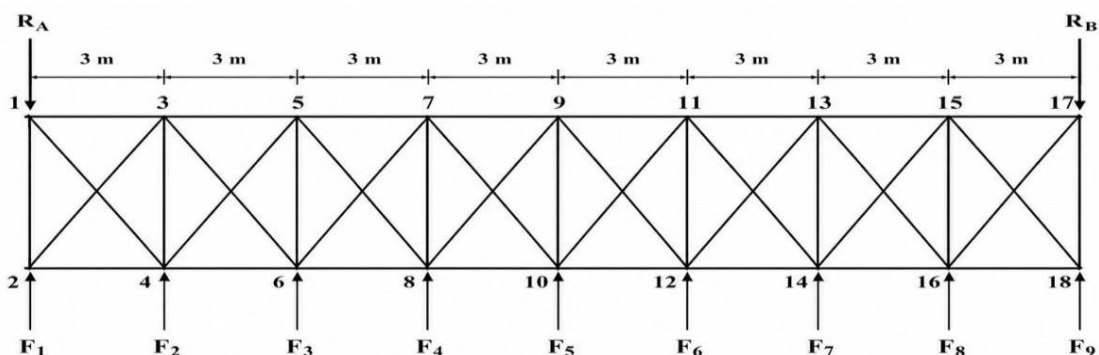
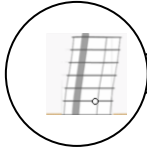


Figure VII.1 : Schématisation des efforts sur la poutre au vent



VII.2.1. Évaluation des efforts horizontaux

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

- Q_i : Charge de vent sur pignon.
- S_i : Surface sous le vent.
- f_{fr} : Force de frottement.
- n : Nombre des nœuds.

➤ **Calcul de la force de frottement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{48.28}{24.01} = 2.01 < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{48.29}{17.24} = 2.8 < 3 \\ \frac{b}{h} = \frac{24.01}{17.24} = 1.39 < 3 \end{array} \right.$$

Donc $F_{fr} = 0 \rightarrow$ le frottement est négligé

➤ **Calcul des forces F_i :**

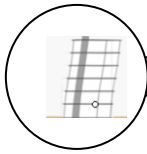
Les valeurs F_i ' sont données par le tableau :

i	1	2	3	4	5
h_i (m)	14.86	15.63	16.16	16.667	17.24
t_i (m)	1.5	3	3	3	3
S_i (m ²)	11.145	23.445	24.24	25	25.86
F_i (KN)	15.926	33.5	34.64	35.725	36.954

➤ **Calcul des surfaces :**

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

- $S_1 = \frac{h_1}{2} \times t_1 = \frac{14.86}{2} \times 1.5 = 11.145 \text{ m}^2$
- $S_2 = \frac{h_2}{2} \times t_2 = \frac{15.63}{2} \times 3 = 23.445 \text{ m}^2$
- $S_3 = \frac{h_3}{2} \times t_3 = \frac{16.16}{2} \times 3 = 24.24 \text{ m}^2$
- $S_4 = \frac{h_4}{2} \times t_4 = \frac{16.667}{2} \times 3 = 25 \text{ m}^2$



- $S_5 = \frac{h_4}{2} \times t_4 = \frac{17.24}{2} \times 3 = 25.86 \text{ m}^2$

VII.2.2. Calcul des forces horizontales :

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

Avec : $Q_j = -1.429 \text{ KN/m}^2$

ET : $F_{fr} = 0$

- $F_1 = (1.429 \times 11.145) = 15.926 \text{ KN}$
- $F_2 = (1.429 \times 23.445) = 33.5 \text{ KN}$
- $F_3 = (1.429 \times 24.24) = 34.64 \text{ KN}$
- $F_4 = (1.429 \times 25) = 35.725 \text{ KN}$
- $F_5 = (1.429 \times 25.86) = 36.954 \text{ KN}$

VII.2.3. Détermination des réactions :

$$\sum F_{ext} = 0$$

On a: $R_A = R_B = \frac{2(F_1 + F_2 + F_3 + F_4) + F_5}{2} = 138.268 \text{ KN}$

VII.2.4. Évaluation des efforts sur les diagonales :

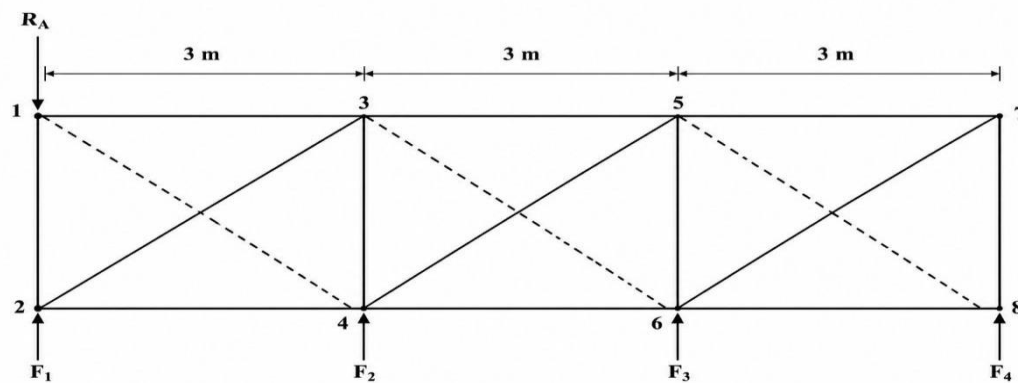
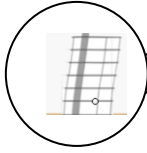


Figure VII.2 : Numérotation des nœuds

➤ Calcul des efforts dans les barres :

$$\begin{cases} \sum F_{/x} = 0 \\ \sum F_{/y} = 0 \end{cases}$$



Et on a : $\tan \alpha = \frac{6}{3} = 2 \Rightarrow \alpha = 63,435^\circ \rightarrow \cos(63,435) = 0.447$

• **Nœud 1 :**

$$\begin{cases} Y \rightarrow -R_A - F_{12} = 0 & F_{12} = -138.268 \text{ kN} \\ X \rightarrow F_{13} = 0 \end{cases}$$

• **Nœud 2 :**

$$\begin{cases} Y \rightarrow F_1 + F_{21} + F_{23} \cdot \sin \alpha = 0 & F_{23} = 136.782 \text{ kN} \\ X \rightarrow F_{24} + F_{23} \cdot \cos \alpha = 0 & F_{24} = -61.171 \text{ kN} \end{cases}$$

• **Nœud 3 :**

$$\begin{cases} Y \rightarrow -F_{34} - F_{32} \cdot \sin \alpha = 0 & F_{34} = -122.342 \text{ kN} \\ X \rightarrow F_{35} - F_{31} - F_{32} \cdot \cos \alpha = 0 & F_{35} = -136.782 \text{ kN} \end{cases}$$

• **Nœud 4 :**

$$\begin{cases} Y \rightarrow F_2 + F_{43} + F_{45} \cdot \sin \alpha = 0 & F_{45} = 99.328 \text{ kN} \\ X \rightarrow F_{46} - F_{42} + F_{45} \cdot \cos \alpha = 0 & F_{46} = -160.499 \text{ kN} \end{cases}$$

• **Nœud 5 :**

$$\begin{cases} Y \rightarrow -F_{56} - F_{54} \cdot \sin \alpha = 0 & F_{56} = -88.842 \text{ kN} \\ X \rightarrow F_{57} - F_{53} - F_{54} \cdot \cos \alpha = 0 & F_{57} = -92.361 \text{ kN} \end{cases}$$

• **Nœud 6 :**

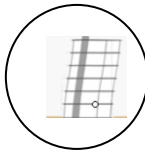
$$\begin{cases} Y \rightarrow F_3 + F_{65} + F_{67} \cdot \sin \alpha = 0 & F_{67} = 60.6 \text{ kN} \\ X \rightarrow F_{68} - F_{64} + F_{67} \cdot \cos \alpha = 0 & F_{68} = -187.6 \text{ kN} \end{cases}$$

• **Nœud 7 :**

$$\begin{cases} Y \rightarrow -F_{74} - F_{76} \cdot \sin \alpha = 0 & F_{74} = 54.202 \text{ kN} \\ X \rightarrow F_{78} - F_{75} - F_{76} \cdot \cos \alpha = 0 & F_{78} = -65.6 \text{ kN} \end{cases}$$

• **Nœud 8 :**

$$\begin{cases} Y \rightarrow F_4 + F_{87} + F_{89} \cdot \sin \alpha = 0 & F_{89} = -33.401 \text{ kN} \\ X \rightarrow F_{810} - F_{86} + F_{89} \cdot \cos \alpha = 0 & F_{810} = -172.663 \text{ kN} \end{cases}$$



➤ Représentation des efforts dans les barres :

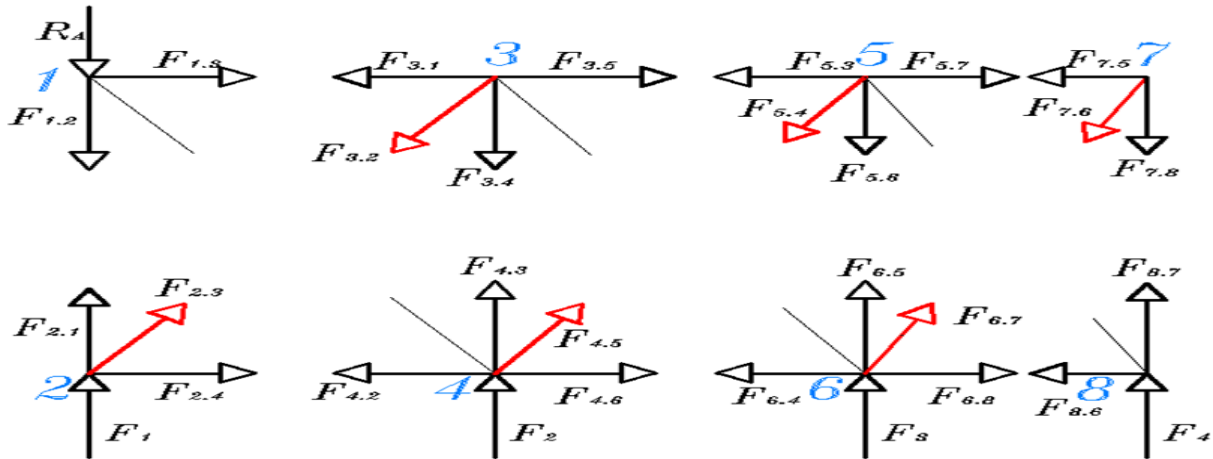


Figure VII.3 : Représentation des efforts dans les diagonales

VII.2.5. Dimensionnement des diagonales :

L'effort extrême dans les diagonales est : $N_{sd} = 187.6 \text{ kN}$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} \rightarrow 0.75 \text{ cm}^2 \rightarrow L 75 \times 75 \times 10$$

$$L_D = \frac{6}{\cos \alpha} = 13.423 \text{ m} \rightarrow L_{bd} = \frac{L_D}{2} = 6.711 \text{ m}$$

$$\lambda_b \leq \frac{L_{bd}}{i_{min}} \rightarrow i_{min} = \frac{L_{bd}}{\lambda_b} \quad \text{avec} \quad \lambda_b \leq 350 \rightarrow i_{min} = \frac{671.1}{350} = 1.917 \text{ cm}$$

On prend une cornière (L 75 × 75 × 10) comme diagonale de poutre au vent.

➤ Vérification des diagonales à la traction :

On doit vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{tRd} \quad (\text{EC3 formule. 5.13 page 154})$$

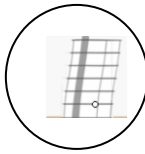
$$N_{tRd} = \min(N_{pLRd}, N_{uRd}, N_{netRd})$$

D'après Montech (cornières à ailes égales, page 85) le diamètre des boulons est :

$$\phi = 14 \text{ mm} ; d_0 = 16 \text{ mm} ; t = 10 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M0} = 1.1 ; \gamma_{M2} = 1.25 ; f_u = 430 \text{ N/mm}^2 ; f_y = 275 \text{ N/mm}^2 ;$$

$$A = 14.11 \text{ cm}^2$$



- $A_{net} = A - (e \times \phi) = 1411 - (10 \times 16) = 1251 \text{ mm}^2$
- $N_{plRd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{14.11 \times 27.5}{1.1} = 352.75 \text{ KN}$
- $N_{uRd} = \frac{0.9 \cdot A \cdot f_u}{\gamma M_0} = \frac{0.9(1251 \times 43)}{1.1} = 387.75 \text{ KN}$
- $N_{netRd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{1251 \times 27.5}{1.1} = 312.75 \text{ KN}$
- $N_{tRd} = \min(352.75 \text{ KN}; 387.75 \text{ KN}; 312.75 \text{ KN})$

$$N_{sd} \leq N_{tRd} \quad \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Donc la cornière (L75×75×10) résiste à la traction.

VII.3. Étude des palées de stabilités :

La palée de stabilité constitue un système de contreventement vertical destiné à reprendre les actions horizontales appliquées à la structure et à les transmettre jusqu'aux fondations.

Les principales sollicitations horizontales agissant sur l'ossature sont :

- Les actions sismiques.
- Les réactions transmises par les poutres au vent.

VII.3.1. Calcul des effort dans les diagonales :

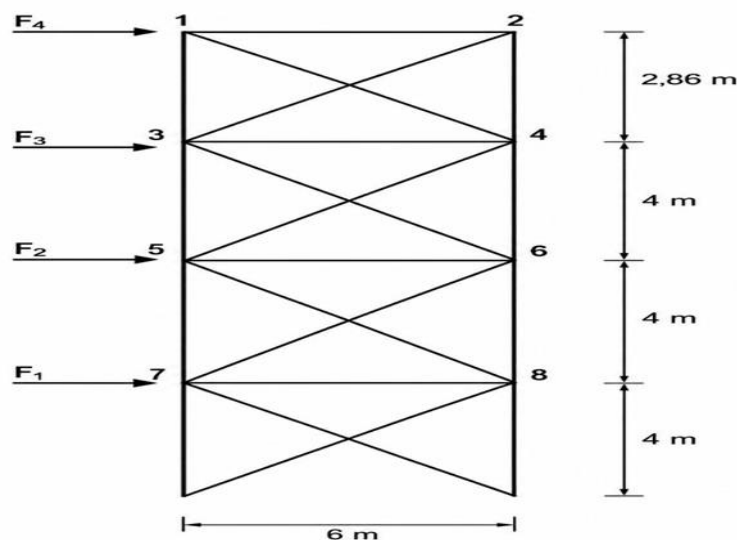
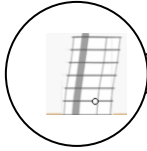


Figure VII.4: Dimensions de la palée de stabilité et charges horizontales

- $F_4 = 1.3 \times 117.38 = 152.594 \text{ KN}$
- $F_3 = 1.3 \times 537.85 = 699.205 \text{ KN}$



- $F_2 = 1.3 \times 358.56 = 466.128KN$
- $F_1 = 1.3 \times 179.28 = 233.064KN$

• Selon diagonale D_4 :

$$N_{sd} = \frac{\sum F_i}{\cos \alpha} \quad \text{Avec} \quad \tan \alpha = \frac{2.86}{6} = 25.486^\circ$$

$$N_{sd} = \frac{F_4}{\cos \alpha} = \frac{152.594}{\cos 25.486} = 169.043KN$$

il faut vérifier : $N_{sd} \leq N_{RD}$

$$A \geq \frac{N_{sd}}{f_y} \cdot \gamma_{M0} = \frac{169.043}{0.275} \times 1.1 = 676.172mm^2 \rightarrow A = 6.76cm^2$$

→ Soit double corniere $60 \times 60 \times 6$

$$L_{bd} = \frac{6}{\cos \alpha} = 6.647m$$

$$\lambda_b \leq \frac{L_{bd}}{i_{min}} \rightarrow i_{min} = \frac{L_{bd}}{\lambda_b} \quad \text{avec} \quad \lambda_b \leq 350 \rightarrow i_{min} = \frac{664.7}{350} = 1.899cm$$

La cornière est attachée avec des boulons $\phi = 16mm \Rightarrow d_0 = 18mm$

$$A_{net} = A - (2 \frac{\pi d_0^2}{4}) = 8.73cm^2$$

- $N_{pLRd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 345.5KN$
- $N_{uRd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M0}} = \frac{0.9(873 \times 43)}{1.1} = 307.137KN$
- $N_{netRd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{873 \times 0.275}{1.1} = 218.25KN$

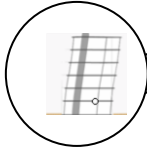
$$N_{tRd} = \min(345.5KN; 307.137KN; 218.25KN)$$

$$N_{sd} = 169.043KN \leq N_{tRd} = 218.25KN \quad \text{La condition est vérifiée}$$

→ donc on adopte double corniere (L $60 \times 60 \times 6$) comme palée de stabilité .

• Selon diagonale D_3 :

$$N_{sd} = \frac{\sum F_i}{\cos \beta} \quad \text{Avec} \quad \tan \beta = \frac{4}{6} = 33.69^\circ$$



$$N_{sd} = \frac{F_4 + F_3}{\cos \alpha} = \frac{152.594 + 699.205}{\cos 33.69} = 1023.84 \text{ KN}$$

Il faut vérifier : $N_{sd} \leq N_{RD}$

$$A \geq \frac{N_{sd}}{f_y} \cdot \gamma_{M0} = \frac{1023.84}{0.275} \times 1.1 = 4095.36 \text{ mm}^2 \rightarrow A = 40.95 \text{ cm}^2$$

→ Soit double cornière $L110 \times 110 \times 12$

$$L_{bD} = \frac{6}{\cos \alpha} = 7.21 \text{ m}$$

$$\lambda_b \leq \frac{L_{bD}}{i_{min}} \rightarrow i_{min} = \frac{L_{bD}}{\lambda_b} \text{ avec } \lambda_b \leq 350 \rightarrow i_{min} = \frac{721}{350} = 2.06 \text{ cm}$$

La cornière est attachée avec des boulons $\phi = 22 \text{ mm} \Rightarrow d_0 = 24 \text{ mm}$

$$A_{net} = A - (2 \frac{\pi d_0^2}{4}) = 41.23 \text{ cm}^2$$

- $N_{pLRd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5028 \times 0.275}{1.1} = 1257 \text{ KN}$
- $N_{uRd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M0}} = \frac{0.9(4123 \times 43)}{1.1} = 1450.54 \text{ KN}$
- $N_{netRd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4123 \times 0.275}{1.1} = 1030.75 \text{ KN}$

$$N_{tRd} = \min(1257 \text{ KN}; 1450.54 \text{ KN}; 1030.75 \text{ KN})$$

$N_{sd} = 1023.84 \text{ KN} \leq N_{tRd} = 1030.75 \text{ KN}$ La condition est vérifiée

→ donc on adopte double cornière ($L 110 \times 110 \times 12$) comme palée de stabilité.

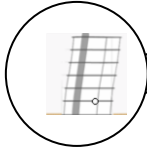
• **Selon diagonale D₂:**

$$N_{sd} = \frac{\sum F_i}{\cos \beta} \quad \text{Avec} \quad \tan \beta = \frac{4}{6} = 33.69^\circ$$

$$N_{sd} = \frac{F_4 + F_3 + F_2}{\cos \alpha} = \frac{152.594 + 699.205 + 466.128}{\cos 33.69} = 1583.949 \text{ KN}$$

il faut vérifier : $N_{sd} \leq N_{RD}$

$$A \geq \frac{N_{sd}}{f_y} \cdot \gamma_{M0} = \frac{1583.949}{0.275} \times 1.1 = 6335.796 \text{ mm}^2 \rightarrow A = 63.35 \text{ cm}^2$$



→ Soit double corniere $L150 \times 150 \times 14$

$$L_{bD} = \frac{6}{\cos \alpha} = 7.21m$$

$$\lambda_b \leq \frac{L_{bd}}{i_{min}} \rightarrow i_{min} = \frac{L_{bd}}{\lambda_b} \text{ avec } \lambda_b \leq 350 \rightarrow i_{min} = \frac{721}{350} = 2.06cm$$

La cornière est attachée avec des boulons $\phi = 22mm \Rightarrow d_0 = 24mm$

$$A_{net} = A - (2 \frac{\pi d_0^2}{4}) = 71.57cm^2$$

- $N_{plRd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{8062 \times 0.275}{1.1} = 2015.5KN$
- $N_{uRd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma M_0} = \frac{0.9(7157 \times 43)}{1.1} = 2517.96KN$
- $N_{netRd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{7157 \times 0.275}{1.1} = 1789.25KN$

$$N_{tRd} = \min(2015.5KN; 2517.96KN; 1789.25KN)$$

$$N_{sd} = 1583.949KN \leq N_{tRd} = 1789.25KN \quad \text{la condition est vérifiée}$$

→ donc on adopte double corniere ($L 150 \times 150 \times 14$) comme palée de stabilité .

- **Selon diagonale D_1 :**

$$N_{sd} = \frac{\sum F_i}{\cos \beta} \quad \text{Avec} \quad \tan \beta = \frac{4}{6} = 33.69^\circ$$

$$N_{sd} = \frac{F_4 + F_3 + F_2 + F_2}{\cos \alpha} = \frac{152.594 + 699.205 + 466.128 + 233.064}{\cos 33.69} = 1864.05 KN$$

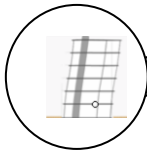
il faut vérifier : $N_{sd} \leq N_{RD}$

$$A \geq \frac{N_{sd}}{f_y} \cdot \gamma_{M0} = \frac{1864.05}{0.275} \times 1.1 = 7456.2mm^2 \rightarrow A = 74.56cm^2$$

$$L_{bD} = \frac{6}{\cos \alpha} = 7.21m$$

$$\lambda_b \leq \frac{L_{bd}}{i_{min}} \rightarrow i_{min} = \frac{L_{bd}}{\lambda_b} \text{ avec } \lambda_b \leq 350 \rightarrow i_{min} = \frac{721}{350} = 2.06cm$$

La cornière est attachée avec des boulons $\phi = 22mm \Rightarrow d_0 = 24mm$



$$A_{net} = A - (2 \frac{\pi d_0^2}{4}) = 75.42 \text{ cm}^2$$

- $N_{plRd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{8604 \times 0.275}{1.1} = 2151 \text{ KN}$
- $N_{uRd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma M_0} = \frac{0.9(7542 \times 43)}{1.1} = 2653.41 \text{ KN}$
- $N_{netRd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{7542 \times 0.275}{1.1} = 1885.5 \text{ KN}$

$$N_{tRd} = \min(2151 \text{ KN}; 2653.41 \text{ KN}; 1885.5 \text{ KN})$$

$$N_{sd} = 1864.05 \text{ KN} \leq N_{tRd} = 1885.5 \text{ KN} \text{ La condition est vérifiée}$$

→ donc on adopte double corniere (L 150 × 150 × 15) comme palée de stabilité.

VII.3.2. Calcul des pannes intermédiaires :

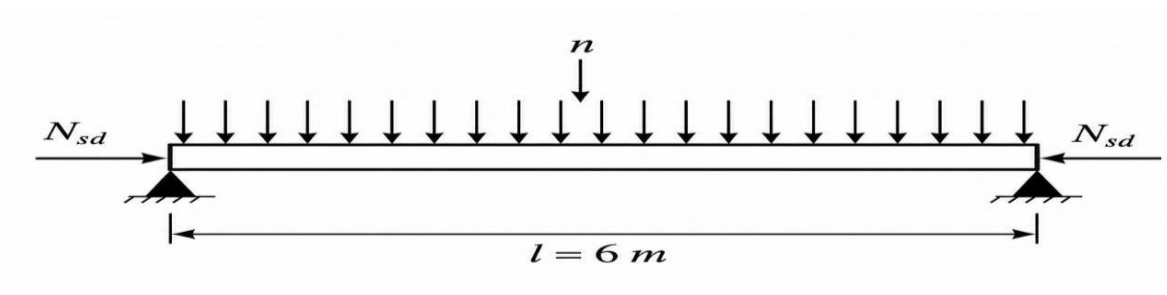


Figure VII.5 : Représentation des efforts dans la panne intermédiaires

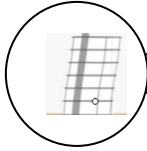
➤ On suppose que soit à vérifier le profilé HEB120 :

Profil é	h(m m)	b(m m)	t _w (m m)	t _f (m m)	G(kg /m)	A(c m ²)	I _y (c m ⁴)	W _{ply} (c m ³)	I _z (c m ⁴)	W _{plz} (c m ³)	I _y (c m)	I _y (c m)
HEB 120	120	120	6.5	11	26.7	34	864. 4	165.2	317. 4	81	5.0 4	3.0 6

▪ Classe de profilé :

$$Ame: \frac{d}{t_w} = \frac{h-2r-2t_f}{t_w} = 11.38 < 33\epsilon\epsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92 \rightarrow Ame \text{ classe } 1$$

$$Semelle: \frac{c}{t_f} = \frac{60}{11} = 5.45 < 10\epsilon\epsilon \rightarrow smelle \text{ de classe } 1$$



$$\text{Section de classe 1 : } \begin{cases} \beta_A = 1 \\ \varepsilon = 0.92 \\ \lambda_1 = 93.3 \end{cases} \quad \text{acier (S275)}$$

▪ Evaluation des charges :

➤ Charge permanente :

$$G = (G_{TN40} + G_{acc}) \times d + G_p$$

$$G = (0.147) \times 1.5 + 0.267 = 0.4875 \text{ KN/ml}$$

➤ Charge variable :

$$W = 1.429 \text{ KN/m} \quad \rightarrow \quad W_e = 1.429 \times 1.3 = 1.858 \text{ KN}$$

➤ Combinaison la plus défavorable :

$$n = 1.35 \times G + 1.5 \times W_e$$

- $n = 1.35 \times 0.488 + 1.5 \times 1.858 = 3.446 \text{ KN}$
- $f = n \times \cos \alpha = 3.446 \times \cos(11.213) = 3.38 \text{ KN}$
- $t = n \times \sin \alpha = 3.446 \times \sin(11.213) = 0.67 \text{ KN}$
- $N_{sd} = R_b - f_5 = 138.268 - 36.954 = 101.314 \text{ KN}$

Avec :

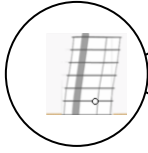
- $N_{sd} = 101.314 \text{ KN}$
- $M_{ysd} = \frac{f \times l^2}{8} = \frac{3.38 \times 6^2}{8} = 15.21 \text{ KN.m}$
- $M_{zsd} = \frac{t \times l^2}{8} = \frac{0.67 \times 6^2}{8} = 3.015 \text{ KN.m}$

ET :

- $N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{3400 \times 0.275}{1.1} = 850 \text{ KN}$
- $M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{165.2 \times 27.5}{1.1} = 41.3 \text{ KN.m}$
- $M_{plz.Rd} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{81 \times 27.5}{1.1} = 20.25 \text{ KN.m}$

➤ Condition de résistance :

$$\text{Il faut vérifier que : } \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} \right) + \left(\frac{M_{ysd}}{M_{ply.Rd}} \right) + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz.Rd}} \right) \leq 1$$



Donc : $\left(\frac{131.314}{850}\right) + \left(\frac{15.21}{41.3}\right) + \left(\frac{3.015}{20.25}\right) = 0.672 \leq 1 \rightarrow$ La condition est vérifiée

➤ **Vérification au flambement :**

Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd} \cdot \gamma_{M1}}{M_{pl.y.Rd}} \leq 1 \quad (EC3 \text{ page } 181)$$

- $\frac{h}{b} = \frac{120}{120} = 1 < 1.2 \rightarrow$ courbe b y - y
- $t_f = 11 < 40\text{mm} \rightarrow$ courbe b

Calcul de $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_z$:

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{5.04} = 119.048 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = 1.268 > 0.2 \Rightarrow \chi_y = 0.4525$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{600}{3.06} = 169.078 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = 2.088 > 0.2 \Rightarrow \chi_z = 0.2$$

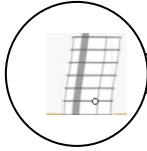
→ Donc il ya risque de flambement

Calcul de k_y et k_z :

$$\text{On a : } k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot N_{pl.Rd}}$$

- $\mu_y = \bar{\lambda}_y(\beta_{my} \cdot 2 - 4) + \frac{W_{pl.y} - W_{el.y}}{W_{el.y}} = 1.268(1.3 - 4) + \frac{165.2 - 144.1}{144.1}$
- $\mu_y = -1.629 < 0.9$
- $k_y = 1 - \frac{-1.629 \cdot 101.314}{0.4525 \cdot 850} = 1.429 < 1.5$
- $\mu_z = \bar{\lambda}_z(\beta_{mz} \cdot 2 - 4) + \frac{W_{pl.z} - W_{el.z}}{W_{el.z}} = 2.088(1.3 - 4) + \frac{81 - 52.9}{52.9}$
- $\mu_z = -2.392 < 0.9$
- $k_z = 1 - \frac{-2.392 \cdot 101.314}{0.2 \cdot 850} = 2.426 > 1.5$

$$\frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{ysd} \cdot \gamma_{M1}}{M_{ply.Rd} \cdot f_y} + \frac{K_z \cdot M_{zsd} \cdot \gamma_{M1}}{M_{plz.Rd} \cdot f_y} = 0.732 < 1 \rightarrow \text{ La condition est vérifiée}$$



VII.4. Calcul de la sablière :

Les sablières assurent la liaison entre les différents portiques de la structure et participent à son bon fonctionnement global. Elles sont sollicitées en flexion sous l'effet des charges verticales transmises par le plancher, tout en étant soumises à des efforts de compression générés par les actions sismiques.

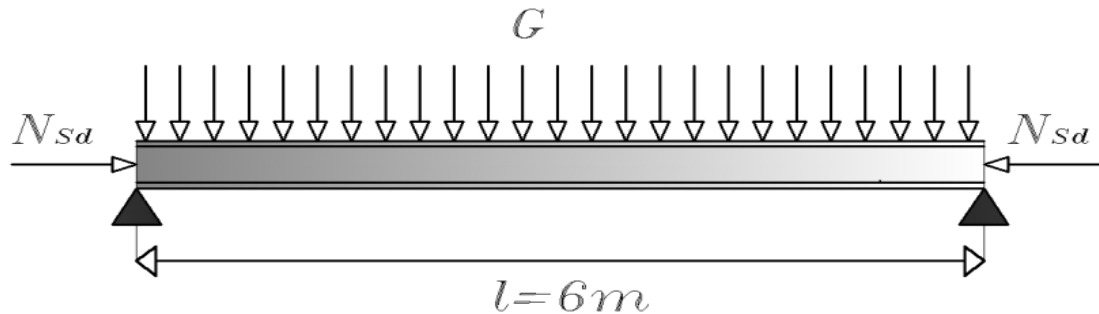


Figure VI.6 : Représentation des efforts dans la sablière

Profilé	b(mm)	tf(mm)	G(kg /m)	A(cm ²)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	L(cm)
HEA180	180	9.5	55.5	45.25	293.6	102.7	6

$$\text{➤ } M_{ysd} = G \times \frac{L^2}{8} = 0.555 \times \frac{6^2}{8} = 2.498 \text{ KN.m}$$

$$\text{➤ } N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{4525 \times 0.275}{1.1} = 1131.25 \text{ KN}$$

$$\text{➤ } M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{293.6 \times 0.275}{1.1} = 73.4 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N_{sd} = 699.205 \text{ KN}$$

▪ Condition de la résistance :

Il faut vérifier que :

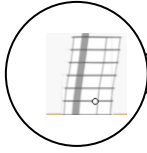
$$\frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} + \frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} = 0.652 \leq 1 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Donc la stabilité HEA180 est vérifiée la résistance

▪ Vérification au flambement :

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{b.Rd}$

$$\text{Avec : } N_{bRD} = \chi_{min} \times A \times f_y \times \beta_A / \gamma M_1$$



$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times [B_A]^{0.5} B_A = 1$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{600}{7.45} = 80.53$$

$$\bar{\lambda} = \frac{80.53}{93.9} \times [1]^{0.5} = 0.86$$

On a : $\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{171}{180} = 0.95 < 1.2 \rightarrow \text{courbe } b \text{ } y - y \\ t_f = 9.5\text{mm} < 40\text{mm} \rightarrow \text{courbe } b \text{ } y - y \end{cases}$

Donc $\chi_y = 0.6929$

$$N_{bRD} = \frac{0.6925 \times 4525 \times 0.275 \times 1}{1.1} = 783.39 \text{ KN}$$

Donc : $N_{sd} = 699.205 \text{ KN} < N_{bRD} = 783.39 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$

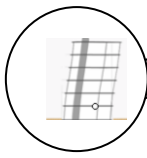
Alors : HEA180 convient comme panne sablière .

VII.5. Conclusion :

À l'issue des vérifications réalisées conformément aux dispositions de l'EUROCODE 3, la stabilité globale de la structure a été confirmée. Les palées de stabilité ont pour fonction de recueillir les actions horizontales engendrées par le vent et le séisme et de les acheminer vers les fondations. Quant aux poutres au vent, elles reprennent les efforts dus au vent et les transferts aux palées de stabilité, assurant ainsi la continuité du cheminement des charges au sein de la structure.

Chapitre VIII

Etude de portique



VIII.1. Introduction

Les portiques représentent les principaux éléments résistants d'une structure métallique, ils assurent la transmission des différentes charges appliquées à l'ouvrage, qu'elles soient permanentes, variables ou accidentelles.

L'étude du portique a été réalisée à l'aide du logiciel Robot millenium.

VIII.2. Charges agissantes sur le portique le plus sollicité

Les actions exercées sur le portique étudié sont classées en deux catégories : les charges permanentes et les charges variables.

➤ Charges permanentes

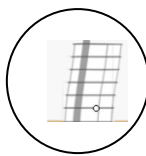
Elles regroupent l'ensemble des charges fixes agissant continuellement sur la structure, notamment :

- *Le poids propre du portique*
- *Le poids de la couverture et des éléments secondaires*
- *Le poids des pannes et des accessoires de fixation*
- *Le poids du bardage et de la sablière*

➤ Charges variables

Ces charges varient selon les conditions d'exploitation et les effets extérieurs, parmi lesquelles :

- *Les actions climatiques (le vent et la neige)*
- *Les charges d'exploitation dues à la présence des ouvriers*
- *Les actions accidentelles (les effets sismiques)*



VIII.3. Etude et dimensionnement du portique

1. Vue de portique

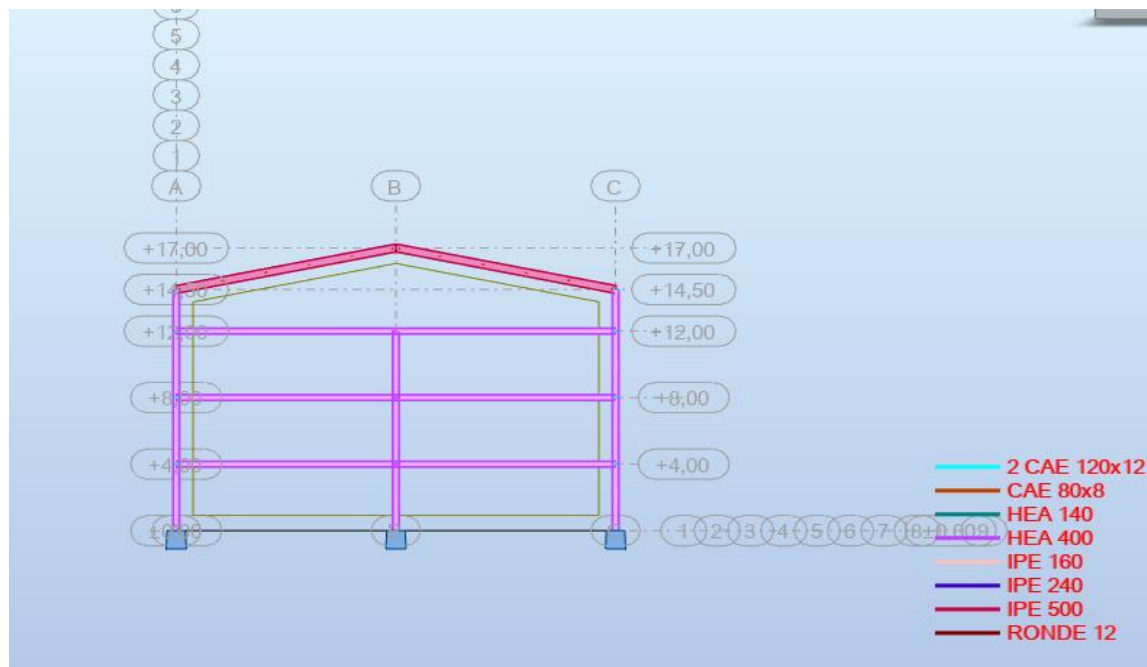


Tableau .VIII.1 : Tableau des charges pour le portique

1 : G	Poids propre	Structure entière	#NOM ?
1 : G	(EF) surfacique uniforme	PX=0,0	PY=0,0
2 : Q	(EF) surfacique uniforme	PX=0,0	PY=0,0
1 : G	(EF) surfacique uniforme	PX=0,0	PY=0,0
2 : Q	Force sur barre	FX=0,0	FY=0,0
3:S	(EF) surfacique uniforme	PX=0,0	PY=0,0
5 : WL	(EF) surfacique uniforme	PX=70,00	PY=0,0
5 : WL	(EF) surfacique uniforme	PX=25,00	PY=0,0
5 : WL	(EF) surfacique uniforme	PX=0,0	PY=55,00
5 : WL	(EF) surfacique uniforme	PX=0,0	PY=-55,00
4 : WP	(EF) surfacique uniforme	PX=0,0	PY=80,00
4 : WP	(EF) surfacique uniforme	PX=0,0	PY=25,00
4 : WP	(EF) surfacique uniforme	PX=60,00	PY=0,0
4 : WP	(EF) surfacique uniforme	PX=-60,00	PY=0,0
4 : WP	(EF) surfacique uniforme	PX=0,0	PY=0,0
5 : WL	(EF) surfacique uniforme	PX=0,0	PY=0,0

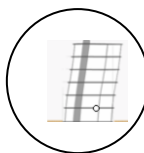
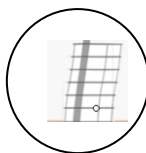


Tableau. VIII.2 : Tableau des combinaisons

Z	Nom	Type d'analyse	Type de la combinaison	Nature du cas	Définition
6	$1.35G + 1.50G$	Combinaison on-lin.	ELU	Permanente	$1*1.35+2*1.50$
7	$G+ 1.50Q$	Combinaison non-lin.	ELU	permanente	$1*1.00+2*1.50$
8	$1.35G + 1.5N$	Combinaison non-lin.	ELU	permanente	$1*1.35+4*1.50$
9	$G+ 1.5N$	Combinaison non-lin.	ELU	permanente	$1*1.00+4*1.50$
10	$1.35G + 1.5SES$	Combinaison non-lin.	ELU	sismique	$1*1.35+5*1.50$
11	$G+ 1.5SES$	Combinaison non-lin.	ELU	sismique	$1*1.00+5*1.50$
12	$1.35G+ 1.5V$	Combinaison non-lin.	ELU	permanente	$1*1.35+3*1.50$
13	$G+1.5V$	Combinaison non-lin.	ELU	permanente	$1*1.00+3*1.50$
14	$1.35(G+Q+N)$	Combinaison non-lin.	ELU	permanente	$(1+2+4)*1.35$
15	$G+1.35(Q+N)$	Combinaison non-lin.	ELU	permanente	$1*1.00+(2+4)*1.35$
16	$1.35(G+Q+SES)$	Combinaison non-lin.	ELU	sismique	$(1+2+5)*1.35$
17	$G + 1.35Q + 1.35SES$	Combinaison non-lin.	ELU	sismique	$1*1.00+(2+5)*1.35$
18	$1.35G + 1.35Q + 1.35V$	Combinaison non-lin.	ELU	permanente	$(1+2+3)*1.35$
19	$G + 1.35Q + 1.35V$	Combinaison non-lin.	ELU	permanente	$1*1.00+(2+3)*1.35$
20	$1.35 + 1.35N + 1.35V$	Combinaison non-lin.	ELU	permanente	$(1+4+3)*1.35$
21	$G + 1.35N + 1.35V$	Combinaison non-lin.	ELU	permanente	$1*1.00+(4+3)*1.35$
22	$1.35G + 1.35SES + 1.35V$	Combinaison non-lin.	ELU	sismique	$(1+5+3)*1.35$
23	$G + 1.35SES + 1.35V$	Combinaison non-lin.	ELU	sismique	$1*1.00+(5+3)*1.35$
24	$1.35G + 1.35Q + 1.35N + 1.35N$	Combinaison non-lin.	ELU	permanente	$(1+2+4+3)*1.35$
25	$G + 1.35Q + 1.35N + 1.35N$	Combinaison non-lin.	ELU	permanente	$1*1.00+(2+4+3)*1.35$
26	$1.35G + 1.35Q + 1.35SES + 1.35V$	Combinaison non-lin.	ELU	sismique	$(1+2+5+3)*1.35$



La suite de tableau .VIII.2 : Tableau des combinaisons

27	$G + 1.35Q + 1.35SES + 1.35V$	Combinaison non-lin.	ELU	sismique	$1*1.00+(2+5+3)*1.35$
28	$G + Q$	Combinaison non-lin.	ELS	permanente	$(1+2)*1.00$
29	$G + N$	Combinaison non-lin.	ELS	permanente	$(1+4)*1.00$
30	$G + SES$	Combinaison non-lin.	ELS	sismique	$(1+5)*1.00$
31	$G + V$	Combinaison non-lin.	ELS	permanente	$(1+3)*1.00$
32	$G + 0.90Q + 0.9N + 0.9V$	Combinaison non-lin.	ELS	permanente	$1*1.00+(2+4+3)*0.90$
33	$G+0.9Q + 0.9N$	Combinaison non-lin.	ELS	permanente	$1*1.00+(2+4)*0.90$
34	$G+ 0.9Q + 0.9V$	Combinaison non-lin.	ELS	permanente	$1*1.00+(2+3)*0.90$
35	$G+ 0.9Q$	Combinaison non-lin.	ELS	permanente	$1*1.00+2*0.90$
36	$G+0.9N + 0.9V$	Combinaison non-lin.	ELS	permanente	$1*1.00+(4+3)*0.90$
37	$G+ 0.9N$	Combinaison non-lin.	ELS	permanente	$1*1.00+4*0.90$
38	$G + 0.9V$	Combinaison non-lin.	ELS	permanente	$1*1.00+3*0.90$
39	$G + 0.9Q+ 0.9SES+ 0.9V$	Combinaison non-lin.	ELS	sismique	$1*1.00+(2+5+3)*0.90$
40	$G + 0.9Q+0.90SES$	Combinaison non-lin.	ELS	sismique	$1*1.00+(2+5)*0.90$
41	$G+ 0.9SES + 0.9V$	Combinaison non-lin.	ELS	sismique	$1*1.00+(5+3)*0.90$
42	$G + 0.9SES$	Combinaison non-lin.	ELS	permanente	$1*1.00+5*0.90$
46	$G+0.6Q$	Combinaison non-lin.	ACC	permanente	$1*1.00+2*0.60$

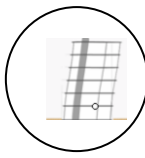
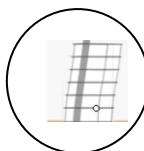


Tableau .VIII.3 : Tableau déplacement des nœuds

	<i>UX [cm]</i>	<i>UY [cm]</i>	<i>UZ [cm]</i>	<i>RX [Rad]</i>	<i>RY [Rad]</i>	<i>RZ [Rad]</i>
<i>MAX</i>	2,6	5,0	3,2	0,008	0,139	0,001
<i>Noeud</i>	66	8351	25	8436	29	8454
<i>Cas</i>	47(C)(CQC)	48(C)(CQC)	17	48(C)(CQC)	9	48(C)(CQC)
<i>Mode</i>						
<i>MIN</i>	-2,6	-5,0	-3,3	-0,008	-0,139	-0,001
<i>Noeud</i>	169	8441	8988	8346	35	8334
<i>Cas</i>	53 (C)(CQC)	54(C)(CQC)	16	54(C)(CQC)	11	54(C)(CQC)
<i>Mode</i>						

2. Vérification par logiciel

2.1.Vérification de la section HEA 400 : Poteau



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 7 POT H_7

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 48 Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey (46+45)*1.00+44*0.30

MATERIAU:

ACIER E28 fy = 27500000.00 daN/m²

PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

h=39.0 cm

gM0=1.10

gM1=1.10

b=30.0 cm

Ay=126.20 cm²Az=57.33 cm²Ax=158.98 cm²

tw=1.1 cm

Iy=45069.40 cm⁴Iz=8563.83 cm⁴Ix=189.76 cm⁴

tf=1.9 cm

Wply=2561.80 cm³Wplz=872.86 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N_{Ed} = 45854.03 daNMy_{Ed} = -14306.37 daN*mMz_{Ed} = 11366.20 daN*mVy_{Ed} = 3881.26 daNN_{c,Rd} = 397450.00 daNMy_{Ed,max} = -14306.37 daN*mMz_{Ed,max} = 11366.20 daN*mVy_{T,Rd} = 182116.78 daNNb_{Rd} = 361722.90 daNMy_{c,Rd} = 64045.00 daN*mMz_{c,Rd} = 21821.50 daN*mVz_{Ed} = 5534.10 daNMN_{y,Rd} = 64045.00 daN*mMN_{z,Rd} = 21821.50 daN*mVz_{T,Rd} = 82738.94 daNMb_{Rd} = 64045.00 daN*mTt_{Ed} = 0.74 daN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00

Mcr = 477412.31 daN*m

Courbe_{LT} -

XLT = 0.96

Lcr_{low} = 4.00 mLam_{LT} = 0.38fi_{LT} = 0.59XLT_{mod} = 1.00

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 4.00 m

Lam_y = 0.14Lcr_y = 2.00 m

Xy = 1.00

Lamy = 11.88

kzy = 0.38



en z:

Lz = 4.00 m

Lam_z = 0.44Lcr_z = 2.80 m

Xz = 0.91

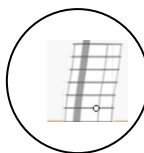
Lamz = 38.15

kzz = 0.81

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.12 < 1.00 (6.2.4.(1))My_{Ed}/MN_{y,Rd} = 0.22 < 1.00 (6.2.9.1.(2))Mz_{Ed}/MN_{z,Rd} = 0.52 < 1.00 (6.2.9.1.(2))(My_{Ed}/MN_{y,Rd})² + (Mz_{Ed}/MN_{z,Rd})² = 0.57 < 1.00 (6.2.9.1.(6))Vy_{Ed}/Vy_{T,Rd} = 0.02 < 1.00 (6.2.6-7)Vz_{Ed}/Vz_{T,Rd} = 0.07 < 1.00 (6.2.6-7)Tau_{ty,Ed}/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)Tau_{tz,Ed}/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)



Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 11.88 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 38.15 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.22 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.57 < 1.00$
(6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.64 < 1.00$
(6.3.3.(4))

Profil correct !!!

2.2. Vérification de la section IPE500 (travers)

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 11 TRA H_11
m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 12 ELU/9=1*1.35 + 3*1.50 1*1.35+3*1.50

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 27500000.00$ daN/m²

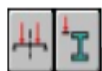
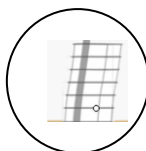


PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 500

h=50.0 cm	$g_{M0}=1.10$	$g_{M1}=1.10$	
b=20.0 cm	$A_y=72.07$ cm ²	$A_z=59.87$ cm ²	$A_x=115.52$ cm ²
tw=1.0 cm	$I_y=48198.50$ cm ⁴	$I_z=2141.69$ cm ⁴	$I_x=89.66$ cm ⁴
tf=1.6 cm	$W_{ply}=2194.12$ cm ³	$W_{plz}=335.88$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 10678.54$ daN	$M_{y,Ed} = -10978.71$ daN*m	$M_{z,Ed} = 1.00$ daN*m	$V_{y,Ed} = 269.95$ daN
$N_{c,Rd} = 288800.00$ daN	$M_{y,Ed,max} = -10978.71$ daN*m		$M_{z,Ed,max} = -134.12$ daN*m
	$V_{y,T,Rd} = 103946.74$ daN		
$N_{b,Rd} = 288800.00$ daN	$M_{y,c,Rd} = 54853.00$ daN*m		$M_{z,c,Rd} = 8397.00$ daN*m
	$V_{z,Ed} = 3517.86$ daN		
	$M_{N,y,Rd} = 54853.00$ daN*m		$M_{N,z,Rd} = 8397.00$ daN*m
	$V_{z,T,Rd} = 86378.36$ daN		
	$M_{b,Rd} = 34896.01$ daN*m		$T_{t,Ed} = 1.45$ daN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 59025.15 \text{ daN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT -	$X_{LT} = 0.61$
$L_{cr,low} = 6.13 \text{ m}$	$\lambda_{m_LT} = 1.01$	$f_{i,LT} = 1.13$	$X_{LT,mod} = 0.64$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zz} = 1.00$

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

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$

$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.20 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$

$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^1 = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$

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

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$

$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$

$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.31 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.37 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.37 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

Profilcorrect !!!



2.3. Vérification de la section HEA400 : (poutre maitresse)



```
Assemblage N°: 2
Nom de l'assemblage: Poutre - poutre
Noeud de la structure: 8335
Barres de la structure: 11, 12
```

GAUCHE

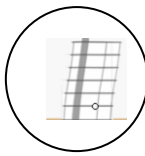
POUTRE

Profilé:	IPE 500		
Barre N°:	11		
α =	-168,2	[Deg]	Angle d'inclinaison
h _{bl} =	500	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
b _{tbl} =	200	[mm]	Largeur de la section de la poutre
t _{wbl} =	10	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
t _{tbl} =	16	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
r _{bl} =	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
A _{bl} =	115,52	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
I _{xbl} =	48198,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER E28			
f _{yb} =	27500000,00	[daN/m ²]	Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé: IPE 500
Barre N°: 12



$\alpha = -11,8$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{br} = 500$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbr} = 200$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbr} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbr} = 16$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{br} = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{br} = 115,52$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbr} = 48198,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER E28
 $f_{yb} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

BOULONS

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

$d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
Classe = 4.6 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 55,30$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 7$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 80$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_1 = 80$ [mm]
Entraxe $p_1 = 120;120;120;140;130;130$ [mm]

PLATINE

$h_{pr} = 1030$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_{pr} = 200$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{pr} = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: ACIER E28
 $f_{ypr} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_{rd} = 200$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{rd} = 16$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_{rd} = 500$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wrd} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_{rd} = 1226$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha_d = 32,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau: ACIER
 $f_{ybu} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 8$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 12$ [mm] Soudure semelle
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

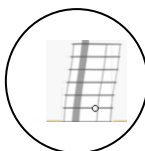
COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,10$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} = 1,10$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: Calculs manuels



$M_{b1,Ed} = 43,93$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 0,01$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = -19,68$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 115,52$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 2888,00$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 110,87$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 1600,30$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,00 < 1,00$ **vérifié** (0,00)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 2194,12$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 548,53$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 5037,87$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

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

$M_{cb,Rd} = 1259,47$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 1259,47$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 993$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 1268,18$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 11,8$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 32,0$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 242$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 59,87$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,90$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 2111725,51$ [daN/m²] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd1} = 684,72$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 426$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1,06$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,76$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd2} = 523,40$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$

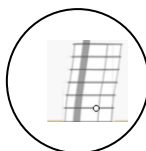
$F_{c,wb,Rd3} = 1000,00$ [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \min(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$

$F_{c,wb,Rd,low} = 523,40$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE



F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 523,40 - 110,59$	412,80	Ame de la poutre - compression
$F_{l,ep,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 221,18 - 110,59$	110,59	Platine d'about - traction - groupe
$F_{l,wb,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 702,93 - 110,59$	592,34	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 96,34 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	110,59	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{l,ep,Rd(3)} = 110,59$	110,59	Platine d'about - traction
$F_{l,wb,Rd(3)} = 414,16$	414,16	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 659,58$	659,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 1268,18 - 206,93$	1061,25	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 523,40 - 206,93$	316,46	Ame de la poutre - compression
$F_{l,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 221,18 - 96,34$	124,84	Platine d'about - traction - groupe
$F_{l,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 612,00 - 96,34$	515,66	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{l,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 331,78 - 206,93$	124,84	Platine d'about - traction - groupe
$F_{l,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 1008,93 - 206,93$	802,00	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 82,09 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	110,59	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{l,ep,Rd(4)} = 110,59$	110,59	Platine d'about - traction
$F_{l,wb,Rd(4)} = 414,16$	414,16	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 659,58$	659,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 1268,18 - 289,03$	979,15	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 523,40 - 289,03$	234,37	Ame de la poutre - compression
$F_{l,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 221,18 - 82,09$	139,09	Platine d'about - traction - groupe
$F_{l,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 637,50 - 82,09$	555,41	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{l,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 331,78 - 178,43$	153,34	Platine d'about - traction - groupe
$F_{l,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 943,50 - 178,43$	765,07	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{l,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 442,37 - 289,03$	153,34	Platine d'about - traction - groupe
$F_{l,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1340,43 - 289,03$	1051,41	Ame de la poutre - traction - groupe

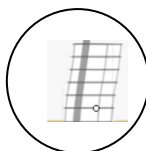
Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 67,84 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	110,59	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{l,ep,Rd(5)} = 110,59$	110,59	Platine d'about - traction
$F_{l,wb,Rd(5)} = 414,16$	414,16	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 659,58$	659,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 1268,18 - 356,87$	911,31	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 523,40 - 356,87$	166,53	Ame de la poutre - compression
$F_{l,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 221,18 - 67,84$	153,34	Platine d'about - traction - groupe
$F_{l,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 675,75 - 67,84$	607,91	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{l,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 331,78 - 149,93$	181,84	Platine d'about - traction - groupe
$F_{l,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 981,75 - 149,93$	831,82	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{l,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 442,37 - 246,28$	196,09	Platine d'about - traction - groupe
$F_{l,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 1287,75 - 246,28$	1041,47	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{l,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 552,96 - 356,87$	196,09	Platine d'about - traction - groupe



$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t5,Rd} = \sum_{i=1}^4 F_{ij,Rd} = 1684,68 - 356,87$	1327,82	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 51,22 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

$F_{t6,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t6,Rd,comp}$	Composant
$F_{t6,Rd} = \min(F_{t6,Rd,comp})$	110,59	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 110,59$	110,59	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 414,16$	414,16	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 659,58$	659,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_{i=1}^5 F_{ij,Rd} = 1268,18 - 408,09$	860,10	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_{i=1}^5 F_{ij,Rd} = 523,40 - 408,09$	115,31	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_{i=1}^5 F_{ij,Rd} = 221,18 - 51,22$	169,97	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_{i=1}^5 F_{ij,Rd} = 675,75 - 51,22$	624,53	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_{i=1}^4 F_{ij,Rd} = 331,78 - 119,06$	212,72	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_{i=1}^4 F_{ij,Rd} = 1007,25 - 119,06$	888,19	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_{i=1}^3 F_{ij,Rd} = 442,37 - 201,15$	241,22	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_{i=1}^3 F_{ij,Rd} = 1313,25 - 201,15$	1112,10	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_{i=1}^2 F_{ij,Rd} = 552,96 - 297,49$	255,47	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_{i=1}^2 F_{ij,Rd} = 1619,25 - 297,49$	1321,76	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{i=1}^1 F_{ij,Rd} = 663,55 - 408,09$	255,47	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_{i=1}^1 F_{ij,Rd} = 2016,18 - 408,09$	1608,10	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$$

$$F_{t6,Rd} = 35,78 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7

$F_{t7,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t7,Rd,comp}$	Composant
$F_{t7,Rd} = \min(F_{t7,Rd,comp})$	79,53	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(7)} = 110,59$	110,59	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(7)} = 414,16$	414,16	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 659,58$	659,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_{i=1}^6 F_{ij,Rd} = 1268,18 - 443,86$	824,32	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_{i=1}^6 F_{ij,Rd} = 523,40 - 443,86$	79,53	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum_{i=1}^6 F_{ij,Rd} = 221,18 - 35,78$	185,40	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum_{i=1}^6 F_{ij,Rd} = 724,71 - 35,78$	688,93	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum_{i=1}^5 F_{ij,Rd} = 331,78 - 87,00$	244,78	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum_{i=1}^5 F_{ij,Rd} = 1068,96 - 87,00$	981,96	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum_{i=1}^4 F_{ij,Rd} = 442,37 - 154,84$	287,53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum_{i=1}^4 F_{ij,Rd} = 1400,46 - 154,84$	1245,62	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_{i=1}^3 F_{ij,Rd} = 552,96 - 236,93$	316,03	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_{i=1}^3 F_{ij,Rd} = 1706,46 - 236,93$	1469,52	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_{i=1}^2 F_{ij,Rd} = 663,55 - 333,27$	330,28	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_{i=1}^2 F_{ij,Rd} = 2012,46 - 333,27$	1679,18	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_{i=1}^1 F_{ij,Rd} = 774,14 - 443,86$	330,28	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_{i=1}^1 F_{ij,Rd} = 2409,39 - 443,86$	1965,52	Ame de la poutre - traction - groupe

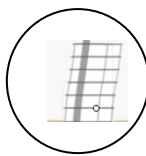
Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t7,Rd} = F_{t1,Rd} h_7/h_1$$

$$F_{t7,Rd} = 20,34 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_i	$F_{ti,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	931	110,59	-	-	110,59	414,16	110,59	659,58
2	811	96,34	-	-	110,59	414,16	110,59	659,58
3	691	82,09	-	-	110,59	414,16	110,59	659,58



Nr	h_i	$F_{t,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{o,Rd}$
4	571	67,84	-	-	110,59	414,16	110,59	659,58
5	431	51,22	-	-	110,59	414,16	110,59	659,58
6	301	35,78	-	-	110,59	414,16	110,59	659,58
7	171	20,34	-	-	110,59	414,16	110,59	659,58

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_i F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 313,02 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,14 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,14)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{lf} = 0,86 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 42,21 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 55,30 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 288,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 288,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	110,59	-2,81	110,59	15,52	12,71	77,49
2	110,59	-2,81	96,34	13,52	10,71	78,58
3	110,59	-2,81	82,09	11,52	8,71	79,67
4	110,59	-2,81	67,84	9,52	6,71	80,76
5	110,59	-2,81	51,22	7,19	4,38	82,03
6	110,59	-2,81	35,78	5,02	2,21	83,21
7	110,59	-2,81	20,34	2,85	0,04	84,39

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \min(n_h F_{v,Rd} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_{i=1}^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 566,12 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 223,79 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 77,18 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 146,60 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

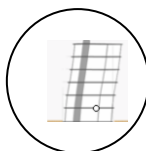
$$I_{wy} = 205151,57 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 863562,26 \text{ [daN/m}^2\text{]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 863562,26 \text{ [daN/m}^2\text{]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{||} = 68,21 \text{ [daN/m}^2\text{]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$



$\sqrt{(\sigma_{\perp \max}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp \max}^2))} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	1727124,52 < 38117647,06	vérifié	(0,05)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2))} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	1727124,53 < 38117647,06	vérifié	(0,05)
$\sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	863562,26 < 29160000,00	vérifié	(0,03)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

t _{wash} =	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
h _{head} =	13	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
h _{nut} =	18	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
L _b =	60	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
k ₁₀ =	5	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,i}	k _{eff,i} h _i	k _{eff,i} h _i ²
					Somme	170,07	11476,55
1	931	∞	∞	65	4	41,48	3863,24
2	811	∞	∞	50	4	34,72	2816,89
3	691	∞	∞	50	4	29,59	2045,22
4	571	∞	∞	54	4	24,78	1415,44
5	431	∞	∞	56	4	18,82	811,53
6	301	∞	∞	54	4	13,07	393,70
7	171	∞	∞	64	4	7,62	130,54

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=1}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$Z_{eq} = 675 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent}$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$k_{eq} = 25 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons}$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 2410075,80 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 2410075,80 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,rig} = 66059,54 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 4128,72 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

REMARQUES

Pince du boulon trop grande. 190 [mm] > 120 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

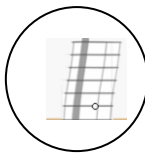
Ratio 0,14

VIII.4. Conclusion :

Au cours de ce chapitre , l'analyse réalisée a permis de choisir les profilés adaptés aux éléments principaux de la structure , à savoir les poteaux et les poutres . Ces éléments ont été vérifiés afin d'assurer leur capacité à supporter leurs charges propres ainsi que les sollicitations maximales résultant des combinaisons de charges les plus défavorables.

Chapitre IX

Etude des assemblages



IX.1. Introduction

Les assemblages sont des éléments importants dans les constructions métalliques . ils assurent la liaison entre les différentes pièces de la structure et permettent la transmission des efforts entre les éléments assembles . ils doivent garantir la stabilité et la résistance de l'ouvrage sans constituer un point faible .

Les principaux types d'assemblages utilisés en construction métallique sont :

- *Le rivetage ;*
- *Le boulonnage ;*
- *Le soudage .*

IX.2. Calcul des assemblages

IX.2.1. Assemblage des pieds de poteaux encastré

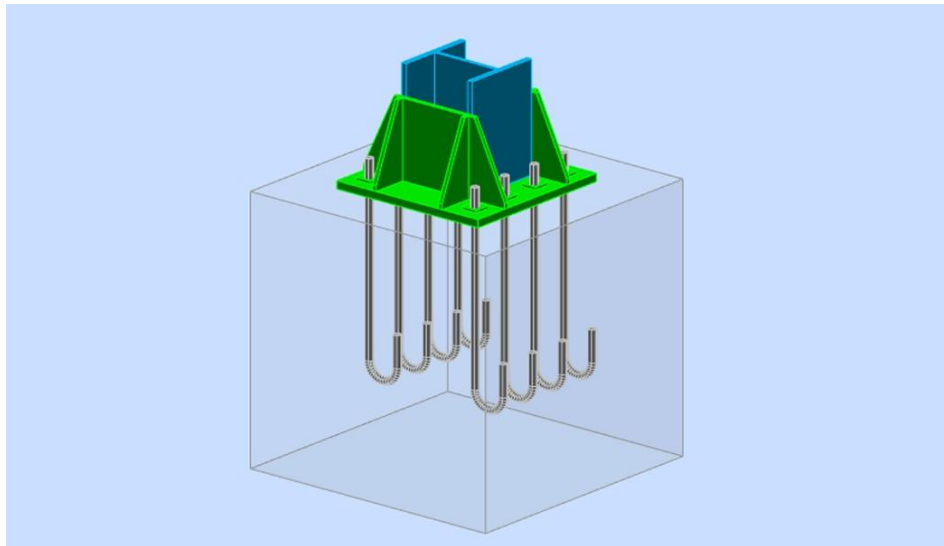


Figure IX.1 : représentation de l'assemblage pied poteau encastré

Cet assemblage constitue de 8 tiges d'ancrage de 8.8 de diamètre de 30mm , avec raidisseur de forme trapézoïdale a une épaisseur de 20 mm et un platine de 25 mm .

1. Les composants des l'assemblage

- Poteau HEA 400
- Plaque d'assise $780 \times 600 \times 25$
- Raidisseur de forme raidisseur $780 \times 600 \times 320 \times 2$

2. Details d'assemblage

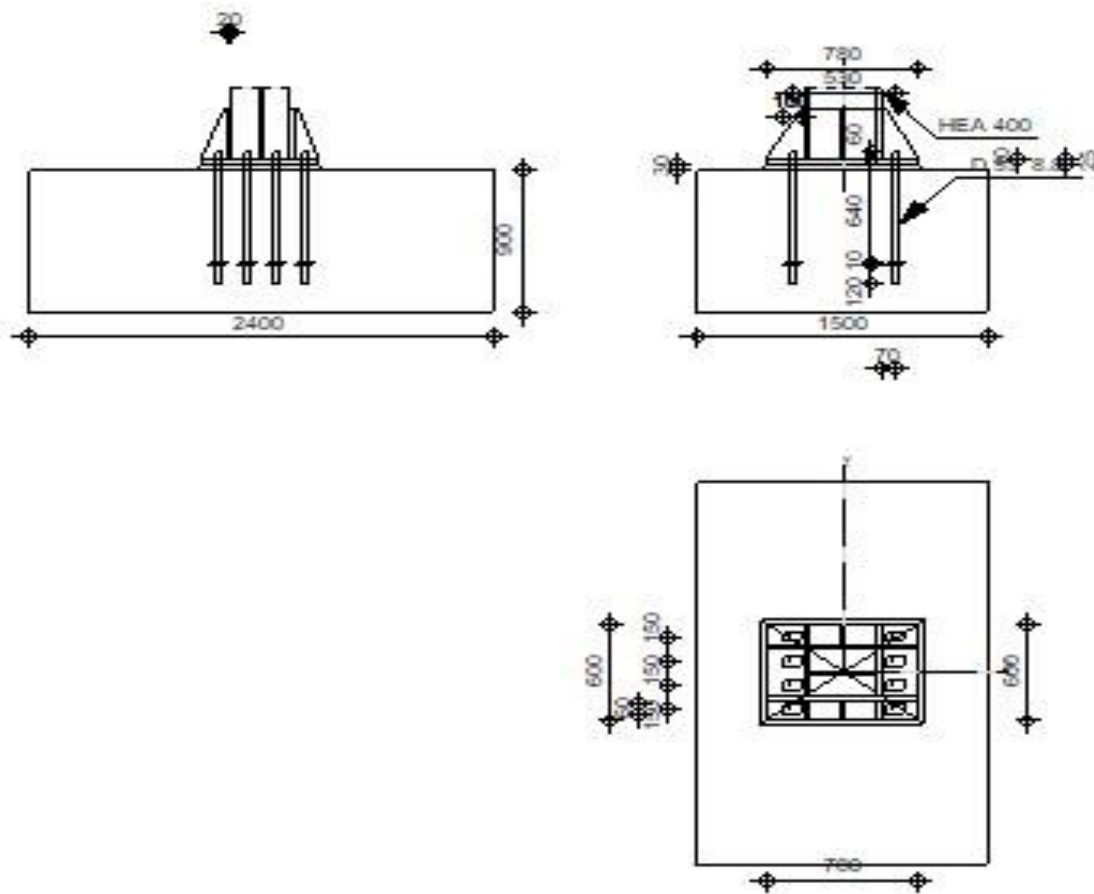
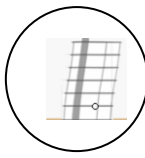


Figure IX.2 : détails sur l'assemblage pied de poteau encadré .

3. La note de calcul



Pied de poteau encastré :

	Robot Structural Analysis Professional 2024 Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009	OK Ratio 0,82
---	---	---

Général

Assemblage N°: 3

Nom de l'assemblage: Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 8323

Barres de la structure: 1

Géométrie

Poteau

Profilé: HEA 400

Barre N°: 1

$L_c = 4,00$ [m] Longueur du poteau

$a = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 390$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 158,98$ [cm²] Aire de la section du poteau

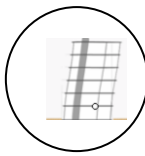
$I_{yc} = 45069,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E28

$f_{yc} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

$f_{uc} = 40500000,00$ [daN/m²] Résistance ultime du matériau

Platine de parcellement



$l_{pd} = 780$ [mm] Longueur

$b_{pd} = 600$ [mm] Largeur

$t_{pd} = 25$ [mm] Epaisseur

Matériau: *ACIER E28*

$f_{ypd} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

$f_{upd} = 40500000,00$ [daN/m²] Résistance ultime du matériau

Ancrage

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

Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 55000000,00$ [daN/m²] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 80000000,00$ [daN/m²] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 33$ [mm] Diamètre du boulon

$A_s = 6,94$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 8,55$ [cm²] Aire de la section du boulon

$n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 4$ Nombre de rangés des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 530$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 150; 150$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$ [mm]

$L_2 = 640$ [mm]

$L_3 = 120$ [mm]

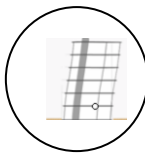
Plaque d'ancrage

$l_p = 100$ [mm] Longueur

$b_p = 100$ [mm] Largeur

$t_p = 10$ [mm] Epaisseur

Matériau: *ACIER E28*



$f_y = 27500000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$ Résistance

Platine

$l_{wd} = 100 \text{ [mm]}$ Longueur

$b_{wd} = 60 \text{ [mm]}$ Largeur

$t_{wd} = 10 \text{ [mm]}$ Epaisseur

Raidisseur

$l_s = 780 \text{ [mm]}$ Longueur

$w_s = 600 \text{ [mm]}$ Largeur

$h_s = 320 \text{ [mm]}$ Hauteur

$t_s = 20 \text{ [mm]}$ Epaisseur

$d_1 = 20 \text{ [mm]}$ Grugeage

$d_2 = 20 \text{ [mm]}$ Grugeage

Coefficients de matériau

$g_{M0} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel

$g_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel

$g_c = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

Semelle isolée

$L = 1500 \text{ [mm]}$ Longueur de la semelle

$B = 2400 \text{ [mm]}$ Largeur de la semelle

$H = 900 \text{ [mm]}$ Hauteur de la semelle

Béton

Classe *BETON35*

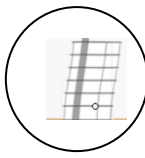
$f_{ck} = 3500000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$ Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30 \text{ [mm]}$ Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 1200000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$ Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton



Soudures

$a_p = 7$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_s = 4$ [mm] Raidisseurs

Efforts

Cas: 54: Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey 46*1.00+44*-0.30+45*-1.00

$N_{j,Ed} = 12858,64$ [daN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = 4082,71$ [daN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = -666,90$ [daN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = 6961,50$ [daN*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = -10928,52$ [daN*m] Moment fléchissant

Résultats

Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 2333333,3$ [daN/m²] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 3410781,1$ [daN/m²] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$c = t_p \cdot \ddot{O}(f_{yp}/(3 \cdot f_j \cdot g_{M0}))$

$c = 39$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 97$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 378$ [mm] Longueur effective de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 367,39$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

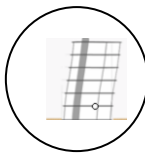
$A_{c1} = 3306,5$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rd1} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \ddot{O}(A_{c1}/A_{c0}) \leq 3 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd}$

$F_{rd1} = 257174,96$ [daN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

$b_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = b_j \cdot F_{rd1} / (b_{eff} \cdot l_{eff})$



$$f_{jd} = 4666666,67 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]}$$

$$A_{c,y} = 891,42 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de flexion } M_y \text{ [6.2.8.3.(1)]}$$

$$A_{c,z} = 1033,34 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de flexion } M_z \text{ [6.2.8.3.(1)]}$$

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$$F_{c,Rd,y} = 415998,04 \text{ [daN]} \text{ Résistance du béton à la flexion } M_y \text{ [6.2.8.3.(1)]}$$

$$F_{c,Rd,z} = 482223,89 \text{ [daN]} \text{ Résistance du béton à la flexion } M_z \text{ [6.2.8.3.(1)]}$$

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$$CL = 1,00 \text{ Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]}$$

$$W_{pl,y} = 10595,80 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{c,Rd,y} = 264895,0 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_{f,y} = 458 \text{ [mm]} \text{ Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$$F_{c,fc,Rd,y} = 578582,09 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]}$$

$$W_{pl,z} = 9218,86 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{c,Rd,z} = 230471,5 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_{f,z} = 369 \text{ [mm]} \text{ Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$$

$$F_{c,fc,Rd,z} = 624602,27 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]}$$

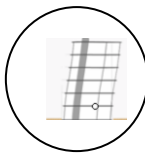
RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$$F_{C,Rd,y} = 415998,04 \text{ [daN]} \text{ Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]}$$

$$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$$F_{C,Rd,z} = 482223,89 \text{ [daN]} \text{ Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]}$$



Zone tendue

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$$A_b = 6,94 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de section efficace du boulon} \quad [Tableau 3.4]$$

$$f_{ub} = \frac{80000000,0}{0} \quad [daN/m^2] \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [Tableau 3.4]$$

$$\beta = 0,85 \quad \text{Coefficient de réduction de la résistance du boulon} \quad [3.6.1.(3)]$$

$$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0,9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd,s1} = 33978,24 [daN] \quad \text{Résistance du boulon à la rupture} \quad [Tableau 3.4]$$

$$F_{t,Rd,s} = F_{t,Rd,s1}$$

$$F_{t,Rd,s} = 33978,24 [daN] \quad \text{Résistance du boulon à la rupture}$$

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = F_{t,Rd,s}$$

$$F_{t,Rd} = 33978,24 [daN] \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à traction}$$

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

$$\text{Moment fléchissant } M_{j,Ed,y}$$

$$l_{eff,1} = 362 \quad [mm] \quad \text{Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1} \quad [6.2.6.5]$$

$$l_{eff,2} = 362 \quad [mm] \quad \text{Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

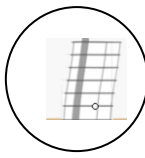
$$m = 67 \quad [mm] \quad \text{Pince boulon-bord de renforcement} \quad [6.2.6.5]$$

$$M_{pl,1,Rd} = 1414,34 \quad [daN * m] \quad \text{Résistance plastique de la dalle pour le mode 1} \quad [6.2.4]$$

$$M_{pl,2,Rd} = 1414,34 \quad [daN * m] \quad \text{Résistance plastique de la dalle pour le mode 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,1,Rd} = 84337,13 [daN] \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 1} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,2,Rd} = 94248,79 [daN] \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 2} \quad [6.2.4]$$



$$l_{eff,1} = 362 \quad [mm] \quad \text{Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1} \quad [6.2.6.5]$$

$$F_{T,3,Rd} = \frac{135912,9}{6} [daN] \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 3} \quad [6.2.4]$$

$$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$$F_{t,pl,Rd,y} = 84337,13 [daN] \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode à la traction} [6.2.4]$$

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$$l_{eff,1} = 362 \quad [mm] \quad \text{Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1} \quad [6.2.6.5]$$

$$l_{eff,2} = 362 \quad [mm] \quad \text{Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 67 \quad [mm] \quad \text{Pince boulon-bord de renforcement} \quad [6.2.6.5]$$

$$M_{pl,1,Rd} = 1414,34 [daN*m] \quad \text{Résistance plastique de la dalle pour le mode 1} \quad [6.2.4]$$

$$M_{pl,2,Rd} = 1414,34 [daN*m] \quad \text{Résistance plastique de la dalle pour le mode 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{84337,1}{3} [daN] \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 1} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{55781,2}{4} [daN] \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,3,Rd} = \frac{67956,4}{8} [daN] \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 3} \quad [6.2.4]$$

$$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$$F_{t,pl,Rd,z} = 55781,24 [daN] \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode à la traction} [6.2.4]$$

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

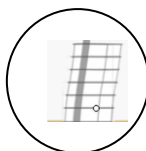
$$N_{j,Rd} = 168674,27 [daN] \quad \text{Résistance de la semelle à la traction axiale} [6.2.8.3]$$

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$$F_{T,Rd,y} = 84337,13 [daN] \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone tendue} [6.2.8.3]$$

$$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$$

$$F_{T,Rd,z} = 55781,24 [daN] \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone tendue} [6.2.8.3]$$



Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,08 < 1,00$	vérifié (0,08)
---------------------------------------	---------------	----------------

$e_y = 541$ [mm] Excentricité de l'effort axial [6.2.8.3]

$z_{c,y} = 229$ [mm] Bras de levier $F_{C,Rd,y}$ [6.2.8.1.(2)]

$z_{t,y} = 265$ [mm] Bras de levier $F_{T,Rd,y}$ [6.2.8.1.(3)]

$M_{j,Rd,y} = 29276,46$ [daN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,24 < 1,00$	vérifié (0,24)
---	---------------	----------------

$e_z = 850$ [mm] Excentricité de l'effort axial [6.2.8.3]

$z_{c,z} = 184$ [mm] Bras de levier $F_{C,Rd,z}$ [6.2.8.1.(2)]

$z_{t,z} = 225$ [mm] Bras de levier $F_{T,Rd,z}$ [6.2.8.1.(3)]

$M_{j,Rd,z} = 18767,98$ [daN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,58 < 1,00$	vérifié (0,58)
---	---------------	----------------

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,82 < 1,00$	vérifié (0,82)
--	---------------	----------------

Cisaillement

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

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

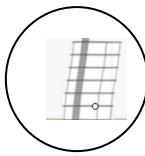
$a_{d,y} = 0,71$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$a_{b,y} = 0,71$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * a_{b,y} * f_{up} * d * t_p / g_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 47732,1$ [daN Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque [6.2.2.(7
= 4] d'assise)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$a_{d,z} = 1,19$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$a_{b,z} = 1,00$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]



$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * a_{b,z} * f_{up} * d * t_p / g_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 66825,0 \text{ [daN Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque [6.2.2.(7)} \\ = 0 \text{] d'assise)]}$$

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$a_b =$	0,28	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} =$	8,55 [cm ²]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} =$	80000000,00 [daN/m ²]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$g_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = a_b * f_{ub} * A_{vb} / g_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 15053,2 \text{ [daN Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de [6.2.2.(7)} \\ = 6 \text{] levier]}$$

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$$C_{f,d} = 0,30 \text{ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]}$$

$$N_{c,Ed} = 0,00 \text{ [daN] Effort de compression [6.2.2.(6)]}$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 0,00 \text{ [daN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]}$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 120426,04 \text{ [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié (0,03)}$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$$

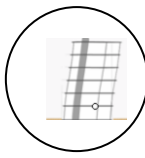
$$V_{j,Rd,z} = 120426,04 \text{ [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié (0,01)}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,04 < 1,00 \quad \text{vérifié (0,04)}$$

Contrôle des raidisseurs

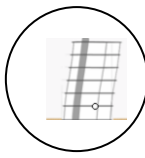
Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau



$M_l = 1214,06$	$[daN*m]$	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_l = 17343,68$	$[daN]$	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s = 92$	$[mm]$	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s = 15775,94$	$[cm^4]$	Moment d'inertie du raidisseur	
$s_d = 515025,85$	$[daN/m^2]$	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$s_g = 1947575,57$	$[daN/m^2]$	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$t = 2709949,84$	$[daN/m^2]$	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$s_z = 4721941,97$	$[daN/m^2]$	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max (s_g, t / (0.58), s_z) / (f_{yp}/g_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,19 < 1,00$			vérifié (0,19)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$M_l = 657,94$	$[daN*m]$	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_l = 11962,46$	$[daN]$	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s = 113$	$[mm]$	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s = 13474,40$	$[cm^4]$	Moment d'inertie du raidisseur	
$s_d = 427914,05$	$[daN/m^2]$	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$s_g = 1134599,21$	$[daN/m^2]$	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$t = 1869134,50$	$[daN/m^2]$	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$s_z = 3265593,62$	$[daN/m^2]$	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max (s_g, t / (0.58), s_z) / (f_{yp}/g_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,13 < 1,00$			vérifié (0,13)



$$s^{\wedge} = 0,00 \quad [daN/m^2] \text{ Contrainte normale dans la soudure } [4.5.3.(7)]$$

$$s_z = 0,00 \quad [daN/m^2] \text{ Contrainte totale équivalente } [4.5.3.(7)]$$

$$b_W = 0,85 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance } [4.5.3.(7)]$$

$$\max (s^{\wedge}, t_{II} * \ddot{O}3, s_z) / (f_w / (b_W * g_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,31 < 1,00 \quad \text{vérifié } (0,31)$$

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$$s^{\wedge} = 3407450,26 \quad [daN/m^2] \text{ Contrainte normale dans la soudure } [4.5.3.(7)]$$

$$t^{\wedge} = 3407450,26 \quad [daN/m^2] \text{ Contrainte tangentielle perpendiculaire } [4.5.3.(7)]$$

$$t_{II} = 4672836,24 \quad [daN/m^2] \text{ Contrainte tangentielle parallèle } [4.5.3.(7)]$$

$$s_z = 10580598,50 \quad [daN/m^2] \text{ Contrainte totale équivalente } [4.5.3.(7)]$$

$$b_W = 0,85 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance } [4.5.3.(7)]$$

$$\max (s^{\wedge}, t_{II} * \ddot{O}3, s_z) / (f_w / (b_W * g_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,28 < 1,00 \quad \text{vérifié } (0,28)$$

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

$$s^{\wedge} = 3407450,26 \quad [daN/m^2] \text{ Contrainte normale dans la soudure } [4.5.3.(7)]$$

$$t^{\wedge} = 3407450,26 \quad [daN/m^2] \text{ Contrainte tangentielle perpendiculaire } [4.5.3.(7)]$$

$$t_{II} = 4672836,24 \quad [daN/m^2] \text{ Contrainte tangentielle parallèle } [4.5.3.(7)]$$

$$s_z = 10580598,50 \quad [daN/m^2] \text{ Contrainte totale équivalente } [4.5.3.(7)]$$

$$b_W = 0,85 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance } [4.5.3.(7)]$$

$$\max (s^{\wedge}, t_{II} * \ddot{O}3, s_z) / (f_w / (b_W * g_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,28 < 1,00 \quad \text{vérifié } (0,28)$$

Soudures horizontales des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$$s^{\wedge} = 7861431,41 \quad [daN/m^2] \text{ Contrainte normale dans la soudure } [4.5.3.(7)]$$

$$t^{\wedge} = 7861431,41 \quad [daN/m^2] \text{ Contrainte tangentielle perpendiculaire } [4.5.3.(7)]$$

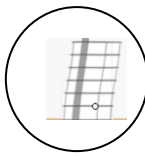
$$t_{II} = 8417051,50 \quad [daN/m^2] \text{ Contrainte tangentielle parallèle } [4.5.3.(7)]$$

$$s_z = 21441750,94 \quad [daN/m^2] \text{ Contrainte totale équivalente } [4.5.3.(7)]$$

$$b_W = 0,85 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance } [4.5.3.(7)]$$

$$\max (s^{\wedge}, t_{II} * \ddot{O}3, s_z) / (f_w / (b_W * g_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,56 < 1,00 \quad \text{vérifié } (0,56)$$

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)



$$s^{\wedge} = 8133401,09 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]}$$

$$t^{\wedge} = 8133401,09 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]}$$

$$t_{II} = 5101218,33 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]}$$

$$s_z = 18511513,66 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]}$$

$$b_W = 0,85 \text{ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]}$$

$$\max (s^{\wedge}, t_{II} * \ddot{O}3, s_z) / (f_w / (b_W * g_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1) } 0,49 < 1,00 \text{ vérifié (0,49)}$$

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

$$s^{\wedge} = 8133401,09 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]}$$

$$t^{\wedge} = 8133401,09 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]}$$

$$t_{II} = 5801710,35 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]}$$

$$s_z = 19120365,63 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]}$$

$$b_W = 0,85 \text{ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]}$$

$$\max (s^{\wedge}, t_{II} * \ddot{O}3, s_z) / (f_w / (b_W * g_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1) } 0,50 < 1,00 \text{ vérifié (0,50)}$$

Rigidité de l'assemblage

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$$b_{eff} = 97 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]}$$

$$l_{eff} = 378 \text{ [mm]} \text{ Longueur effective de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]}$$

$$k_{13,y} = E_c * \ddot{O}(b_{eff} * l_{eff}) / (1.275 * E)$$

$$k_{13,y} = 26 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]}$$

$$l_{eff} = 362 \text{ [mm]} \text{ Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2 [6.2.6.5]}$$

$$m = 67 \text{ [mm]} \text{ Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]}$$

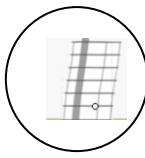
$$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$$

$$k_{15,y} = 8 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]}$$

$$L_b = 346 \text{ [mm]} \text{ Longueur effective du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]}$$

$$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$$

$$k_{16,y} = 3 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]}$$



$$l_{0,y} = 0,27 \quad \text{Elancement du poteau} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

$$S_{j,ini,y} = 7990437,30 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [Tableau 6.12]$$

$$S_{j,rig,y} = 70984305,00 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y} \text{ SEMI-RIGIDE} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

Moment fléchissant $M_{i,Ed,z}$

$$k_{13,z} = E_c * \ddot{O}(A_{c,z}) / (1.275 * E)$$

$$k_{13,z} = 43 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité du béton comprimé} \quad [Tableau 6.11]$$

$$l_{eff} = 362 \text{ [mm]} \text{ Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 67 \text{ [mm]} \text{ Pince boulon-bord de renforcement} \quad [6.2.6.5]$$

$$k_{15,z} = 0.425 * l_{eff}^3 * t_p^3 / (m^3)$$

$$k_{15,z} = 8 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction} \quad [Tableau 6.11]$$

$$L_b = 346 \text{ [mm]} \text{ Longueur effective du boulon d'ancrage} \quad [Tableau 6.11]$$

$$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$$

$$k_{16,z} = 3 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction} \quad [Tableau 6.11]$$

$$l_{0,z} = 0,63 \quad \text{Elancement du poteau} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

$$S_{j,ini,z} = 6420090,94 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,rig,z} = 13488032,25 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z} \text{ SEMI-RIGIDE} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

Composant le plus faible:

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,82

IX.2.2. Assemblage de l'encastrement Traverse-Poteau

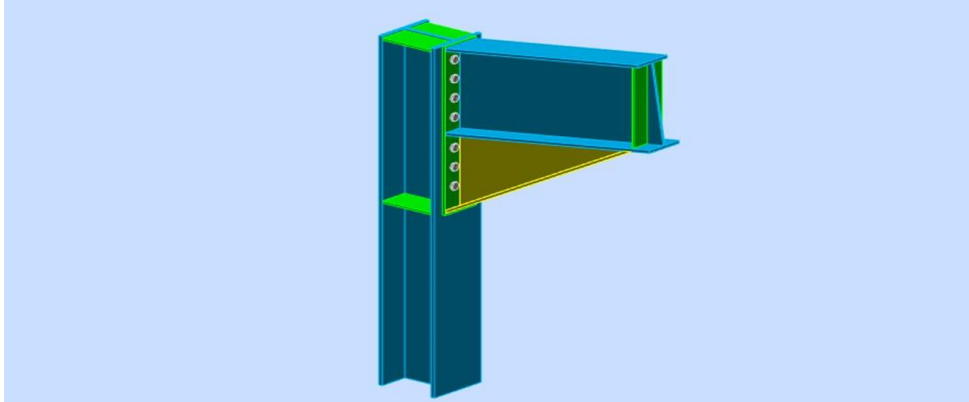


Figure IX.3 : représentation de l'assemblage traverse-poteau

Cet assemblage constitue de 7 boulons 8.8 de diamètre de 18 mm , la platine a une épaisseur de 20 mm .

1. Les composants de l'assemblage

- *Poteau HEA 400*
- *Traverse IPE 500*
- *Platine 1030×200×20*

2. Disposition des boulons

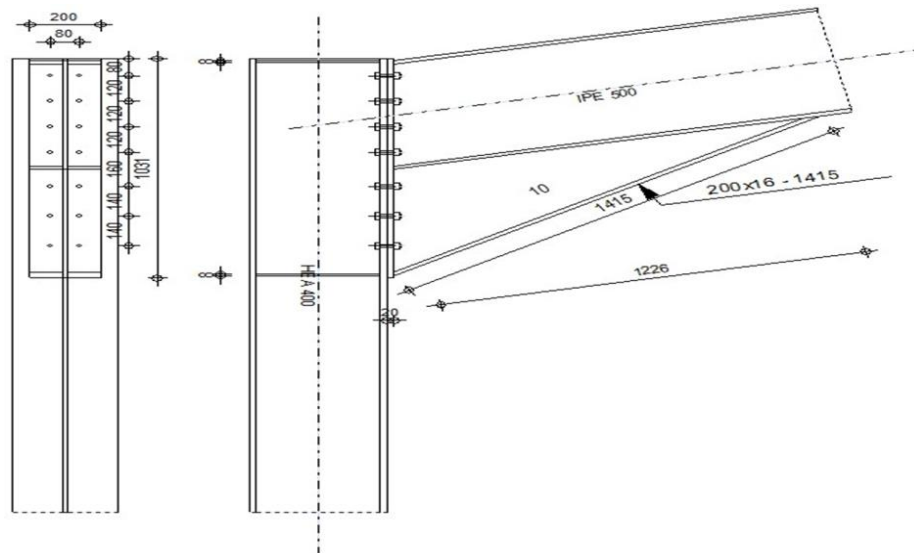
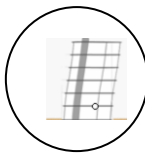


Figure IX.4 :disposition des boulons de l'assemblage traverse-poteau

3. La note de calcul



	Robot Structural Analysis Professional 2024 Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau EN 1993-1-8:2005/AC:2009	OK Ratio 0,20
---	--	---

Général

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage: Angle de portique

Noeud de la structure: 8334

Barres de la structure: 10, 11

Géométrie

Poteau

Profilé: HEA 400

Barre N°: 10

$a = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 390$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

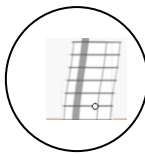
$A_c = 158,98$ [cm²] Aire de la section du poteau

$I_{xc} = 45069,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E28

$f_{yc} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

Poutre



Profilé: IPE 500

Barre N°: 11

$\alpha = 11,8$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 500$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_f = 200$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 16$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$r_b = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 115,52$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{xb} = 48198,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28

$f_{yb} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

Boulons

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

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$F_{tRd} = 11304,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 7$ Nombre de rangées des boulons

$h_l = 80$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 80$ [mm]

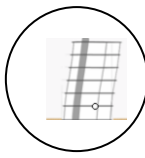
Entraxe $p_i = 120; 120; 120; 160; 140; 140$ [mm]

Platine

$h_p = 1031$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 200$ [mm] Largeur de la platine

$t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine



Matériau: ACIER

$f_{yp} = 23500000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$ Résistance

Jarret inférieur

$w_d = 200 \text{ [mm]}$ Largeur de la platine

$t_{fd} = 16 \text{ [mm]}$ Epaisseur de l'aile

$h_d = 500 \text{ [mm]}$ Hauteur de la platine

$t_{wd} = 10 \text{ [mm]}$ Epaisseur de l'âme

$l_d = 1226 \text{ [mm]}$ Longueur de la platine

$\alpha = 32,0 \text{ [Deg]}$ Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

$f_{ybu} = 27500000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$ Résistance

Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} = 352 \text{ [mm]}$ Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 144 \text{ [mm]}$ Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 8 \text{ [mm]}$ Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ysu} = 27500000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$ Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 352 \text{ [mm]}$ Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 144 \text{ [mm]}$ Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 8 \text{ [mm]}$ Epaisseur du raidisseur

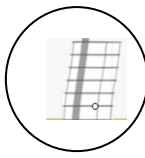
Matériau: ACIER E28

$f_{ysu} = 27500000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$ Résistance

Soudures d'angle

$a_w = 8 \text{ [mm]}$ Soudure âme

$a_f = 12 \text{ [mm]}$ Soudure semelle



$$a_w = 8 \quad [mm] \quad \text{Soudure âme}$$

$$a_s = 8 \quad [mm] \quad \text{Soudure du raidisseur}$$

$$a_{fd} = 5 \quad [mm] \quad \text{Soudure horizontale}$$

Coefficients de matériau

$$g_{M0} = 1,10 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

$$g_{M1} = 1,10 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

$$g_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

$$g_{M3} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

Efforts

Etat limite: ultime

$$\text{Cas: } 12: ELU/9 = 1 \cdot 1.35 + 3 \cdot 1.50 \quad 1 \cdot 1.35 + 3 \cdot 1.50$$

$$M_{b1,Ed} = 11293,88 [daN \cdot m] \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite}$$

$$V_{b1,Ed} = 5646,73 [daN] \quad \text{Effort tranchant dans la poutre droite}$$

$$N_{b1,Ed} = -9728,49 [daN] \quad \text{Effort axial dans la poutre droite}$$

$$M_{c1,Ed} = 11293,88 [daN \cdot m] \quad \text{Moment fléchissant dans le poteau inférieur}$$

$$V_{c1,Ed} = 9728,49 [daN] \quad \text{Effort tranchant dans le poteau inférieur}$$

$$N_{c1,Ed} = -6205,24 [daN] \quad \text{Effort axial dans le poteau inférieur}$$

Résultats

Résistances de la poutre

COMPRESSION

$$A_b = 115,52 [cm^2] \quad \text{Aire de la section} \quad EN1993-1-1:[6.2.4]$$

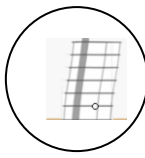
$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / g_{M0}$$

$$N_{cb,Rd} = 288800,00 [daN] \quad \text{Résistance de calcul de la section à la compression} \quad EN1993-1-1:[6.2.4]$$

CISAILLEMENT

$$A_{vb} = 110,87 [cm^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]$$

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / g_{M0}$$



$V_{cb,Rd} = 160029,9 \text{ [daN]}$ Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,04 < 1,00$ vérifié (0,04)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 2194,12 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 54853,00 \text{ [daN*m]}$ Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 5037,87 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

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

$M_{cb,Rd} = 125946,73 \text{ [daN*m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 125946,7 \text{ [daN*m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 993 \text{ [mm]}$ Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 126818,01 \text{ [daN]}$ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

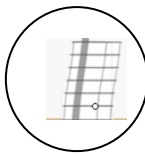
Pression diamétrale:

$b = 11,8 \text{ [Deg]}$ Angle entre la platine d'about et la poutre

$g = 32,0 \text{ [Deg]}$ Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 265 \text{ [mm]}$ Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 59,87 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]



$b = 11,8$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$w = 0,89$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$s_{com,Ed} = 5833165, [daN/m^2]$ Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$$F_{c,wb,Rd1} = [w k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / g_{M0}] \cos(g) / \sin(g - b)$$

$F_{c,wb,Rd1} = 147380,00 [daN]$ Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 426 [mm]$ Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$l_p = 1,11$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$r = 0,74$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$$F_{c,wb,Rd2} = [w k_{wc} r b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / g_{M1}] \cos(g) / \sin(g - b)$$

$F_{c,wb,Rd2} = 108746,18 [daN]$ Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0,8 * g_{M0})$$

$F_{c,wb,Rd3} = 100000,00 [daN]$ Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1} , F_{c,wb,Rd2} , F_{c,wb,Rd3})$$

$F_{c,wb,Rd,low} = 100000,00 [daN]$ Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistances du poteau

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

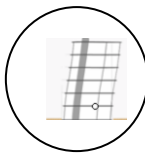
$M_{b1,Ed} = 11293,88 [daN*m]$ Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0,00 [daN*m]$ Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = 9728,49 [daN]$ Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = 0,00 [daN]$ Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$z = 871 [mm]$ Bras de levier [6.2.5]



$$t_{wc} = 11 \quad [mm] \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$A_s = 18,83 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \begin{matrix} EN1993-1- \\ 1:[6.2.4] \end{matrix}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = w k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / g_{M0} + A_s f_{ys} / g_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 119595,88 [daN] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 298 [mm] \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$l_p = 0,95 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$r = 0,83 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$l_s = 3,38 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad EN1993-1-1:[6.3.1.2]$$

$$c_s = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad EN1993-1-1:[6.3.1.2]$$

$$F_{c,wc,Rd2} = w k_{wc} r b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / g_{M1} + A_s c_s f_{ys} / g_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 107298,43 [daN] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 107298,43 [daN] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

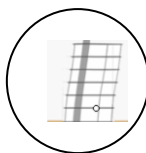
$$t_{wc} = 11 \quad [mm] \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 320 \quad [mm] \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 57,33 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \begin{matrix} EN1993-1- \\ 1:[6.2.6.(3)] \end{matrix}$$

$$w = 0,82 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$s_{com,Ed} = 4124085, [daN/m^2] \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$



$t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$A_s = 18,83$ [cm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]

$$F_{c,wc,Rd1} = w k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / g_{M0} + A_s f_{ys} / g_{M0}$$

$F_{c,wc,Rd1} = 119216,04$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 298$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$l_p = 0,95$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$r = 0,83$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$l_s = 3,38$ Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$c_s = 1,00$ Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$$F_{c,wc,Rd2} = w k_{wc} r b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / g_{M1} + A_s c_s f_{ys} / g_{M1}$$

$F_{c,wc,Rd2} = 107155,61$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$$

$F_{c,wc,Rd,upp} = 107155,61$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

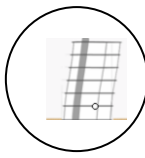
Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	<i>l</i> _{eff,cp}	<i>l</i> _{eff,nc}	<i>l</i> _{eff,1}	<i>l</i> _{eff,2}	<i>l</i> _{eff,cp,g}	<i>l</i> _{eff,nc,g}	<i>l</i> _{eff,1,g}	<i>l</i> _{eff,2,g}
1	13	-	110	-	120	81	103	81	103	161	69	69	69
2	13	-	110	-	120	81	189	81	189	240	120	120	120
3	13	-	110	-	120	81	189	81	189	240	120	120	120
4	13	-	110	-	140	81	189	81	189	280	140	140	140
5	13	-	110	-	150	81	189	81	189	300	150	150	150
6	13	-	110	-	140	81	189	81	189	280	140	140	140
7	13	-	110	-	140	81	103	81	103	181	79	79	79

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	<i>l</i> _{eff,cp}	<i>l</i> _{eff,nc}	<i>l</i> _{eff,1}	<i>l</i> _{eff,2}	<i>l</i> _{eff,cp,g}	<i>l</i> _{eff,nc,g}	<i>l</i> _{eff,1,g}	<i>l</i> _{eff,2,g}
1	26	-	60	-	120	162	185	162	185	201	156	156	156
2	26	-	60	-	120	162	178	162	178	240	120	120	120
3	26	-	60	-	120	162	178	162	178	240	120	120	120



4	26	-	60	-	140	162	178	162	178	280	140	140	140
5	26	-	60	-	150	162	178	162	178	300	150	150	150
6	26	-	60	-	140	162	178	162	178	280	140	140	140
7	26	-	60	-	140	162	178	162	178	221	159	159	159

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

$l_{eff,cp}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires

$l_{eff,nc}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires

$l_{eff,1}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1

$l_{eff,2}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2

$l_{eff,cp,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

$l_{eff,nc,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

$l_{eff,1,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1

$l_{eff,2,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la compression

$$N_{j,Rd} = \min (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 200000,00 [daN] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]}$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,05 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

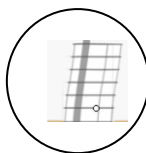
Résistance de l'assemblage à la flexion

$$F_{t,Rd} = 11304,00 [daN] \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [Tableau 3.4]$$

$$B_{p,Rd} = 26419,54 [daN] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]}$$

$$F_{t,fc,Rd} \quad \text{– résistance de la semelle du poteau à la flexion}$$

$$F_{t,wc,Rd} \quad \text{– résistance de l'âme du poteau à la traction}$$



$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = w b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / g_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

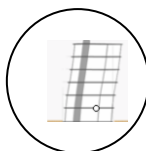
$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / g_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	21947,24	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 21947,24$	21947,24	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 41415,64$	41415,64	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52839,08$	52839,08	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b = 76222,20$	76222,20	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 107298,43$	107298,43	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 126818,01$	126818,01	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 100000,00$	100000,00	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	21947,24	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 21947,24$	21947,24	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 41415,64$	41415,64	Ame de la poutre - traction



$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$B_{p,Rd} = 52839,08$	52839,08	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b - \sum I^I F_{ti,Rd} = 76222,20 - 21947,24$	54274,95	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum I^I F_{tj,Rd} = 107298,43 - 21947,24$	85351,19	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum I^I F_{tj,Rd} = 126818,01 - 21947,24$	104870,77	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum I^I F_{tj,Rd} = 100000,00 - 21947,24$	78052,76	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum I^I F_{tj,Rd} = 45216,00 - 21947,24$	23268,76	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum I^I F_{tj,Rd} = 47955,26 - 21947,24$	26008,02	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum I^I F_{tj,Rd} = 45216,00 - 21947,24$	23268,76	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum I^I F_{tj,Rd} = 70293,44 - 21947,24$	48346,20	Ame de la poutre - traction - groupe

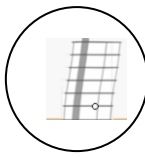
Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 19119,30 [daN] \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	21947,24	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 21947,24$	21947,24	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 41415,64$	41415,64	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52839,08$	52839,08	Boulons au cisaillement /poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b - \sum I^2 F_{ti,Rd} = 76222,20 - 41066,54$	35155,66	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum I^2 F_{tj,Rd} = 107298,43 - 41066,54$	66231,89	Ame du poteau



$F_{c,fb,Rd} - \sum I^2 F_{tj,Rd} = 126818,01 - 41066,54$	85751,47	- compression Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum I^2 F_{tj,Rd} = 100000,00 - 41066,54$	58933,46	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 45216,00 - 19119,30$	26096,70	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 58435,26 - 19119,30$	39315,96	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 67824,00 - 41066,54$	26757,46	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 70344,29 - 41066,54$	29277,75	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 42751,51 - 19119,30$	23632,22	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 61200,00 - 19119,30$	42080,70	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 66747,06 - 41066,54$	25680,52	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 100893,44 - 41066,54$	59826,90	Ame de la poutre - traction - groupe

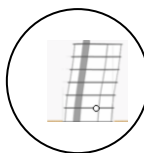
Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

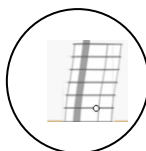
$$F_{t3,Rd} = 16291,35 [daN] \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	18864,30	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 21947,24$	21947,24	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 41415,64$	41415,64	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52839,08$	52839,08	Boulons au cisaillement /poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b - \sum I^3 F_{ti,Rd} = 76222,20 - 57357,89$	18864,30	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum I^3 F_{tj,Rd} = 107298,43 - 57357,89$	49940,54	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum I^3 F_{tj,Rd} = 126818,01 - 57357,89$	69460,12	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum I^3 F_{tj,Rd} = 100000,00 - 57357,89$	42642,11	Ame de la poutre - compression



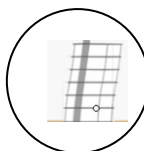
$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,wb,Rd(5)} = 41415,64$	41415,64	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52839,08$	52839,08	Boulons au cisaillement /poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b - \sum_1^4 F_{ti,Rd} = 76222,20 - 70821,30$	5400,90	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 107298,43 - 70821,30$	36477,13	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 126818,01 - 70821,30$	55996,71	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 100000,00 - 70821,30$	29178,70	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 45216,00 - 13463,41$	31752,59	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 67341,07 - 13463,41$	53877,66	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 67824,00 - 29754,76$	38069,24	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 83933,76 - 29754,76$	54178,99	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 90432,00 - 48874,06$	41557,94	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 95191,05 - 48874,06$	46316,99	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 113040,00 - 70821,30$	42218,70	Aile du poteau - traction - groupe



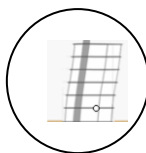
$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 99909,32 - 70821,30$	29088,02	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 45216,00 - 13463,41$	31752,59	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 73950,00 - 13463,41$	60486,59	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 67800,50 - 29754,76$	38045,74	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 104550,00 - 29754,76$	74795,24	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 89176,26 - 48874,06$	40302,20	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 135150,00 - 48874,06$	86275,94	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 113040,00 - 70821,30$	42218,70	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 174843,44 - 70821,30$	104022,14	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

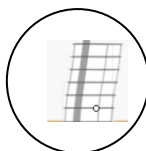
$F_{t6,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t6,Rd,comp}$	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 21947,24$	21947,24	Ame du poteau - traction



$F_{t6,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t6,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,ep,Rd(6)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 41415,64$	41415,64	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52839,08$	52839,08	Boulons au cisaillement /poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b - \sum l^5 F_{ti,Rd} = 76222,20 - 76222,20$	0,00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum l^5 F_{tj,Rd} = 107298,43 - 76222,20$	31076,24	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum l^5 F_{tj,Rd} = 126818,01 - 76222,20$	50595,81	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum l^5 F_{tj,Rd} = 100000,00 - 76222,20$	23777,80	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum s^5 F_{tj,Rd} = 45216,00 - 5400,90$	39815,10	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum s^5 F_{tj,Rd} = 67341,07 - 5400,90$	61940,17	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum s^4 F_{tj,Rd} = 67824,00 - 18864,30$	48959,70	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum s^4 F_{tj,Rd} = 86130,15 - 18864,30$	67265,85	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum s^3 F_{tj,Rd} = 90432,00 - 35155,66$	55276,34	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum s^3 F_{tj,Rd} = 96674,70 - 35155,66$	61519,05	Ame du poteau - traction - groupe



$F_{t6,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t6,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,fc,Rd}(6 + 5 + 4 + 3 + 2) - \sum s^2 F_{tj,Rd} = 113040,00 - 54274,95$	58765,05	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd}(6 + 5 + 4 + 3 + 2) - \sum s^2 F_{tj,Rd} = 103839,55 - 54274,95$	49564,59	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd}(6 + 5 + 4 + 3 + 2 + 1) - \sum s^1 F_{tj,Rd} = 135648,00 - 76222,20$	59425,80	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd}(6 + 5 + 4 + 3 + 2 + 1) - \sum s^1 F_{tj,Rd} = 106891,92 - 76222,20$	30669,72	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd}(6 + 5) - \sum s^5 F_{tj,Rd} = 45216,00 - 5400,90$	39815,10	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(6 + 5) - \sum s^5 F_{tj,Rd} = 73950,00 - 5400,90$	68549,10	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd}(6 + 5 + 4) - \sum s^4 F_{tj,Rd} = 67824,00 - 18864,30$	48959,70	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(6 + 5 + 4) - \sum s^4 F_{tj,Rd} = 109650,00 - 18864,30$	90785,70	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd}(6 + 5 + 4 + 3) - \sum s^3 F_{tj,Rd} = 90432,00 - 35155,66$	55276,34	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(6 + 5 + 4 + 3) - \sum s^3 F_{tj,Rd} = 140250,00 - 35155,66$	105094,34	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd}(6 + 5 + 4 + 3 + 2) - \sum s^2 F_{tj,Rd} = 112021,31 - 54274,95$	57746,35	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(6 + 5 + 4 + 3 + 2) - \sum s^2 F_{tj,Rd} = 170850,00 - 54274,95$	116575,05	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd}(6 + 5 + 4 + 3 + 2 + 1) - \sum s^1 F_{tj,Rd} = 135648,00 - 76222,20$	59425,80	Platine d'about - traction - groupe



$F_{t6,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t6,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,wb,Rd}(6 + 5 + 4 + 3 + 2 + 1) - \sum s^i F_{tj,Rd} = 210543,44 - 76222,20$	134321,24	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	931	21947,24	22608,00	21947,24	22608,00	41415,64	22608,00	52839,08
2	811	19119,30	22608,00	21947,24	22608,00	41415,64	22608,00	52839,08
3	691	16291,35	22608,00	21947,24	22608,00	41415,64	22608,00	52839,08
4	571	13463,41	22608,00	21947,24	22608,00	41415,64	22608,00	52839,08
5	411	5400,90	22608,00	21947,24	22608,00	41415,64	22608,00	52839,08
6	271	-	22608,00	21947,24	22608,00	41415,64	22608,00	52839,08
7	131	-	22608,00	21947,24	22608,00	41415,64	22608,00	52839,08

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 57126,31 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]}$$

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,20 < 1,00$	vérifié (0,20)
---------------------------------	---------------	----------------

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$a_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$b_{Lf} = 0,82 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]}$$

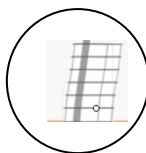
$$F_{v,Rd} = 7962,05 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 11304,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 23360,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 23360,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	22608,00	-1389,78	21947,24	4338,97	2949,19	14440,33
2	22608,00	-1389,78	19119,30	3779,89	2390,10	14721,62



3	22608,00	-1389,78	16291,35	3220,80	1831,02	15002,90
4	22608,00	-1389,78	13463,41	2661,72	1271,93	15284,18
5	22608,00	-1389,78	5400,90	1067,76	-322,03	15924,10
6	22608,00	-1389,78	0,00	0,00	-1389,78	15924,10
7	22608,00	-1389,78	0,00	0,00	-1389,78	15924,10

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum l^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 107221,34 [\text{daN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} [\text{Tableau 3.4}]$$

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,05 < 1,00$	vérifié (0,05)
---------------------------------	---------------	----------------

Résistance des soudures

$$A_w = 223,79 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 77,18 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 146,60 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

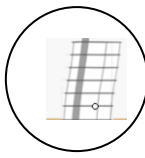
$$I_{wy} = 205151,57 \quad [\text{cm}^4] \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$s_{\wedge}^{\wedge} = t_{\wedge}^{\wedge} = 2568058,79 \quad [\text{daN/m}^2] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$s_{\wedge}^{\wedge} = t_{\wedge}^{\wedge} = 2568058,79 \quad [\text{daN/m}^2] \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$t_{II} = 385167,57 \quad [\text{daN/m}^2] \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$b_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$



$$\ddot{O}[s'^2_{max} + 3*(t'^2_{max})] \leq f_w/(b_w * g_{M2}) \quad 5136117,58 < 36500000,00 \text{ vérifié } (0,14)$$

$$\ddot{O}[s'^2 + 3*(t'^2 + t_{II}^2)] \leq f_w/(b_w * g_{M2}) \quad 5179263,07 < 36500000,00 \text{ vérifié } (0,14)$$

$$s^{\wedge} \leq 0.9*f_w/g_{M2} \quad 2568058,79 < 26280000,00 \text{ vérifié } (0,10)$$

Rigidité de l'assemblage

$$t_{wash} = 4 \quad [mm] \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 12 \quad [mm] \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 16 \quad [mm] \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 61 \quad [mm] \quad \text{Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 4 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	44,80	3008,24
1	931	2	197	65	1	10,02	933,39
2	811	2	233	50	1	9,76	791,96
3	691	2	233	50	1	8,32	575,00
4	571	2	233	58	1	6,90	394,06
5	411	2	233	63	1	4,97	204,53
6	271	2	233	58	1	3,28	88,87
7	131	2	226	66	1	1,56	20,44

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 671 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 7 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

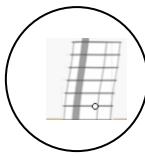
$$A_{vc} = 57,33 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.2.6.(3)]$$

$$b = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 671 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 3 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$



$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 20667718,80 [daN*m] \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$m = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / m \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 20667718,80 [daN*m] \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 6605954,29 [daN*m] \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 412872,14 [daN*m] \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini}^3 S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

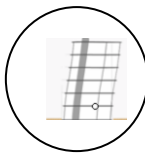
Composant le plus faible:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

Remarques

Pince du boulon trop grande. $151 [mm] > 120 [mm]$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,20
---	-------	------



IX.2.3. Assemblage du faitage (Traverse-Traverse)

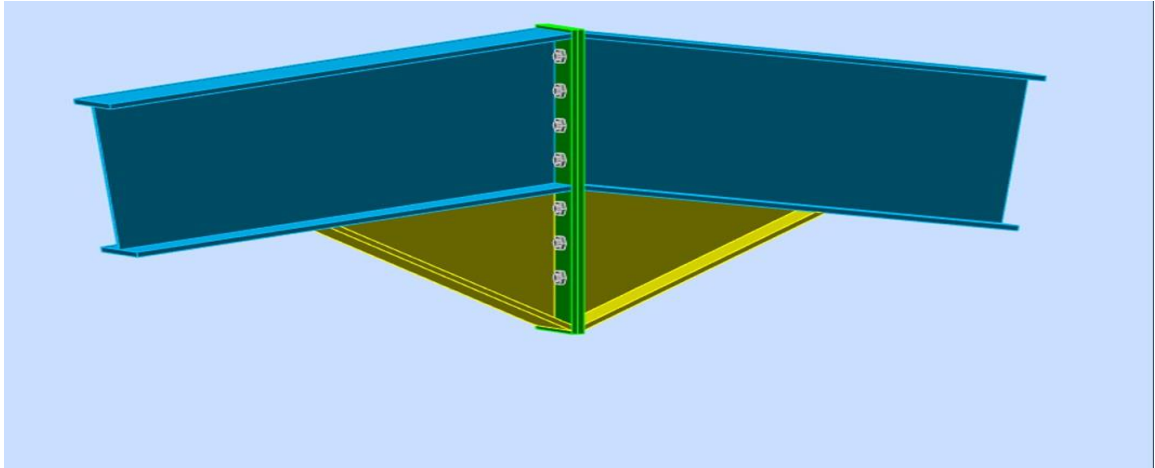


Figure IX.5 : représentation de l'assemblage traverse-traverse

Cet assemblage constitue de 7 boulons 8.8 de diamètre de 18 mm .

1. Les composants de l'assemblage

- Traverse IPE 500
- Platine 1030×200×20

2. Disposition des boulons

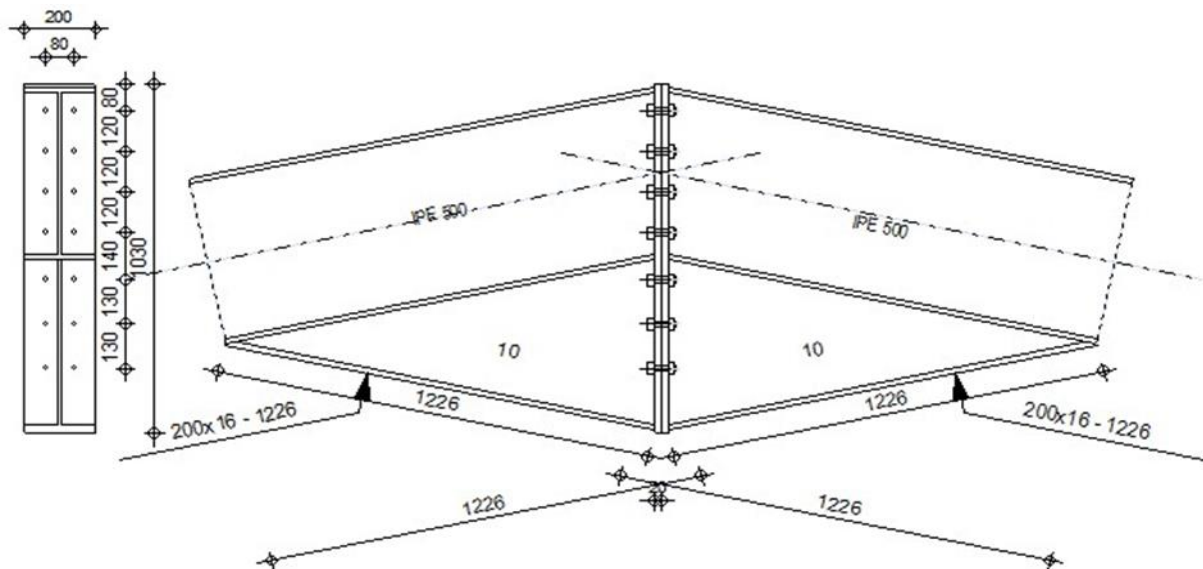
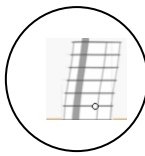


Figure IX.6 : disposition des boulons de l'assemblage traverse-traverse

3. La note de calcul



	Robot Structural Analysis Professional 2024 Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre EN 1993-1-8:2005/AC:2009	OK Ratio 0,14
---	--	-------------------------------------

Général

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage: Poutre - poutre

Noeud de la structure: 8335

Barres de la structure: 11, 12

Géométrie

Gauche

Poutre

Profilé: IPE 500

Barre N°: 11

$a = -168,2$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_{bl} = 500$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{fbl} = 200$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wbl} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fbl} = 16$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_{bl} = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_{bl} = 115,52$ [cm²] Aire de la section de la poutre

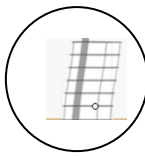
$I_{xbl} = 48198,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28

$f_{yb} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

Droite

Poutre



$$f_{ypr} = 27500000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Résistance}$$

Jarret inférieur

$$w_{rd} = 200 \text{ [mm]} \text{ Largeur de la platine}$$

$$t_{frd} = 16 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur de l'aile}$$

$$h_{rd} = 500 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de la platine}$$

$$t_{wrd} = 10 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur de l'âme}$$

$$l_{rd} = 1226 \text{ [mm]} \text{ Longueur de la platine}$$

$$\alpha_d = 11,8 \text{ [Deg]} \text{ Angle d'inclinaison}$$

Matériau: ACIER E28

$$f_{ybu} = 27500000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Résistance}$$

Soudures d'angle

$$a_w = 8 \text{ [mm]} \text{ Soudure âme}$$

$$a_f = 12 \text{ [mm]} \text{ Soudure semelle}$$

$$a_{fd} = 5 \text{ [mm]} \text{ Soudure horizontale}$$

Coefficients de matériau

$$g_{M0} = 1,10 \text{ Coefficient de sécurité partiel [2.2]}$$

$$g_{M1} = 1,10 \text{ Coefficient de sécurité partiel [2.2]}$$

$$g_{M2} = 1,25 \text{ Coefficient de sécurité partiel [2.2]}$$

$$g_{M3} = 1,25 \text{ Coefficient de sécurité partiel [2.2]}$$

EffortsEtat limite: ultime

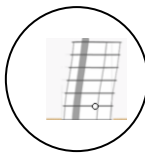
$$\text{Cas: } 14: ELU/11 = 1 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.35 + 4 \cdot 1.35 (1+2+4) \cdot 1.35$$

$$M_{b1,Ed} = 4393,30 \text{ [daN}\cdot\text{m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre droite}$$

$$V_{b1,Ed} = 0,95 \text{ [daN]} \text{ Effort tranchant dans la poutre droite}$$

$$N_{b1,Ed} = -1968,46 \text{ [daN]} \text{ Effort axial dans la poutre droite}$$

RésultatsRésistances de la poutre



COMPRESSION

$$A_b = 115,52 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / g_{M0}$$

$$N_{cb,Rd} = 288800,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la compression} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

CISAILLEMENT

$$A_{vb} = 110,87 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / g_{M0}$$

$$V_{cb,Rd} = 160029,95 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$$W_{plb} = 2194,12 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / g_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 54853,00 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$$W_{pl} = 4811,51 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / g_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 120287,80 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

AILE ET AME EN COMPRESSION

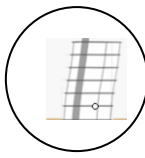
$$M_{cb,Rd} = 120287,8 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 994 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 120966,19 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE



Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	26	-	60	-	120	162	185	162	185	201	156	156	156
2	26	-	60	-	120	162	178	162	178	240	120	120	120
3	26	-	60	-	120	162	178	162	178	240	120	120	120
4	26	-	60	-	130	162	178	162	178	260	130	130	130
5	26	-	60	-	135	162	178	162	178	270	135	135	135
6	26	-	60	-	130	162	178	162	178	260	130	130	130
7	26	-	60	-	130	162	178	162	178	211	154	154	154

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

$l_{eff,cp}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires

$l_{eff,nc}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires

$l_{eff,1}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1

$l_{eff,2}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2

$l_{eff,cp,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

$l_{eff,nc,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

$l_{eff,1,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1

$l_{eff,2,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la compression

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low})$$

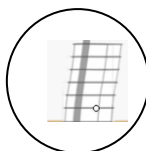
$$N_{j,Rd} = 200000,00 [daN] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]}$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

Résistance de l'assemblage à la flexion

$$F_{t,Rd} = 5529,60 [daN] \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [Tableau 3.4]$$

$$B_{p,Rd} = 32979,18 [daN] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]}$$



$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = w b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / g_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

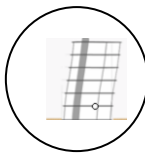
$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / g_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	11059,20	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 11059,20$	11059,20	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 41415,64$	41415,64	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 65958,37$	65958,37	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 120966,19$	120966,19	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 100000,00$	100000,00	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	11059,20	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 11059,20$	11059,20	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 41415,64$	41415,64	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 65958,37$	65958,37	Boulons au cisaillement /poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_l^I F_{tj,Rd} = 120966,19 - 11059,20$	109906,99	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_l^I F_{tj,Rd} = 100000,00 - 11059,20$	88940,80	Ame de la poutre



$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum I^1 F_{tj,Rd} = 22118,40 - 11059,20$	11059,20	- compression Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum I^1 F_{tj,Rd} = 70293,44 - 11059,20$	59234,24	Ame de la poutre - traction - groupe

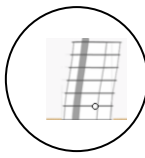
Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 9636,13 \text{ [daN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	11059,20	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 11059,20$	11059,20	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 41415,64$	41415,64	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 65958,37$	65958,37	Boulons au cisaillement /poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum I^2 F_{tj,Rd} = 120966,19 - 20695,33$	100270,86	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum I^2 F_{tj,Rd} = 100000,00 - 20695,33$	79304,67	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 22118,40 - 9636,13$	12482,27	Platine d'about - traction - groupe



$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 61200,00 - 9636,13$	51563,87	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 33177,60 - 20695,33$	12482,27	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 100893,44 - 20695,33$	80198,11	Ame de la poutre - traction - groupe

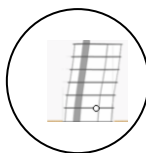
Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 8213,06 [daN] \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	11059,20	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 11059,20$	11059,20	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 41415,64$	41415,64	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 65958,37$	65958,37	Boulons au cisaillement /poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 120966,19 - 28908,39$	92057,80	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 100000,00 - 28908,39$	71091,61	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 22118,40 - 8213,06$	13905,34	Platine d'about



$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
		- traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 63750,00 - 8213,06$	55536,94	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 33177,60 - 17849,19$	15328,41	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 94350,00 - 17849,19$	76500,81	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 44236,80 - 28908,39$	15328,41	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 134043,44 - 28908,39$	105135,05	Ame de la poutre - traction - groupe

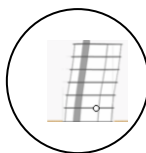
Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 6789,99 \text{ [daN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	11059,20	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 11059,20$	11059,20	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 41415,64$	41415,64	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 65958,37$	65958,37	Boulons au cisaillement /poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 120966,19 - 35698,38$	85267,81	Aile de la poutre - compression



$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{c,wb,Rd} - \sum l^4 F_{ij,Rd} = 100000,00 - 35698,38$	64301,62	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 22118,40 - 6789,99$	15328,41	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 67575,00 - 6789,99$	60785,01	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 33177,60 - 15003,05$	18174,55	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 98175,00 - 15003,05$	83171,95	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 44236,80 - 24639,18$	19597,62	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 128775,00 - 24639,18$	104135,82	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 55296,00 - 35698,38$	19597,62	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 168468,44 - 35698,38$	132770,07	Ame de la poutre - traction - groupe

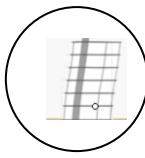
Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 5129,74 [daN] \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

$F_{t6,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t6,Rd,comp}$	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	11059,20	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 11059,20$	11059,20	Platine d'about



$F_{t6,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t6,Rd,comp}$	Composant
		- traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(6 + 5 + 4 + 3 + 2 + 1) - \sum 5^I F_{ij,Rd} = 201618,44 - 40828,12$	160790,33	Ame de la poutre - traction - groupe

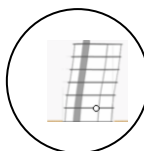
Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$$

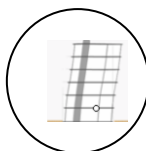
$$F_{t6,Rd} = 3588,08 [daN] \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7

$F_{t7,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t7,Rd,comp}$ p	Composant
$F_{t7,Rd} = \text{Min} (F_{t7,Rd,comp})$	11059,2 0	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(7)} = 11059,20$	11059,2 0	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(7)} = 41415,64$	41415,6 4	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 65958,37$	65958,3 7	Boulons au cisaillement /poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 6^I F_{ij,Rd} = 120966,19 - 44416,19$	76549,9 9	Aile de la poutre - compression



$F_{t7,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t7,Rd,comp}$ p	Composant
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^6 F_{tj,Rd} = 100000,00 - 44416,19$	55583,8 1	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd} = 22118,40 - 3588,08$	18530,3 2	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd} = 72470,51 - 3588,08$	68882,4 3	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{tj,Rd} = 33177,60 - 8717,82$	24459,7 8	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{tj,Rd} = 106895,51 - 8717,82$	98177,6 9	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd} = 44236,80 - 15507,81$	28728,9 9	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd} = 140045,51 - 15507,81$	124537, 7	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{tj,Rd} = 55296,00 - 23720,86$	31575,1 4	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{tj,Rd} = 170645,51 - 23720,86$	146924, 6	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd} = 66355,20 - 33356,99$	32998,2 1	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd} = 201245,51 - 33356,99$	167888, 5	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{tj,Rd} = 77414,40 - 44416,19$	32998,2 1	Platine d'about - traction - groupe



$F_{t7,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t7,Rd,comp}$ p	Composant
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{tj,Rd} = 240938,95 - 44416,19$	196522, 7	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t7,Rd} = F_{t1,Rd} h_7/h_1$$

$$F_{t7,Rd} = 2046,42 [daN] \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]}$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	933	11059,20	-	-	11059,20	41415,64	11059,20	65958,37
2	813	9636,13	-	-	11059,20	41415,64	11059,20	65958,37
3	693	8213,06	-	-	11059,20	41415,64	11059,20	65958,37
4	573	6789,99	-	-	11059,20	41415,64	11059,20	65958,37
5	433	5129,74	-	-	11059,20	41415,64	11059,20	65958,37
6	303	3588,08	-	-	11059,20	41415,64	11059,20	65958,37
7	173	2046,42	-	-	11059,20	41415,64	11059,20	65958,37

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{i,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 31376,84 [daN*m] \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]}$$

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,14 < 1,00$	vérifié (0,14)
---------------------------------	---------------	----------------

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$a_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [Tableau 3.4]$$

$$b_{Lf} = 0,86 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]}$$

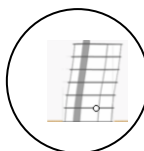
$$F_{v,Rd} = 4220,79 [daN] \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [Tableau 3.4]$$

$$F_{t,Rd,max} = 5529,60 [daN] \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [Tableau 3.4]$$

$$F_{b,Rd,int} = 28800,00 [daN] \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [Tableau 3.4]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 28800,00 [daN] \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [Tableau 3.4]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
----	---------------	---------------	---------------	---------------	-------------	-------------



1	11059,20	-281,21	11059,20	1548,48	1267,27	7750,64
2	11059,20	-281,21	9636,13	1349,22	1068,02	7859,28
3	11059,20	-281,21	8213,06	1149,97	868,76	7967,92
4	11059,20	-281,21	6789,99	950,72	669,51	8076,56
5	11059,20	-281,21	5129,74	718,25	437,04	8203,30
6	11059,20	-281,21	3588,08	502,39	221,18	8320,99
7	11059,20	-281,21	2046,42	286,53	5,32	8438,68

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_i^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 56617,37 [\text{daN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} [\text{Tableau 3.4}]$$

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié (0,00)
---------------------------------	---------------	----------------

Résistance des soudures

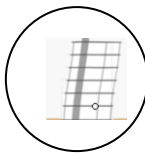
$$A_w = 224,19 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 77,18 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 147,01 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 206552,75 \quad [\text{cm}^4] \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$S_{\gamma_{max}} = t_{\gamma_{max}} = -860857,43 \quad [\text{daN/m}^2] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$



$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 241910171,96 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$m = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / m \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 241910171,96 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 6605954,29 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 412872,14 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \gg S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

Composant le plus faible:

RUPTURE DES BOULONS

Remarques

Pince du boulon trop grande. $190 \text{ [mm]} > 120 \text{ [mm]}$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,14

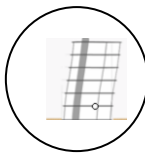
IX.3. Conclusion

Dans ce chapitre , nous avons effectué l'étude et la vérification des différents assemblage de la structure métallique .

les résultats obtenus ont montré qu'un assemblage convenablement choisi permet une bonne transmission des efforts entre les éléments de la structure , ce qui améliore sa cohésion et son homogénéité globale .

Chapitre X

Fondation



X.1. Introduction

Les fondations constituent la partie inférieure de l'ouvrage en contact direct avec le sol support. Elles ont pour fonction principale d'assurer la stabilité de la structure en transmettant de manière adéquate l'ensemble des charges appliquées vers le terrain d'assise.

Les fondations remplissent essentiellement les fonctions suivantes :

- *Recevoir et supporter les charges permanentes ainsi que les charges d'exploitation provenant de la structure.*
- *Répartir et transmettre ces efforts au sol dans des conditions satisfaisantes afin de garantir la sécurité et la stabilité de l'ouvrage.*

Pour assurer leur rôle, les fondations doivent rester en équilibre sous l'action :

- *Des sollicitations transmises par la superstructure.*
- *Des réactions et contraintes exercées par le sol de fondation.*

X.2. Les caractéristiques

➤ *Caractéristiques des matériaux*

Les matériaux utilisés pour le dimensionnement de la fondation sont :

- *L'acier : $F_e = 500 \text{ MPa}$*
- *Béton : $F_{c28} = 30 \text{ MPa}$*

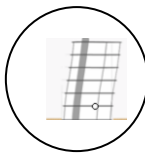
➤ *Caractéristiques géotechniques du sol*

Les paramètres géotechniques pris en compte pour le pré dimensionnement des fondations sont la contrainte admissible du sol, le poids volumique du terrain et la profondeur d'ancrage.

Caractéristique du sol	
Ancrage (m)	2,00
sigma sol (Bar)	2,00
gamma sol (KN/m ³)	18,00

X.3. Dimensions du poteau

Le poteau supportant la structure présente une section rectangulaire de dimensions :



Dimensions du poteau	
$a \text{ (m)}$	0,78
$b \text{ (m)}$	0,60

X.4. Pré dimensionnement de la semelle

Le pré dimensionnement de la semelle isolée a été effectué à partir des caractéristiques mécaniques des matériaux, des dimensions du poteau et des propriétés du sol. Les dimensions :

Pré dimensionnement		Dimensions choisis
$A \text{ (m)}$	0,10	1,20
$B \text{ (m)}$	0,05	1,20
$H \text{ (m)}$	0.3	0,30

X.5. Détermination des sollicitations à la base du poteau

Après la modélisation de la structure et l'application des différentes combinaisons de charges, les efforts transmis à la fondation ont été extraits au niveau de la base du poteau. Les sollicitations considérées sont :

- $N \text{ (KN)}$: effort normal transmis par le poteau à la semelle.
- $M_x \text{ (KN.m)}$: moment fléchissant autour de l'axe X .
- $M_y \text{ (KN.m)}$: moment fléchissant autour de l'axe Y

Les valeurs obtenues pour les combinaisons à l'ELU, à l'ELS et aux différentes combinaisons accidentelles (ACC) sont présentées dans le tableau suivant.

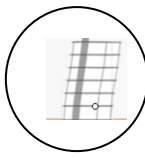


Tableau X.1 : Réactions à la base du poteau utilisées pour le dimensionnement de la semelle isolée.

	Réactions		
	$N \text{ (KN)}$	$M_x \text{ (KN.m)}$	$M_y \text{ (KN.m)}$
ELU	47,16	111,55	120,58
ELS	-22,46	0	-56,27
ACC1	47,16	33,84	120,58
ACC2	14,16	111,55	36,2
ACC3	47,13	-33,45	120,56
ACC4	14,13	-111,55	36,14
ACC5	-47,15	33,45	-120,56
ACC6	-14,13	111,55	-36,14
ACC7	-47,15	-33,38	-120,58
ACC8	-14,16	-111,55	-36,2

➤ Description du schéma :

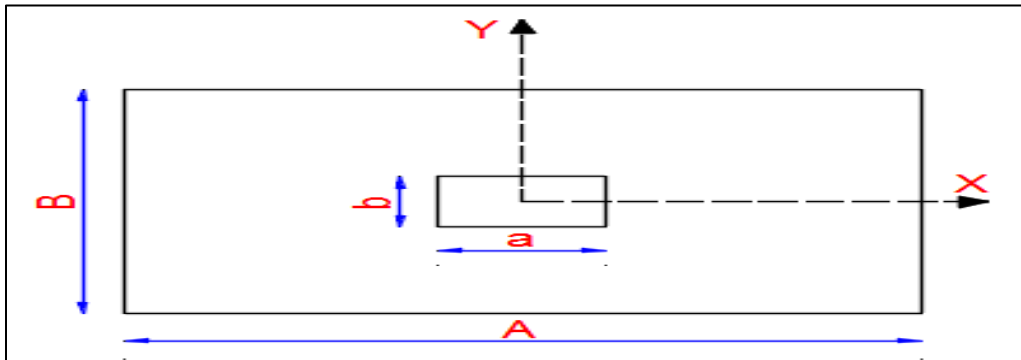
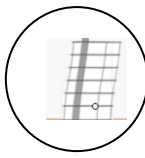


Figure X.1: Dimensions et système d'axes d'une semelle isolée (A , B , a , b)

La semelle isolée est soumise à un effort normal N appliqué au centre du poteau ; à un moment M_x suivant l'axe X ; à un moment M_y suivant l'axe Y .

Avec :

- ✓ A : longueur de la semelle suivant l'axe X ;
- ✓ B : largeur de la semelle suivant l'axe Y ;



- ✓ a : dimension du poteau suivant X ;
- ✓ b : dimension du poteau suivant Y .

Pour le dimensionnement de la semelle isolée, la combinaison la plus défavorable est retenue.

D'après les résultats obtenus, la combinaison ELU présente les sollicitations maximales :

- $N = 47,16 \text{ KN}$
- $M_x = 111,55 \text{ KN.m}$
- $M_y = 120,58 \text{ KN.m}$

Calcul des excentricités

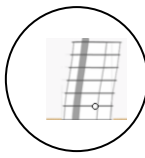
Les excentricités sont déterminées à partir des moments appliqués et de l'effort normal selon

$$e_x = \frac{|M_y|}{N} \quad e_y = \frac{|M_x|}{N}$$

- H_x : excentricité selon l'axe X .
- H_y : excentricité selon l'axe Y .
- $h_{\max}$: valeur maximale de l'excentricité retenue pour la vérification de la semelle.
- N_{total} : charge verticale totale appliquée à la fondation.

Tableau X.2 : Vérification de l'excentricité et calcul de la charge verticale totale de la semelle

Poids avant poteau	23,4
N_{tot}	0,94
Poids des terres	34,992
Poids de la semelle	10,8
$N \text{ total}$	69,192
b/a	0,769230769
A	0,078166489
B	0,060128068
H_x	-0,12546
H_y	-0,08497
$h_{\max}$	-0,08497



Les excentricités ont été calculées afin de vérifier la stabilité de la semelle et la répartition des contraintes sous la fondation. Les valeurs obtenues restent compatibles avec les hypothèses de dimensionnement adoptées

Tableau X.3 : Résultats des excentricités selon les axes X et Y (EX et EY)

EX	EY
2,55682782	2,365351993
1,204099974	0
1,036338009	0,290841584
0,434302716	1,338300221
1,036433349	0,287563831
0,433738989	1,338782074
5,469558116	1,51755739
0,656351022	2,025898079
5,470465475	1,514381635
0,657799099	2,027002471

La combinaison la plus défavorable est retenue pour le dimensionnement et la vérification de la semelle, en considérant les valeurs maximales des excentricités obtenues.

X.6. Vérification au non-poinçonnement

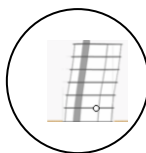
Le poinçonnement constitue l'un des modes de rupture les plus critiques des semelles isolées. Cette vérification consiste à s'assurer que l'épaisseur adoptée pour la semelle est suffisante pour résister aux contraintes de cisaillement développées autour du poteau.

La vérification est effectuée selon la condition :

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Où :

- N_u : effort normal ultime transmis par le poteau.
- U_c : périmètre critique de poinçonnement.
- h : épaisseur de la semelle.



- P_u : **Effort de poinçonnement ultime**, correspondant à la charge verticale ultime transmise par le poteau à la semelle.

Tableau X.4 : Vérification au poinçonnement de la semelle isolée

Vérification au non-poinçonnement		
$P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$		ELA
$P_u(KN)$	47,16	47,16
$a (m)$	0,78	0,78
$b (m)$	0,60	0,6
$h (m)$	0,30	0,3
$U_c (m)$	3,96	3,96
Condition vérifiée		Condition vérifiée

La vérification au non-poinçonnement est satisfaite, l'effort appliqué $P_u = 47.16KN$ reste inférieur à la résistance au poinçonnement de la semelle.

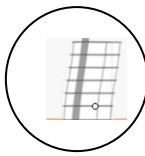
Par conséquent, le risque de poinçonnement est écarté et les dimensions adoptées ($0.78m \times 0.60m \times 0.30m$) sont adéquates

X.7. Ferrailage de la semelle

Calcul des armatures Le calcul des armatures de la semelle est effectué à l'État Limite Ultime (ELU) en tenant compte des différentes combinaisons de charges statiques et sismiques. Les sections d'acier sont déterminées dans les deux directions principales de la semelle (X et Y).

Tableau X.5: Calcul et dimensionnement des armatures de la semelle

	CALCUL DES ARMATURES			
ELU	7,39206955	146,4162	939130,4348	1,559061389
	6,913379983	195,621	939130,4348	2,083001389
ACCI	3,590845022	175,47684	1080000	1,624785556
	1,72710396	120,5712	1080000	1,1164
ACC2	2,08575679	73,01784	1080000	0,676091111
	4,345750552	217,3362	1080000	2,012372222



ACC3	3,591083372	175,44324	1080000	1,624474444
	1,718909579	119,9682	1080000	1,110816667
ACC4	2,084347471	72,94224	1080000	0,675391111
	4,346955186	217,3182	1080000	2,012205556
ACC5	14,67389529	135,84564	1080000	1,25783
	4,793893476	63,4002	1080000	0,587038889
ACC6	2,640877556	61,07304	1080000	0,565491111
	6,064745196	200,3622	1080000	1,855205556
ACC7	14,67616369	135,86664	1080000	1,258024444
	4,785954088	63,2952	1080000	0,586066667
ACC8	2,644497747	61,12344	1080000	0,565957778
	6,067506178	200,3442	1080000	1,855038889

➤ **Résultats obtenus**

Les sections théoriques maximales obtenues sont :

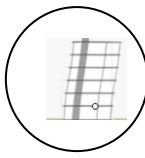
Max $A_s//X$	1,624785556
Max $A_s//Y$	2,083001389

Ces valeurs correspondent aux sollicitations les plus défavorables et sont retenues pour le dimensionnement des armatures.

➤ **Choix des armatures**

Afin de satisfaire les sections théoriques calculées, le ferrailage suivant est adopté :

	Ferrailage de la semelle	
	Section théorique ELU	Choix des armatures
$A//X (cm^2)$	1,62	HA14 $e = 15cm$
$A//Y (cm^2)$	2,08	HA14 $e = 15cm$



➤ **Vérification du ferrailage**

La section d'acier fournie par les armatures choisies est supérieure à la section théorique requise dans les deux directions. Par conséquent :

$A_{s, \text{fournie}} > A_{s, \text{requis}}$ → La condition de résistance est donc vérifiée.

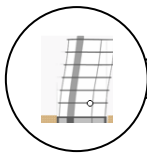
➤ **Remarques**

- *Les armatures sont disposées dans les deux directions principales de la semelle.*
- *Les valeurs maximales obtenues parmi toutes les combinaisons ont été retenues.*
- *Le ferrailage adopté assure la reprise des efforts de flexion générés par les charges appliquées.*

X.8. Conclusion

Le calcul de la semelle isolée a conduit à l'adoption d'un ferrailage en HA14/15 cm dans les deux directions. Les vérifications effectuées montrent que les sections d'acier fournies sont suffisantes. La semelle isolée est donc vérifiée et conforme aux exigences de calcul.

Conclusion générale



Conclusion

Au terme de ce travail, nous avons abordé les différentes étapes de l'étude d'une structure métallique. Ce choix a été effectué en tenant compte des résultats de l'étude sismique, de l'étude des planchers ainsi que des systèmes de contreventement. Par ailleurs, il convient de souligner que la formation et l'apprentissage de l'ingénieur constituent un processus continu qui nécessite constamment des améliorations et un approfondissement des connaissances.

Nous ne prétendons pas que cette étude nous a permis de maîtriser l'ensemble des difficultés liées à la construction métallique. Néanmoins, elle a largement contribué à enrichir nos connaissances, à développer nos compétences et à renforcer notre intérêt pour ce vaste domaine.

En outre, nous estimons que la portée de ce projet pourrait être davantage valorisée par une prise en compte plus approfondie des aspects sécuritaires, techniques et économiques.

Bibliographie

1. *Règles Neige et Vent « RNV.2013 », Centre National d'Etudes et de Recherches Intégrées du Bâtiment, Alger, 2013.*
2. *Règles Parasismiques Algériennes « RPA 2024/ Version 2024 », Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger, 2024.*
3. *Règles générales et règles pour les bâtiments « Eurocode 3, partie 1-1, calcul des structures en acier », CEN*
4. *Règles générales et règles pour les bâtiments « Eurocode 4, Partie 1-1, Calcul Des Structures Mixtes Acier-Béton », Editions Eyrolles, Paris, 1999.*