

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : Sciences de l'ingénierat
Département : Génie Civil
Domaine : Sciences et Techniques
Filière : Génie Civil
Spécialité : Constructions Métalliques et Mixtes

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

**ETUDE D'UN HANGAR INDUSTRIEL
EN CHARPENTE METALLIQUE
A VERSANTS MULTIPLES R+1**

Présenté par : *BOUSSEHA Maroua – NEMLI Nabila*

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

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Président
HAMMOUDA Abdelaziz	M.C.A	Badji Mokhtar Annaba	Président
FELLAH Farid	M.C.B	Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
SLIMANI Fayçal	M.C.B	Badji Mokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2019/2020

Remerciements

Notre parfaite gratitude et nos remerciements à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour mener à bien ce modeste travail.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur Monsieur **Fellah Farid** pour leur soutien, leur conseil judicieux et leur grande bienveillance durant l'élaboration de cet ouvrage.*

Nous exprimons aussi nos reconnaissances à tous les membres du jury d'avoir accepté de lire, de présider et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.

Nos vifs remerciements pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en génie civil.

Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude, qu'ils trouvent ici, l'expression de nos sincères remerciements.

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie
Du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant
La gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

J'ai l'honneur de dédier ce travail :

A Mes très chers parents, qui m'ont encouragé et soutenu tout au long
De mon cursus, et auxquels je ne rendrai jamais assez.

A ma très chère grande mère à qui je souhaite une longue vie.

A mon mari **MEHDI**,
Qui m'a aidé et supporté dans les moments difficiles.

A mon très chers : ma sœur **AYA** et mes frères **ALA**, **AKREM**.

A MA Chère binôme : **NEMLI NABILA**

A tous mes amis et toute la promotion **CM**

A ma belle -mère : **LINDA** et mon beau père : **SALEH**.

A mes belles -sœurs : **MAISSA** Et **MERJEM**.

A mes beaux-frères **MAROIN** ET **MOSTAPHA**.

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

 **BOUSSEHA MAROUA.**

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes chers frères et sœur

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis et mes collègues, génie civil.

En fin, je remercie mon ami mon binôme BOUSSEHA MARWA qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

 *NEMLI NABILA. :)*

Sommaire

Chapitre I : présentation du projet

I.1.Introduction	1
I.1.1.Avantages.....	1
I.1.2.Inconvénients.....	2
I.2.Présentation De L'ouvrage	3
I.3.Caractéristique géométriques	3
I. 4.Caractéristique structurales	4
* Ossature de la structure	4
I. 5.Hypothèses de calculs	6
➤ I.5. 1.Règlements utilisés	6
➤ I.5.2. Actions et combinaisons d'actions	6
I.6.Les Données Concernant Le Site	7
I.7. Logiciels Utilises	7
I.8. Matériaux Utilise	7
a) Acier	7
b) Le béton	8

Chapitre II Etude climatique

I-Introduction	10
II.1Actions de la neige	10
II .1.1.But.....	10
II .1.2-Coefficient de forme de la toiture	11
II.2 Etude au Vent	12
II.2.1 Introduction	12
II.2.2 Principes de calcul.....	12
II.2.3 Présentation Générale	12
II.2.4 Coefficient de calcul	13
II.2.5 Détermination du Coefficient Dynamique.....	14

II-2-6-Coefficient de topographie	14
II-3-Calcul de la pression	14
II-3-1-Détermination de la pression dynamique pointe q_p ()	14
II-3-2- Intensité de turbulence	15
II-3-3- Valeurs des pressions dynamiques pointe ()	15
II.4- Détermination de la pression aérodynamique $W(z_j)$	16
II.4.1. Calcul des pressions sur les parois	16
II.4.1.1. Vent perpendiculaire au pignon (sens $v_1=V_3$)	16
II.4.1.2. - Détermination du coefficient de pression intérieure c_{pi}	20
1/ vent sur pignon (sens $V_1=V_3$)	21
2/Vent perpendiculaire au long pan ($V_2=V_4$)	26

Chapitre III Pré Dimensionnement Des Éléments De Toiture

III.1.Les pannes	28
III.1.1. Calcul des pannes de couverture.....	28
III.1.2.Espacement entre pannes.....	28
III.2. Dimensionnement de la couverture	29
III.2.1. Détermination des charges	29
III-2-2-Combinaisons de charges	30
III-2-2-1 Combinaison à l'État Limite Ultime	30
III-2-2-2- Combinaisons à l'État Limite de Service	31
III-3-Pré dimensionnement.....	31
III-3-1-Dimensionnement des pannes	32
III-3-1-1-Condition de la flèche	32
III-3-1-2-Condition de la résistance	32
III-3-1-3- <i>Vérification du moment</i>	33
III-3-1-4-Vérification au cisaillement	33
III-3-1-5-Vérification au déversement	35
III -4-Calcul des liernes	37

III -4-1-Introduction.....	37
III -4-2-Dimensionnement des liernes	38
III.5.Calcul des lisses de bardage	39
III-5-1- Lisses de bardage de pignon	39
III-5-1-1-Evaluation des charges	39
III-5-2-Lisse de bardage long pan	40
III.5.2.1 Condition de la flèche	41
III.5.2.2- Condition de la résistance	42
III.5.2.3 Vérification du moment.....	42
III.5.2.4 -Vérification au cisaillement	43
III.5.2.5-Vérification au déversement	43
III-6-Les potelets	46
III-6-1-Pré-Dimensionnement des potelets	46
III-6-1-1- Evaluation des charges et surcharges	46
III-6-1-2- Surcharges climatiques	46
III-6-2- Dimensionnement du potelet	46
III-6-2-1 Sous la condition de flèche	46
III-6-2-2-Évaluation des charges	47
III-6-3-Vérification de la flexion composée	47
III-6-3-1-Vérification de l'effort tranchant	47
III-6-3-1-1-Vérification de l'effort axial	48
III-6-3-1-2-Vérification de la stabilité au flambement flexion	48
III-7- Conclusion	51

Chapitre IV Etude du plancher mixte

IV.1.Introduction	52
IV.2. Définition	52
IV.3. Disposition des solives	53
IV.4. Méthode de construction (Réalisation)	53
IV.5. Caractéristiques des éléments constructifs	54
IV-6- Vérification de la dalle	54
IV-6-1 Evaluation des charges	54
IV-6-2- Combinaison des charges	54
IV-6-3- Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche	55
IV-6-4-Vérifications à la résistance	55
IV-6-4-1- Vérification au moment fléchissant :(résistance).....	55
IV-6-4-2- Vérification au cisaillement	55
IV-7- Vérification au stade final :(Après durcissement du béton)	56
IV-7-1-Evaluation des charges	56
IV-7-2- Combinaisons des charges	56
VI-7-3- Calcul de largeur efficace du béton	56
IV-7-4- La position de l'axe neutre	57
IV-7-5-Position de l'axe neutre plastique	58
IV-7-6-L'inertie de l'ensemble poutre-dalle	58
IV-8- Moment fléchissant maximal dans la section mixte	58
IV-8-1- Contrainte de flexion simple	58
IV-8-1-1 Contrainte dans la poutre d'acier	58
IV-8-1-2- Contrainte dans la dalle en béton	59
IV-8-2- Vérification de la flèche	59
IV-8-3-Vérifications à la résistance	59
IV-8-4-Vérification au l'effort tranchant :(cisaillement)	60

IV-8-5- Contraintes additionnelles de retrait	60
IV-8-5-1- Dans l'acier	61
IV-8-5-2- Dans le béton	61
IV-8-6- Contraintes finales	61
IV-8-6-1- Dans l'acier	61
IV-8-6-2 Dans le béton	61
IV-9- Calcul de la poutre principale	62
IV-9-1- Caractéristiques du plancher	62
IV-9-3- Pré dimensionnement	62
IV-9-4- Vérifications de la résistance	63
IV-9-4-1- Détermination de la classe de la section	63
IV-9-4-2- Vérification au moment de flexion	63
IV-9-4-3- Vérification au Cisaillement	64
IV-10- Calcul de la poutre secondaire	65
IV-10-1- Caractéristiques de la poutre secondaire	65
IV-10-2- Pré dimensionnement	65
IV-10-3- Vérifications de la résistance	66
IV-10-3-1- Détermination de la classe de la section	66
IV-10-3-2- Vérification au moment de flexion	66
IV-10-3-3- Vérification au Cisaillement	67
IV-10-4- Calcul des goujons connecteurs	68
IV-10-4-1 -Définition	68
IV-10-4-2- Capacité de déformation des connecteurs	68
IV-10-4-3- Effort de cisaillement longitudinal	69
IV-10-4-4- Effort de cisaillement $V_{t f}$	70
IV-10-4-5- Nombre de connecteurs	70
IV-10-4-6- Espacement e	70

IV-10-5- Vérification des soudures	70
IV-11- Ferrailage de la dalle du plancher	71
IV-11-1-Combinaisons d'actions	71
IV-11-2-Moment en travée et en appuis.....	71
IV-11-3-Calcul des armatures en travée	71
IV-11-4-Les armatures de répartition	72
IV-11-4-1 Condition de non fragilité	72
IV-11-4-2-Calcul des armatures en appuis	72
IV-11-4-3-Espacement des barres	72
IV-11-5-Vérification de l'effort tranchant	73
IV-12.Conclusion	73

Chapitre V. Etude et dimensionnement de système de contreventement

V-1-Introduction	74
V-2-Etude de contreventement horizontal	74
V-2-1-Dimensionnement de la diagonale	75
V-2-2-Vérification des montants de la poutre au vent	75
V-2-3-Vérification de la résistance des montants	76
V.2.4 Vérification de la panne montante au déversement	76
V-2-5-Calcul de la poutre sablière	78
V-3-Etude de contreventement vertical	80
V-3-1-Dimensionnement de la diagonale de la palée de stabilité	80

Chapitre VI Etude sismique

VI.1. Introduction	82
VI.2. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques	82
VI.3. Choix de la méthode.....	82
VI-3-1-Condition d'applications	82

VI-3-2-Principe de la méthode statique équivalente	83
VI-3-3-Calcul de l'effort tranchant V à la base	83
VI-3-3-1.Coefficient d'accélération A	83
VI-3-3-2. Calcul du facteur d'amplification dynamique D	83
VI-3-3-3. Détermination du facteur de qualité Q.....	85
VI-3-3-4. Détermination de R	86
VI-3-3-5. Analyse dynamique de la structure.....	86
VI-3-3-6..Modélisation de la structure.....	86
VI-4 Calcul du poids actif soumis au séisme W	88
VI-5.Principe de la méthode spectrale.....	89
VI-5.1 Spectre de repense de calcul.....	89
VI-5.2 Nombre de modes de vibrations à considérer	89
VI-5.3 Résultat de calcul	90
VI-5.4. Résultat de calcul	91
VI-6. Analyse des résultats	93
VI-6.1.Vérification des déplacements	93

Chapitre VII Pré dimensionnement des portiques

VII-1- Introduction	95
VII-2 Calcul des traverses.....	95
VII.2.1. pré dimensionnement des traverses.....	95
VII.2.1.1.Evaluation des charges et surcharges.....	95
VII.2.1..2. Combinaisons des charges les plus défavorables.....	96
VII.2.1..3Vérification de condition de flèche.....	96
VII.2.1..4. Vérification a la résistance.....	97
VII.3.vérification des poteaux	98
VII.3.1.Définition	98
VII.3.2.Vérifications.....	99

VII-3.2. Notes de calcul.....	101
VII.4. Conclusion.....	107

**Chapitre VIII. VERIFICATION DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE EN
EXPLOITANT LES RESULTATS TIRES DU LOGICIEL ROBOT 2017**

VIII.1 Introduction.....	108
VIII.2 Itérai de dimensionnement avec <i>ROBOT</i>	108
VIII.3 Les vérifications à faire.....	109
VIII.3.1 Vérification a la traction.....	109
VIII.3.2 Vérification Au flambement (compression).....	109
VIII.3.3 La condition de résistance (ratio).....	109
VIII.4 Note de calcule puisées de logiciel <i>ROBOT</i> de déférents élément	110
VIII.4.1 Poteaux.....	110
VIII.4.2Potelets.....	111
VIII.4.3 traverse.....	113
VIII.4.4 contreventement V.....	114
VIII.4.5 contreventement H.....	116
VIII.4.6 Pannes.....	117
VIII.4.7 Lisse.....	119
VIII.4.8 Poutre principal.....	120
VIII.4.9 Poutre secondaire.....	122
VIII.4.10 Solives.....	123

Chapitre IX Etude d'assemblage

IX -1- Introduction	126
IX-2 Rôle des assemblages.....	127
IX-3 Fonctionnement des assemblages	127
IX.4. Calcul d'assemblages.....	129

IX.4.1 Assemblage poteau-traverse.....	129
IX.4.2 - Assemblage traverse – traverse.....	132
IX.5. Assemblages entre quelques éléments.....	135
IX -6-Calcul des assemblages avec logiciel <i>Robot 2017</i>	139
<i>CONCLUSION GENERALE</i>	186
<i>Références bibliographiques</i>	187

Liste des Figures

Chapitre I : Présentation du projet

Figure I.1 : El Bouni Wilaya d'Annaba	3
Figure I.2: Vue en 3D de la structure.....	4
Figure I.3: Présentation des escaliers	5
Figure I.4 : Diagramme effort/déformation de l'acier	8

Chapitre II Etude climatique

Figure II.1 : Fig 9 DTR C2-47 v 2013 coefficients de forme –toiture à versants multiples.....	10
Figure II.2 : Répartition des charges de la neige sur la toiture.....	12
Figure II.3: Les directions principales du vent.....	13
Figure II. 4 : Répartition de la pression dynamique.....	16
Figure II-5: Vue en plan des zones de pression sens V1.....	17
Figure II-6: Vue en élévation des zones de pression sens V1.....	17
Figure II-7: $C_{pe,10}$ correspondant à chaque zone de parois verticales sens V1.....	18
Figure II-8: Répartition des zones de pression sur la toiture sens V1.....	19
Figure II.9 : Coefficients de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante.....	21
Figure II-10 : Légende pour les parois verticales.....	23
Figure II-11: $C_{pe,10}$ correspondant à chaque zone de parois verticales sens V2.....	24
Figure II-12: Répartition des zones de pression sur la toiture sens V2.....	25
Figure II-13 : $C_{pe,10}$ correspondant à chaque zone de toiture sens V2.....	26

Chapitre III Pré Dimensionnement Des Éléments De Toiture

Figure-III-1 : Disposition des pannes sur la toiture.....	28
Figure III-2: disposition des pannes sur les traverses.....	28
Figure III.3 : schéma statique de la charge d'entretiens.....	29

Figure III.4 : Représentation de cisaillement.....	34
Figure III.5 La disposition des liernes sur les pannes.....	37
Figure- III-6- : .Disposition de la lisse sur le poteau.....	39
Figure- III-7 : vérification des lisses –logiciel Robot.....	47

Chapitre IV Etude du plancher mixte

Figure IV.1 : Schéma du plancher collaborant.....	52
Figure IV .2 : Plancher mixte acier-béton.....	53
Figure IV.3: Largeur de la dalle effective.....	57
Figure IV-4- : détails sur la Largeur de la dalle effective.....	57
Figure IV-5: Schéma statique du sommier.....	62
Figure IV-6- : Sommier sous charge équivalente.....	62
Figure IV.7: Schéma des connecteurs.....	68
Figure IV-8: Caractéristique de connecteur.....	68
Figure IV.9 : Goujons à tête soudés en présence d’une dalle mixte à bac collaborant.....	69

Chapitre V. Etude et dimensionnement de système de contreventement

Figure-V.1- Schéma statique de la poutre sablière.....	78
Figure-V.2: vérification de contreventement vertical –logiciel Robot.....	81

Chapitre VI Etude sismique

Figure VI.1: Modèle de la structure en 3D.....	88
Figure VI.2: Schéma du spectre de réponse suivant X.....	90
Figure VI.3 : Schéma du spectre de réponse suivant Y.....	90
Figure VI.4 : Mode de déformation (1).....	92
Figure VI.5 : Mode de déformation (2).....	92

Chapitre VIII. Vérification des éléments de la structure en exploitant les résultats tirés du logiciel robot 2017

Figure VIII.1 : représentation des poteaux	110
Figure VIII.2 : représentation des Potelets	111

Figure VIII.3 : représentation des travers	113
Figure VIII.4 : représentation des contreventements V	114
Figure VIII.5 : représentation des contreventements H	116
Figure VIII.6 : représentation des Pannes	117
Figure VIII.7 : représentation des lisses	119
Figure VIII.8 : représentation des poutres principal.....	120
Figure VIII.9 : représentation des Poutres secondaires	122
Figure VIII.10 : représentation des Solives	123
Figure VIII.11 : vérification des éléments sur logiciel <i>ROBOT</i>	125

Chapitre IX Etude d'assemblage

Figure IX-1 : Représentation de l'assemblage poteau-traverse.....	129
Figure IX-2 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.....	132
Figure IX.3 : Vue de l'assemblage poteau-traverse	135
Figure IX.4 : Représentation de l'assemblage poteau-traverse	135
Figure IX5 : Vue de l'assemblage traverse-traverse	136
Figure IX.6 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse	136
Figure IX.7 : Vue de l'assemblage poutre p-solive.....	137
Figure IX.7 : Représentation de l'assemblage poutre p-solive.....	137
Figure IX.8 : Vue de l'assemblage Pied de Poteau encastré	138
Figure IX.9 : Représentation de l'assemblage Pied de Poteau encastré.....	138

Liste des tableaux

Chapitre II Etude climatique

Tableau II. 1: Valeurs de C_r	14
Tableau II. 2: Les valeurs de C_e	15
Tableau II. 3: Les valeurs des pressions dynamiques.....	15
Tableau II.4: Les coefficients de C_{pe} et les surfaces à chaque zone des parois verticales.....	18
Tableau II.5 : valeurs de surface et de coefficient <i>cpe</i> de chaque zone de toiture.....	20
Tableau II.6 : les valeurs de c_{pi} en fonction de h/d	21
Tableau II.7 : Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V1-V3) sur pignon pour paroi vertical.....	22
Tableau II.8 : Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V1-V3) sur pignon pour toiture.....	22
Tableau II.9: Les coefficients de C_{pe} et les surfaces à chaque zone des parois verticales.....	23
Tableau II.10 : valeurs de surface et de coefficient <i>cpe</i> de chaque zone de toiture.....	25
Tableau II.11 : Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V2-V4) sur pignon pour paroi vertical.....	26
Tableau II.12 : Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V2-V4) sur pignon pour toiture.....	27

Chapitre III Pré Dimensionnement Des Éléments De Toiture

Tableau III- 1: Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 450.....	50
---	----

Chapitre V. Etude et dimensionnement de système de contreventement

Tableau V.1. Les valeurs des forces horizontales.....	74
Tableau V.2. Les sollicitations et les coefficients de calcul pour un HEB180.....	79

Tableau V.3. Les efforts dans les barres tendues.....	80
--	----

Chapitre VI Etude sismique

Tableau-VI-1-: Facteur de qualité.....	86
Tableau-VI-2 : Eléments constituant la structure.....	87
Tableau-VI-3 : Pourcentage de participation de masse.....	91
Tableau-VI-4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	93
Tableau-VI-5 : déplacements max en situation durable.....	94

Chapitre VII Pré dimensionnement des portiques

Tableau VII.1: Le caractéristiques de profile HEB 340	99
--	----

Chapitre IX Etude d'assemblage

Tableau IX.1 : Valeurs de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons	126
Tableau IX .2 Valeur du coefficient de frottement μ selon la surface	127
Tableau IX. 3: Principales caractéristiques géométrique.	128

I.1.Introduction :

Peu importe le projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités : construction en béton armé, en précontrainte, charpente en bois ou charpente métallique.

La construction métallique est un domaine de construction, mais aussi de la mécanique ou du génie civil qui s'intéresse à la construction d'ouvrage en métal et plus particulièrement en acier.

Une telle construction est maintenue par une ossature métallique, résultante de l'assemblage de différents composants, cet assemblage doit être conçu globalement de manière à assurer de la structure réalisée répond à l'usage prévu pour l'ouvrage, c'est-à-dire de toutes les actions qui lui sont appliquées ; assurer la cohérence des déformations relative des systèmes structuraux.

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

Les avantages et inconvénients de l'acier sont présentés ci-dessus.

I.1.1.Avantages

- Préfabrication intégrale du bâtiment en atelier avec une haute précision et la rapidité du montage sur chantier.
- En raison de la légèreté, les éléments du bâtiment peuvent être transportés aisément Voir même exportés.
- La grande résistance de l'acier à la traction offre la possibilité de franchir de grandes portées.
- Grâce à sa ductilité, l'acier possède une bonne résistance aux forces sismiques.
- Transformations, adaptations, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont facilement Réalisables.
- Possibilités architecturales plus étendues qu'en béton.

I.1.2. Inconvénients

L'acier présente deux inconvénients majeurs :

- Sa corrodabilité et sa faible résistance au feu du fait qu'il perd sa résistance et S'écroule rapidement sous une température relativement élevée.
- Le cout élevé.

I.2.Présentation De L'ouvrage :

-L'ouvrage à étudier est une unité de production des matériels et équipements électroménager, la structure est à versant multiples composé d'un rez de chaussé qui sert d'espace de travail et de stockage et le premier étage sert de bureaux et réfectoire....etc. Notre structure est implantée dans le village **Sarouel** la commune **El_Bouni** wilaya d'**Annaba** reconnue comme site plat, classée selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 2003**) comme zone de moyenne sismicité **zone IIa**.

-La structure est de **44 m** de largeur, soit deux baies de **22 m** et **48 m** de longueur avec un espacement entre portiques de **6 m** ce qui fait le total de Huit (**08**) portiques.



Figure I.1 : El Bouni Wilaya d'Annaba

I.3.Caractéristique géométriques :

L'ouvrage a une forme en plan rectangulaire caractérisé par les dimensions comme suit :

- Longueur totale : 48m
- Largeur totale : 44m
- Hauteur totale d'Hangar: 13.5m
- Hauteur du premier étage : 5m
- Hauteur du rez-de-chaussée :7m
- Hauteur de la toiture : 1.5m
- Toiture à quatre versants d'une pente a angle $\alpha=7.77^\circ$

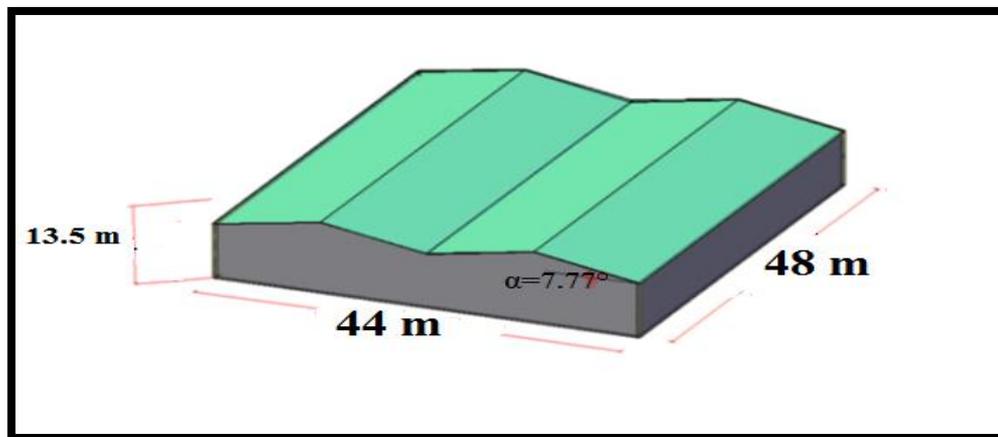


Figure I.2: Vue en 3D de la structure

I. 4. Caractéristique structurales :

➤ Ossature de la structure :

-Notre structure est composée de portiques métalliques, avec des contreventements triangulaires qui assurent la stabilité de la structure vis-à-vis les efforts horizontaux (vent et efforts sismiques) et les efforts verticaux (poids propre et neige). Pour des raisons conceptuelles et économiques, nous allons adopter des poteaux en **HEA**, et des poutres en **IPE**

➤ Plancher :

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

Sa composition :

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

➤ Escalier

- Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès aux différents niveaux d'une construction. Pour notre bâtiment, on va utiliser un seul type d'escalier en construction métallique constitué d'un palier de repos et de deux volées (figure I 3), les marches sont en tôle

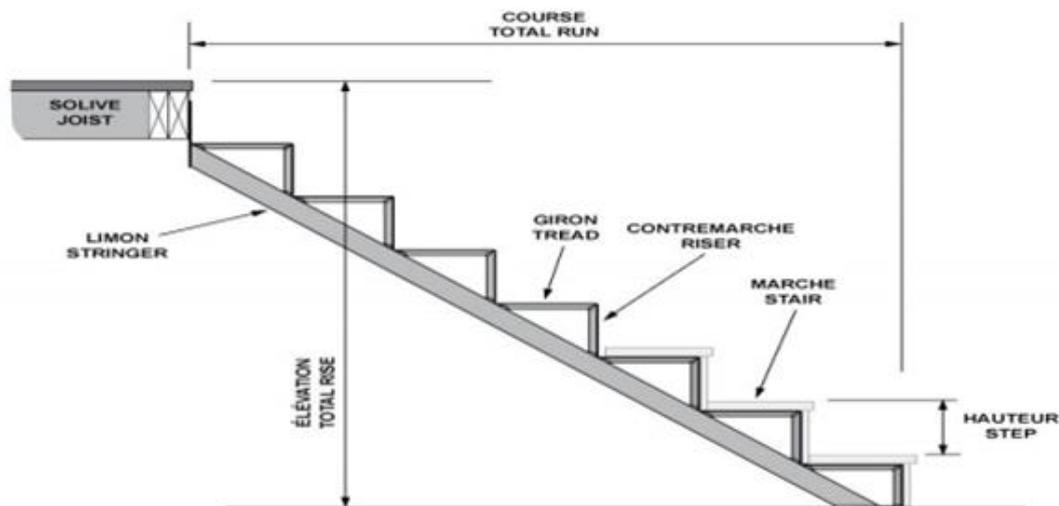


Figure I.3: Présentation des escaliers

➤ Assemblage

- La caractéristique essentielle des ossatures métalliques est d'être composée d'éléments élaborés en des lieux et des instants différents qui sont ensuite assemblés sur le site de construction. Les liaisons ont ainsi un double rôle ; permettre la construction d'une structure spatiale et assurer la fiabilité et la stabilité de cette structure. On distingue deux types d'assemblage

- Assemblages boulonnés :
 - Les assemblages boulonnés servent à réunir ensemble deux ou plusieurs pièces en assurant la bonne transmission des efforts. Sans entrer dans les calculs de vérification de la résistance des assemblages, le respect de quelques règles simples et le choix de bonnes dispositions constructives donneront des résultats satisfaisants. Les valeurs nominales de la limite d'élasticité F_{yb} et de résistance ultime à la traction F_{ub} pour les boulons sont illustrées sur le tableau (1). Tableau 1 : valeurs nominales de la limite d'élasticité F_{yb} et de la résistance ultime à la traction F_{ub}

Classe	4.6	4.8	5.6	6.6	8.8	10.9
F_{yb}	240	302	300	360	480	900
F_{ub}	400	400	500	600	800	1000

- Assemblage soudé :
 - En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

I. 5. Hypothèses de calculs :

➤ I.5. 1.Règlements utilisés :

- **RPA99/2003** (règles parasismique Algériennes).
- EUROCODE 3** (règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM 97»).
- EUROCODE 4** (conception et dimensionnement des structures mixtes acier béton).
- D.T.R.B.C.2.2** (charges permanentes et charges d'exploitations).
- **D.T.R.C 2-4.7** (règlement neige et vent « RNV version 2013 »)
- **BAEL 91-CBA93** (béton armé aux états limites).

➤ I.5.2. Actions et combinaisons d'actions :

o Actions permanentes :

- Poids propre des éléments de la construction ;
- Poids propre des équipements fixes.
- Déplacement différentiel des appuis

o Actions variables :

- Charges d'exploitation ;
- Charges appliquées en cours d'exécution
- Action des gradients thermique
- Action de vent W
- Action de la neige S

o Actions accidentelles :

- Séisme E

-vibration pendant de la fabrication dans l'usine

I.6. Les Données Concernant Le Site :

-Le projet est implanté dans un terrain plat à le village **Sarouel** la commun **El Bouni**, Wilaya de « **Annaba** ». Les données du site sont :

- Altitude : **17 m.**
- Zone de neige : **Zone B.**
- Zone du vent : **Zone III.**
- Zone sismique : **Zone IIa,.**

I.7. Logiciels Utilises :

On a utilisé le logiciel **AutoCAD 2013** pour l'élaboration des différent plans et figures, et le logiciel Robot **2017** pour la modélisation de la structure.

I.8. Matériaux Utilise :

a) Acier :

L'acier est constitué d'au moins deux éléments, le fer ; très majoritaire, et le Carbone dans les proportions comprises entre 0.1% pour l'acier doux a 0.85% pour l'acier dur. Outre le fer et le Carbone, l'acier peut comporter d'autre éléments qui lui sont associés soit :

- Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont les impuretés qui altèrent les propriétés des aciers.
- Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome...etc. ces derniers ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (Résistance à la rupture, dureté, ductilité, résistance vis-à-vis de la corrosion,...)

- **Propriété de l'acier :**

1. Résistance :

Les nuances d'aciers et leurs résistances limites sont citées dans les **Eurocode 03** et **04**. Pour notre ouvrage ; notre choix s'est porté sur la nuance **S235** qui présente les meilleures propriétés de ductilité.

2. Ductilité :

L'acier de construction choisi doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $f_u / f_y > 1.2$
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20 \epsilon_y$)
- A la rupture, l'allongement relatif ultime ϵ_u doit être supérieur ou égal à 15%.

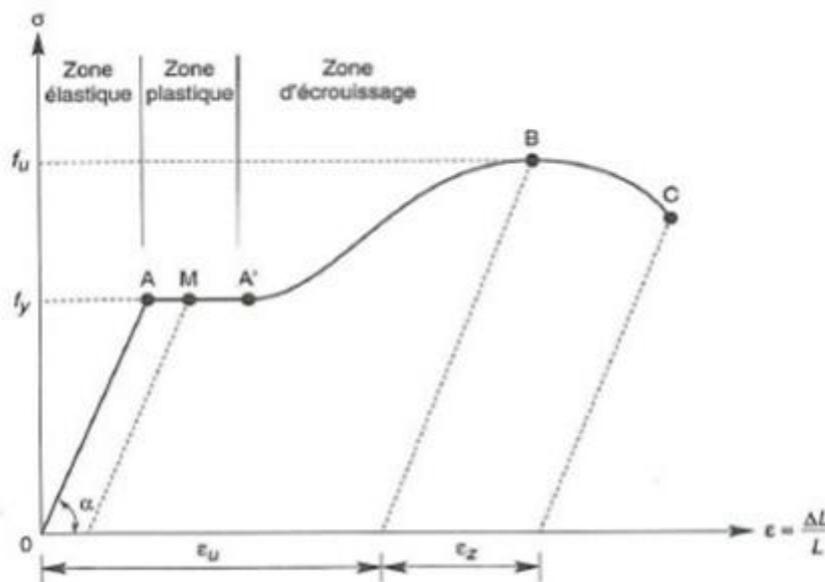


Figure I.4 : Diagramme effort/déformation de l'acier

3. Propriétés mécaniques :

- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité transversale : $G = E/2(1 + \nu) = 0,3\nu$
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique : $:\text{/}^\circ\text{C}$

b) Le béton :

Le béton est un mélange de matériaux « granulats » (sable, graviers), liants hydrauliques (ciment) ; de l'eau et éventuellement des adjuvants. Le mélange ainsi obtenu est appelé « Béton frais » celui-ci commence à durcir après quelques heures et à atteindre progressivement sa résistance caractéristique.

1-Propriétés du béton :

Le béton utilisé sera de classe C25 avec :

- Une résistance à la compression à 28 jours : $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction à 28 jours : $F_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.
- Le poids spécifique : $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$
- Coefficient de retrait : $\varepsilon = 2.10^{-6}$

- Module d'élasticité transversale : $G = E/2(1+\nu)$
- Module d'élasticité longitudinal : $E = 32154 \text{ MPa}$.
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha=10^{-6} / \text{OC}$

ETUDE CLIMATIQUE

I-Introduction :

Ce chapitre a pour but la détermination des différentes sollicitations agissant sur notre structure, produites par la charge dû à la neige d'un côté, et aussi par les actions dû au vent d'un autre côté sur un Hangar industriel en construction métallique. Le règlement sur lequel s'appuie notre étude est le RNV2013, Les caractéristiques de la structure sont : Structure implantée dans la wilaya d'Annaba

II.1Actions de la neige :

II .1.1.But

Le but principal de cette étude est de définir les valeurs représentatives de la chargestatique de la neige sur toute la surface située au-dessus du sol et soumise à L'accumulation de la neige notamment sur la toiture.

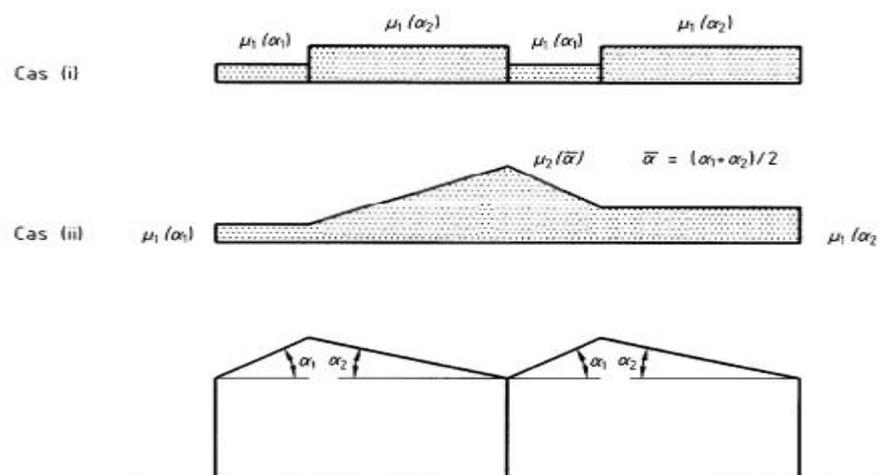


Figure II.1 : Fig9DTR C2-47 v 2013 coefficients de forme –toiture à versants multiples

La charge de neige sur le sol est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

Dans notre cas :

- Le projet est implanté au Annaba qui est classée en **zone B** selon la classification de **DTR C 2-47 v2013**.

- L'altitude du projet est d'environ **17 m**.

Donc : S_K est donnée par la formule suivante : [DTRC2-47 V 2013, P : 21 ; PARAGRAPHE 4]

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

H : altitude du site par rapport au niveau de la mer :

$$H = 17 \text{ m}$$

$$S_k = \frac{0.04 \cdot 17 + 10}{100} = \mathbf{0.106 \text{ KN/m}^2}$$

II.1.2-Coefficient de forme de la toiture :

Il est fonction de la forme de la toiture.

Dans notre cas le hangar a une toiture à quatre versants avec une pente α de :

$$0^\circ < \alpha = 7.77^\circ < 30^\circ$$

D'où l'on aura le coefficient de pente (RNVA2013, P : 26, Tableau 3) :

$$\mu_1 = 0,8$$

$$\mu_2 = 0.8 + 0.8 (\alpha/30) = 1.0072 \sim 1$$

Les dispositions de charge à considérer correspondent à :

*Cas (i) : sans accumulation de neige.

*Cas (ii) : avec accumulation de neige.

(RNVA2013, P : 27 ; fige 9)

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

La charge de neige est alors : $S = \mu_1 (\alpha_1) \cdot S_k$

$$\checkmark S_1 = 0,8 \times 0.106 = \mathbf{0.08 \text{ KN/m}^2}$$

$$S_1 = 0.08 \text{ KN/m}^2$$

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

La charge de neige est : $S = \mu_1 (\alpha_1) \cdot S_k$

$$\checkmark S_1 = 0,8 \times 0.106 = \mathbf{0.08 \text{ KN/m}^2}$$

Avec : $S = \mu_2 (\alpha_1) \cdot S_k$

$$\checkmark S_2 = 1 \times 0.106 = \mathbf{0.106 \text{ KN/m}^2}$$

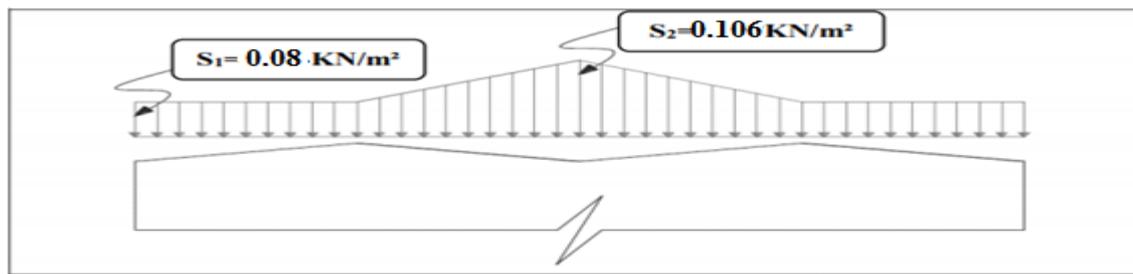


Figure II.2 : Répartition des charges de la neige sur la toiture

II.2 Etude au Vent :

II.2.1 Introduction :

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles dont le calcul est mené conformément au règlement neige et vent **RNV2013**.

Les valeurs de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs de:

- La région.
- Site d'implantation.
- La hauteur de la construction.
- La forme géométrique de la construction.
- La rigidité de la construction.

II.2.2 Principes de calcul

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

II.2.3 Présentation Générale

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur le bâtiment industriel en structure métallique présenté sur la figure (I.1), pour un vent perpendiculaire :

- Au long-pan (sens **V2** du vent).
- Au pignon (sens **V1** du vent).↑

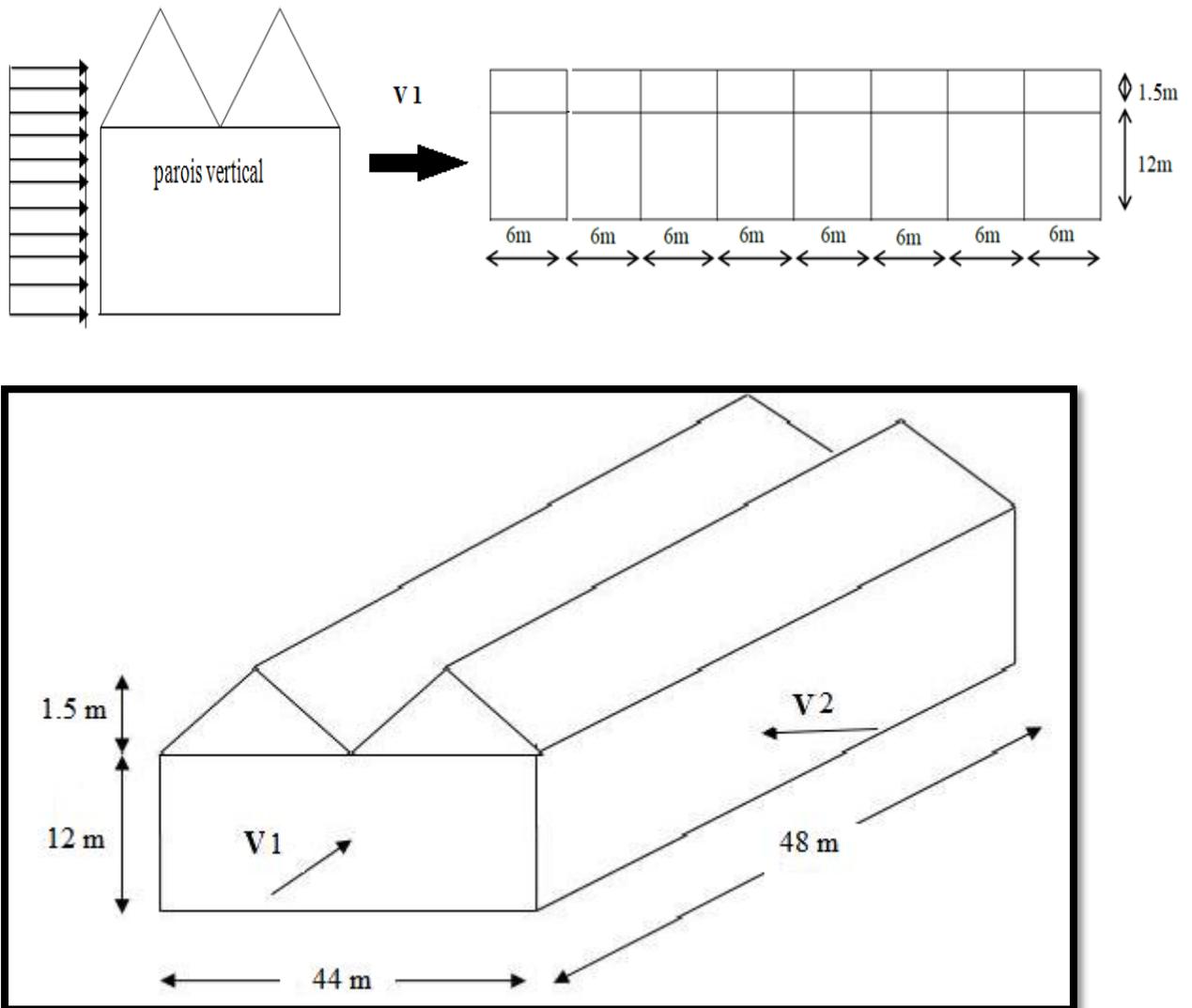


Figure II.3: Les directions principales du vent

II.2.4 Coefficient de calcul :

a-effet de la région :

Notre structure est située dans la **zone III**, dont la pression de référence comme suite:

$q_{réf} = 500 \text{ N/m}^2$ (Tableau 2-2 du DTR C2-47 V2013 Chapitre II)

b-effet du site :

Catégorie de **terrain est II**. (Tableau 2-4 dans le DTR C2-47 V2013, chapitre II). D'où :

- Le facteur de terrain : $K_T = 0,19$.
- Le paramètre de rugosité $z = 0,05$
- La hauteur minimale $z_{min} = 2\text{m}$. (Tableau 2-4, chapitre 2).
- $\varepsilon = 0,52$ coefficient utilisé par le calcul de c_d

II.2.5 Détermination du Coefficient Dynamique

La valeur du coefficient dynamique C_d pour les structures métalliques est donnée par le paragraphe valeur simplifiée (Chapitre III : coefficient dynamique don **DTR C2-47 V2013**).

$C_d=1$. Bâtiment dont la hauteur est inférieure à 15m.

II-2-6-Coefficient de topographie :

Le site plat, le coefficient de topographie $C_t=1$ (Chapitre II **DTR C2-47 V2013**)

II-3- Calcule de la pression :**II-3-1-Détermination de la pression dynamique pointe q_p ()**

La structure est de hauteur totale étant supérieure à 10m, doivent être considéré comme étant constitué de n élément de surface, de hauteur égale a la hauteur d'étage ; n est le nombre de niveau de la construction.

a) Coefficient de rugosité

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il définit par la loi logarithmique (logarithme népérien). (**Chapitre II 2.4.5 RNVA2013 p53**).

$$C_r(Z)=K_T \cdot \ln (Z/Z_0) \text{ pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m.}$$

$$C_r(Z)=K_T \cdot \ln (Z_{\min}/Z_0) \text{ pour } Z \leq Z_{\min}$$

Avec :

Cr : est le Coefficient de rugosité (formule 2.3).

Kt:est le facteur de terrain (Tableau 2.4).

Z : (en m) est la hauteur considérée.(Tableau 2.4).

Zmin:(en m) est la hauteur minimale (Tableau 2.4).

Z₀ : (en m) est le paramètre de rugosité (Tableau 2.4).

Niveau	Z(m)	Zj(m)	Cr
RDC	7	7	0.94
NIV 1	5	12	1.04
TOITURE	1.5	13.5	1.06

Tableau II. 1:Valeurs de Cr.

b) Calcul de coefficient d'exposition (C_e)

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

$C_e(z)$ est donnée par :

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

- ❖ C_r : coefficient de topographie.
- ❖ $I_v(z)$: l'intensité de la turbulence.
- ❖ Z (en m) est la hauteur considérée.

II-3-2- Intensité de turbulence :

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

- ✓ $I_v(z) = 1/C_t(z) * \ln(z/z_0)$ pour $Z > Z_{min}$.
- ✓ $I_v(z) = 1/C_t(z) * \ln(Z_{min}/z_0)$ pour $Z \leq Z_{min}$

➤ On présente les résultats dans le tableau suivant :

Niveau	$C_T(z)$	$C_r(z)$	I_v	C_e
RDC	1	0.94	0.202	3.298
NIV 1	1	1.04	0.182	3.356
TOITURE	1	1.06	0.179	3.377

Tableau II. 2: Les valeurs de C_e .

II-3-3- Valeurs des pressions dynamiques pointe (q_p)

Selon la relation :

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(z_j) \quad (\text{Chapitre II 2.3 p50 RNVA2013}).$$

On peut calculer les valeurs des pressions dynamiques **pointe** q_p (). Elles sont résumées dans le tableau suivant :

NIVEAU	$q_{ref}(N/m^2)$	$C_e(Z_j)$	q_p () (N/m ²)
RDC	500	3.298	1649
NIV I	500	3.356	1678
TOITURE	500	3.377	1688.5

Tableau II. 3: Les valeurs des pressions dynamiques.

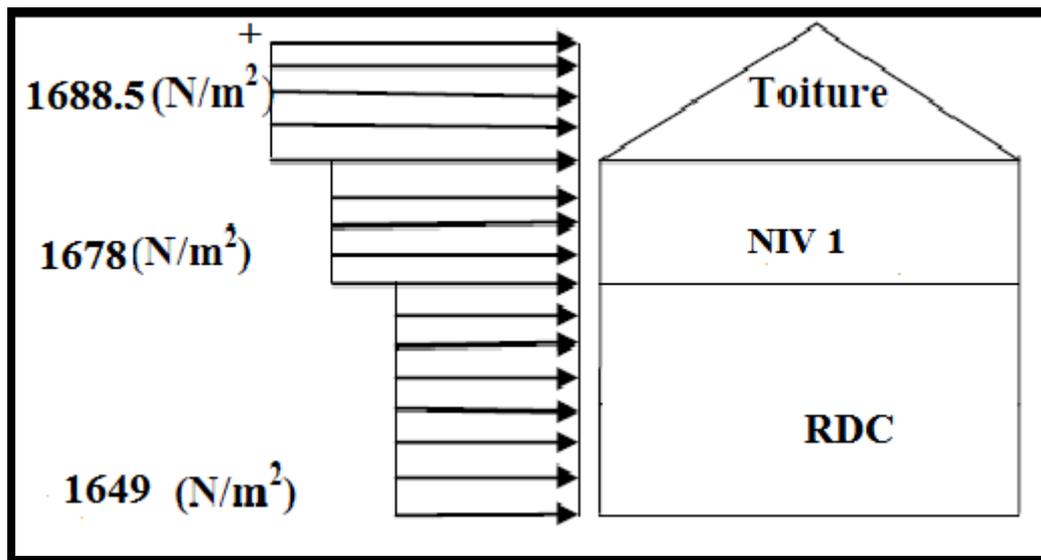


Figure II. 4 : Répartition de la pression dynamique.

II.4- Détermination de la pression aérodynamique $W(z_j)$:

$$W(z_j) = q_p * [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m]$$

II.4.1. Calcul des pressions sur les parois :

II.4.1.1. Vent perpendiculaire au pignon (sens $v_1=V_3$) :

*Coefficient de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de $1m^2$ et $10m^2$. Auxquelles correspondent les coefficients de pression notée respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$. (Chapitre 5 : coefficient dépression page 80 DTR C2-47 V 2013).

$$*C_{pe} = C_{pe,1} \text{ si } S \leq 10 m^2$$

$$*C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \log(S) \quad \text{si } 1m^2 \leq S \leq 10 m^2$$

$$*C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{si } S \geq 10 m^2$$

a) Parois verticales :

Pour cette direction du vent on a : $b = 44 m$

- $d = 48 m$
- $h = 13.5 m$
- $e = \min (44 ; 2 \times 13.5) = 27$

- $d=48\text{m} > e=27\text{m}$

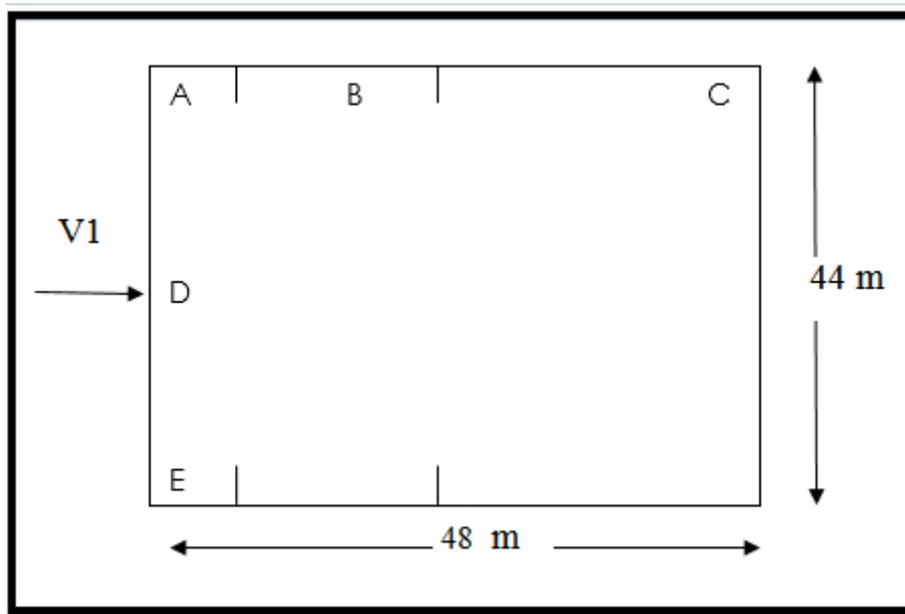


Figure II-5: Vue en plan des zones de pression sens V1

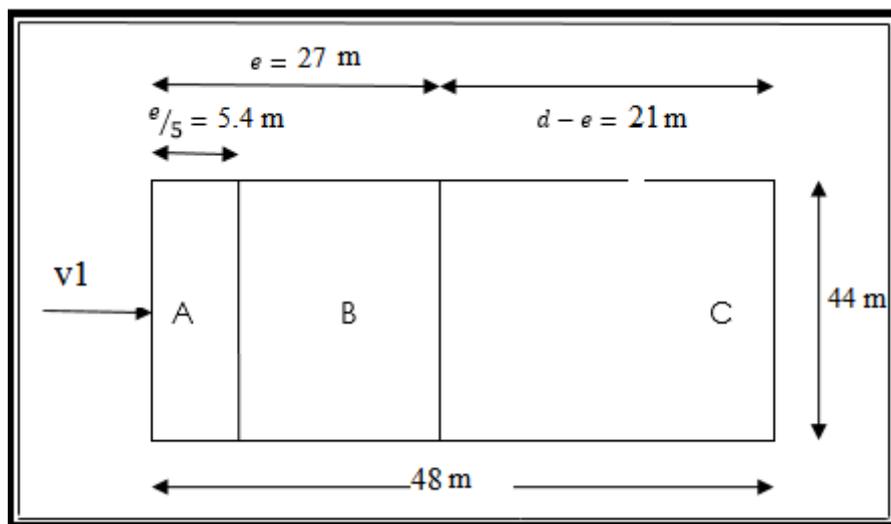


Figure II-6: Vue en élévation des zones de pression sens V1

Les surfaces :

* $SA=e/5*b=237.6 \text{ m}^2$

* $SB=4e/5*b=950.4 \text{ m}^2$

* $SC=(d-e)*b=924 \text{ m}^2$

* $SD=SE=b*d=2112 \text{ m}^2$

- toutes les surfaces sont supérieures à 10m^2 donc $C_{pei}=C_{pe10}$.

- Avec les zones de pression : $d > e$.

Les coefficients correspondants à chaque zone, sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3
Surface (m^2)	237.6	950.4	924	2112	2112

Tableau II.4: Les coefficients de C_{pe} et les surfaces à chaque zone des parois verticales

La figure suivante illustre les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales : (RNV2013 tableau 5.1p81)

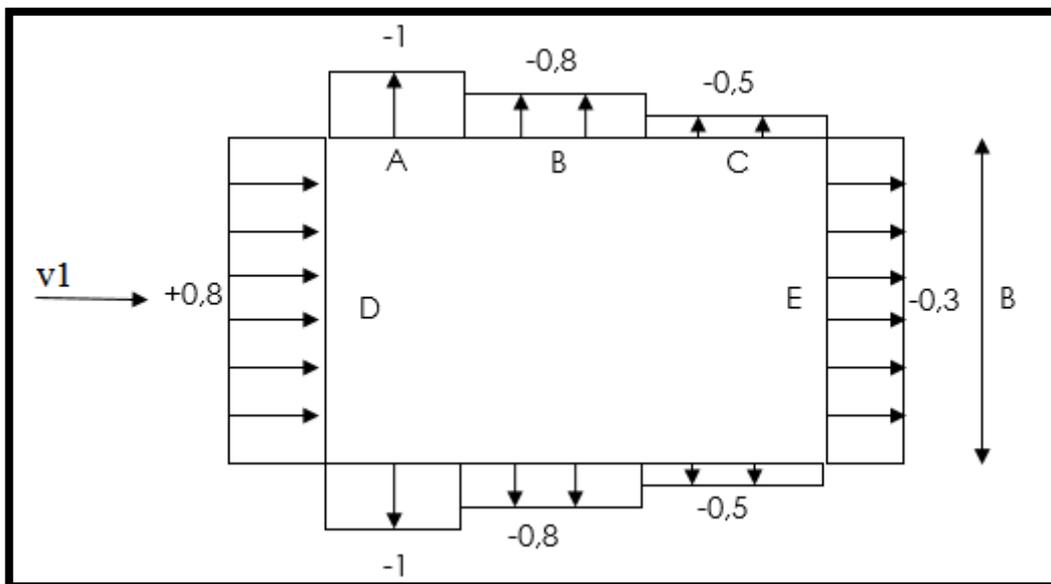


Figure II-7: $C_{pe,10}$ correspondant à chaque zone de parois verticales sens V1

b) Toiture :

Dans notre cas la toiture est à multiples versants avec un angle $\alpha = 7.77^\circ$

Pour un vent dont la direction est parallèle aux génératrices, le coefficient c_{pe} s'obtient en utilisant les valeurs de toiture à un versant pour $\theta = 90^\circ$ modifiées pour leur position selon la **figure 5.7 (RNV 2013. 5.1.8p90)**

Les différentes zones de pression F, G, H et I sont représentées sur la figure suivante ;

- $b = 44$ m
- $d = 48$ m
- $h = 13.5$ m
- $e = \min(44; 2 \times 13.5) = 27$
- $d = 48\text{m} > e = 27\text{m}$

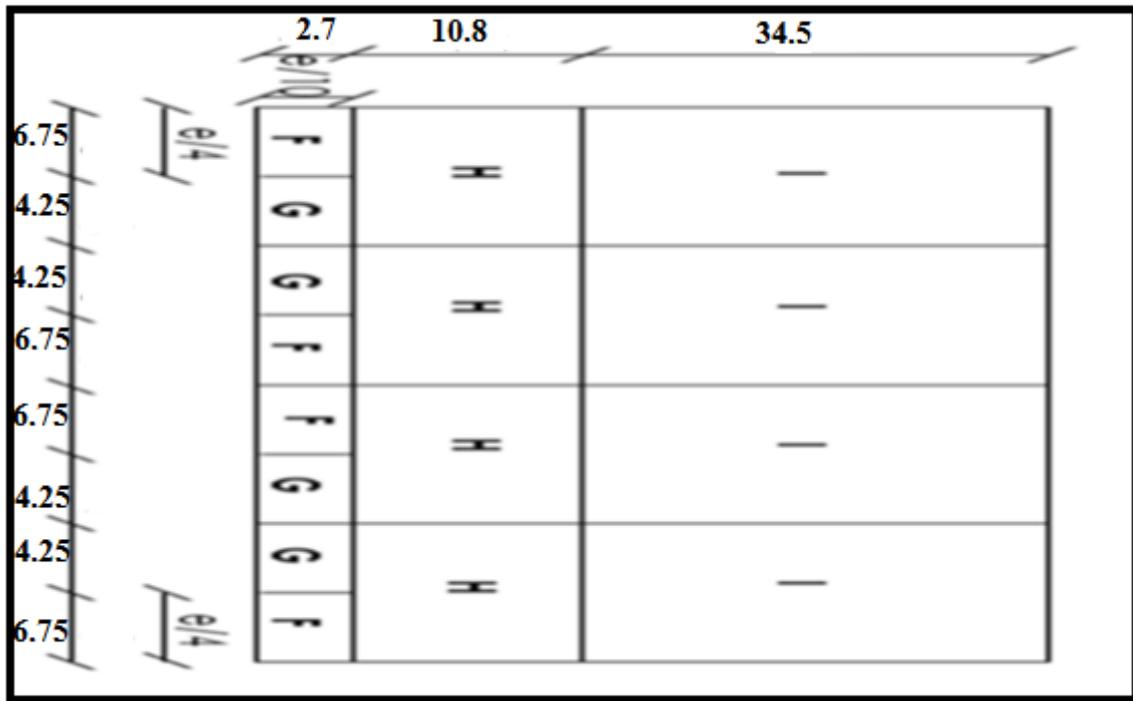


Figure II-8: Répartition des zones de pression sur la toiture sens V1

Les surfaces :

$$SF = e/4 * e/10 = 6.75 * 2.7 = 18.225 \text{ m}^2$$

$$SG = 4.25 * 2.7 = 11.475 \text{ m}^2$$

$$SH = 10.8 * 11 = 118.8 \text{ m}^2$$

$$SI = 34.5 * 11 = 379.5 \text{ m}^2$$

- toutes les surfaces sont supérieures à 10m² donc $C_{pei} = C_{pe10}$.
- Avec les zones de pression : $d > e$.

Les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux Valeurs de même signe pour $\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$ tirées du (tableau 5.3 .b RNV 2013) ($\theta = 90^\circ$).

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0)$$

-Zone F_{sup}: $S = 18.225 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$

$$c_{pe10} = c_{pe} = -2.1 + \frac{(-2.4) - (-2.1)}{15 - 5} * (7.77 - 5)$$

$$c_{pe10} = c_{pe} = -2.183$$

-Zone F_{inf}: $S = 18.225 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$

$$c_{pe10} = c_{pe} = -2.1 + \frac{(-1.6) - (-2.1)}{15 - 5} * (7.77 - 5)$$

$$c_{pe10} = c_{pe} = -1.962$$

-Zone G : $S=11.475 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$

$$c_{pe10} = c_{pe} = -1.8 + \frac{(-1.9) - (-1.8)}{15 - 5} * (7.77 - 5)$$

$$c_{pe10}=c_{pe}=-1.828$$

-Zone H: $S=118.8\text{m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$

$$c_{pe10} = c_{pe} = -0.6 + \frac{(-0.8) - (-0.6)}{15 - 5} * (7.77 - 5)$$

$$c_{pe10}=c_{pe}= -0.655$$

-Zone I: $S=379.5\text{m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$

$$c_{pe10} = c_{pe} = -0.5 + \frac{(-0.7) - (-0.5)}{15 - 5} * (7.77 - 5)$$

$$c_{pe10}=c_{pe}= -0.555$$

Zone	F _{sup}	F _{inf}	G	H	I
C _{pe}	-2.183	-1.962	-1.828	-0.655	-0.555
Surface (m ²)	18.225	18.225	11.475	118.8	379.5

Tableau II.5 : valeurs de surface et de coefficient c_{pe} de chaque zone de toiture.

II-4.1.2. - Détermination du coefficient de pression intérieure c_{pi} :

La combinaison la plus défavorable de la pression extérieure et intérieure, considérées comme agissant simultanément. Doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'air. Le coefficient de pression c_{pi} est-on fonction de l'indice de perméabilité μ_p et rapport h/d (**chapitre 5, fig. 5,14**).

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

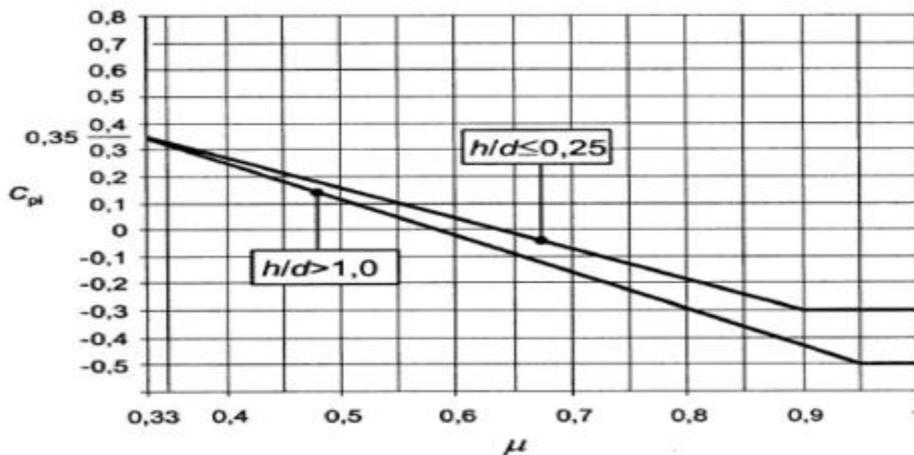


Figure II.9 : Coefficients de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante

1/ vent sur pignon (sens V1=V3) :

Surface de toutes les ouvertures :

On a

- 36 fenêtres de dimension (1.2* 0.9) m²

-4 portes (5*5) m²

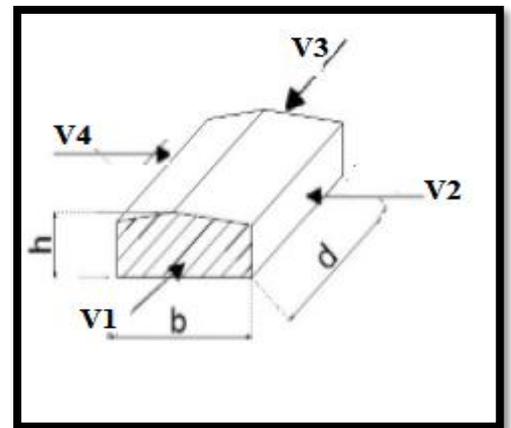
S_{total}=138.88 m²

$\mu_{p1}=\mu_{p3}= 0.57$

On a : $0.25 < h/d = 13.5 / 48 = 0.28 < 1$

D'après la figure 5.14 p97

Donc une interpolation linéaire peut être utilisée.



(par projection dans la figure 5.14 p 97)

h/d	0.25	0.28	1
C_{pi}	0.05	$C_{pi}(0.28)$	0.00

Tableau II.6 : les valeurs de c_{pi} en fonction de h/d

$$c_{pi}(0.28) = c_{pi}(0.25) + \frac{0.28 - (0.25)}{1 - 0.25} * (c_{pi}(1) - (c_{pi}(0.25)))$$

$$c_{pi}(0.28) = (0.05) + \frac{(0) - (0.05)}{1 - 0.25} * (0.28) - (0.25)$$

$$c_{pi}(0.28) = 0.05$$

*calcul de la pression sur la structure q_j

❖ **Vent perpendiculaire pignon :**➤ **Paroi vertical (V1=V3)**

$$W(z_j) = qp * [C_{pe} - C_{pi}] :$$

zone	qp N/m ²	C _{pe}	C _{pi1}	W(z) N/m ²	C _{pi3}	W (z) N/m ²
A	1678	-1	0.05	-1761.9	0.05	-1761.9
B		-0.8		-1426.3		-1426.3
C		-0.5		-922.9		-922.9
D		+0.8		1258.5		1258.5
E		-0.3		-587.3		-587.3

Tableau II.7 : Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V1-V3) sur pignon pour paroi vertical.

➤ **Toiture**

$$W(z_j) = qp * [C_{pe} - C_{pi}] :$$

zone	qp N/m ²	C _{pe}	C _{pi1}	W(z) N/m ²	C _{pi3}	W (z) N/m ²
F sup	1688.5	-2.183	0.05	-3770.42	0.05	-3770.42
F inf		-1.962		-3397.26		-3397.26
G		-1.828		-3171.00		-3171.00
H		-0.655		-1190.39		-1190.39
I		-0.555		-1021.54		-1021.54

Tableau II.8 : Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V1-V3) sur pignon pour toiture.

❖ **Vent perpendiculaire long pan (V2=V4) :**c) **Parois verticales :**

Pour cette direction du vent on a : b = 48 m

- d = 44 m
- h = 13.5 m
- e = min (48 ; 2×13.5) = 27
- d=44m > e=27m

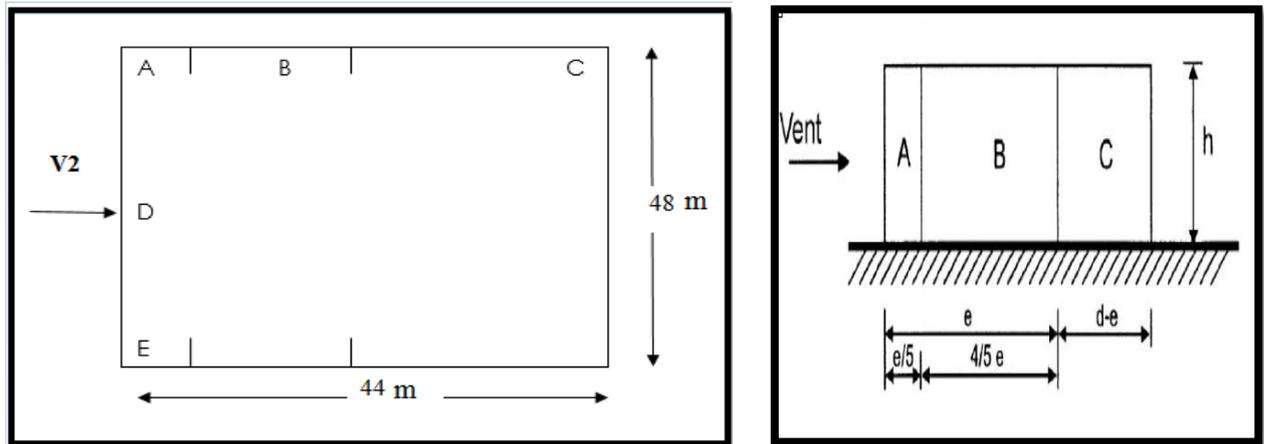


Figure II-10 : Légende pour les parois verticales.

-Les surfaces :

* $S_A = e/5 * b = 259.2 \text{ m}^2$

* $S_B = 4e/5 * b = 1036.8 \text{ m}^2$

* $S_C = (d-e) * b = 816 \text{ m}^2$

* $S_D = S_E = b * d = 2112 \text{ m}^2$

- toutes les surfaces sont supérieures à 10 m^2 donc $C_{pei} = C_{pe10}$.
- Avec les zones de pression : $d > e$.

Les coefficients correspondants à chaque zone, sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3
Surface (m^2)	259.2	1036.8	816	2112	2112

Tableau II.9: Les coefficients de C_{pe} et les surfaces à chaque zone des parois verticales

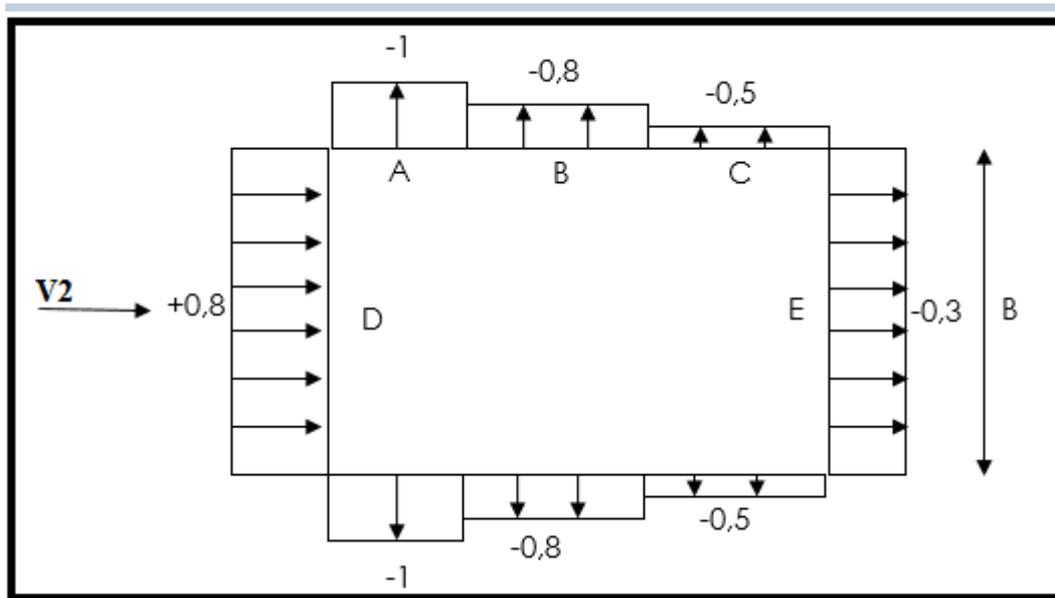


Figure II-11: $c_{pe,10}$ correspondant à chaque zone de parois verticales sens V2

d) Toiture :

Dans notre cas la toiture est à multiples versants avec un angle $\alpha=7.77^\circ$

Pour un vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices le coefficient c_{pe} s'obtient en utilisant les valeurs de toiture à deux versants pour $\theta=0^\circ$ modifiées pour leur position selon la **figure 5.7 (RNV 2013. 5.1.8p90)**

Les différentes zones de pression F, G, H et I sont représentées sur la figure suivante ;

- $b = 48 \text{ m}$
- $d = 44 \text{ m}$
- $h = 13.5 \text{ m}$
- $e = \min(48; 2 \times 13.5) = 27$
- $d=44\text{m} > e=27\text{m}$

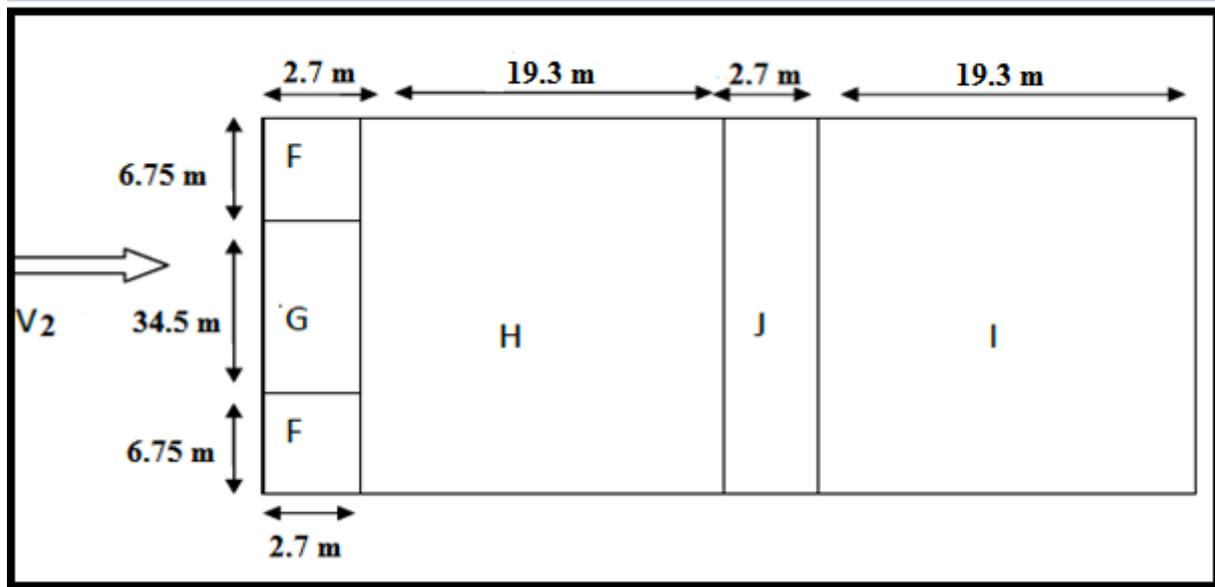


Figure II-12:Répartition des zones de pression sur la toiture sens V_2

-Les surfaces :

$$*S_F = e/4 * e/10 = 6.75 * 2.7 = 18.225 \text{ m}^2$$

$$*S_G = 34.5 * 2.7 = 93.15 \text{ m}^2$$

$$*S_H = S_I = 19.3 * 48 = 926.4 \text{ m}^2$$

$$*S_J = 2.7 * 48 = 129.6 \text{ m}^2$$

- toutes les surfaces sont supérieures à 10 m^2 donc $C_{pe} = C_{pe10}$.
- Avec les zones de pression : $d > e$.

Les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$ tirées du (**tableau 5.4 . RNV 2013 p87**) ($\theta = 0^\circ$).

Zone	F	G	H	I	J
C_{pe}	-1.48	-1.08	-0.52	0.54	-0.71
Surface (m^2)	18.225	93.15	926.4	926.4	129.6

Tableau II.10 : valeurs de surface et de coefficient c_{pe} de chaque zone de toiture.

Dans la figure suivante les indices I J représentent de c_{pe} indiqués dans la **figure 5.7 cas b** du **RNV 2013**.et leurs surfaces représentent les surfaces de chaque versant.

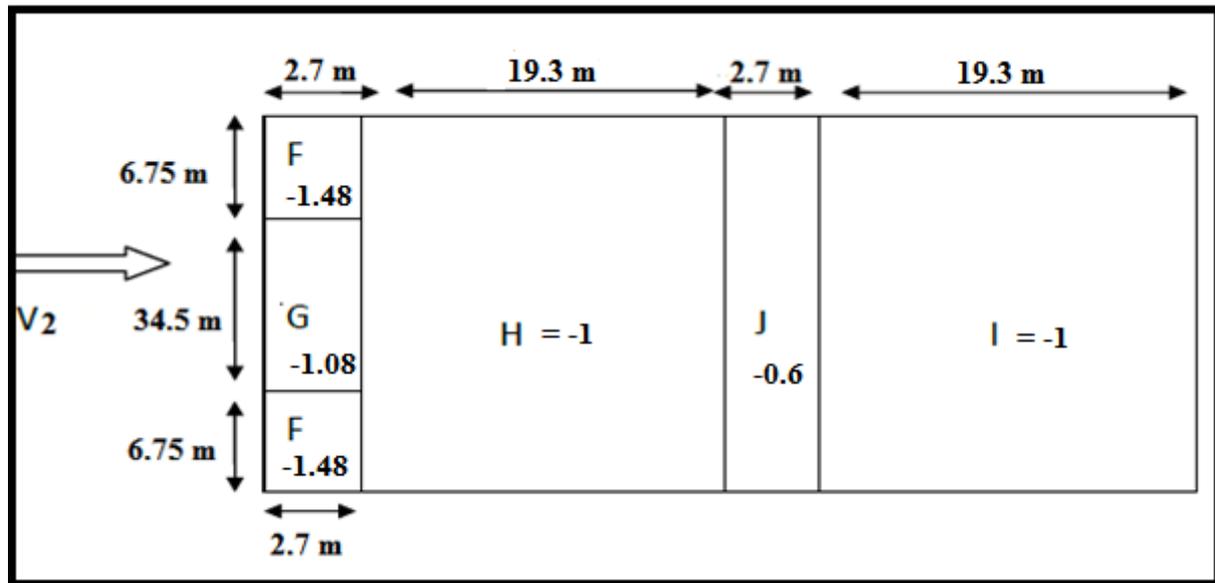


Figure II-13 : $C_{pe,10}$ correspondant à chaque zone de toiture sens V2

*Détermination du coefficient de pression intérieure c_{pi} :

$$\mu_{p2} = \mu_{p4} = 0.9$$

Et par interpolation linéaire On trouve la valeur de C_{pi2}

$$C_{pi2} = c_{pi4} = -0.31$$

2/Vent perpendiculaire au long pan (V2=V4) :

➤ Paroi vertical (V2-V4)

$$W(z_j) = q_p * [C_{pe} - C_{pi}] :$$

zone	q_p N/m ²	C_{pe}	C_{pi2}	$W(z)$ N/m ²	C_{pi4}	$W(z)$ N/m ²
A	1678	-1	-0.31	-1157.82	-0.31	-1157.82
B		-0.8		-822.22		-822.22
C		-0.5		-318.82		-318.82
D		+0.8		1862.58		1862.58
E		-0.3		16.78		16.78

Tableau II.11 : Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V2-V4) sur pignon pour paroi vertical.

➤ **Toiture**

$$W(z_j) = qp * [C_{pe} - C_{pi}] :$$

zone	qp N/m ²	C _{pe}	C _{pi2}	W(z) N/m ²	C _{pi4}	W (z)N/m ²
F	1688.5	-1.48	-0.31	-1975.55	-0.31	-1975.55
G		-1.08		-1300.15		-1300.15
H		-1		-1165.07		-1165.07
I		-0.6		-489.67		-489.67
J		-1		-1165.07		-1165.07

Tableau II.12 : Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V2-V4) sur pignon pour toiture.

Pré Dimensionnement Des Éléments De Toiture

III.1. Les pannes

III.1.1. Calcul des pannes de couverture:

Les pannes sont des poutres servant d'appuis pour la couverture, elles transmettent ainsi toutes les charges et surcharges appliquées sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. Ce sont des éléments disposés parallèlement à la ligne de faîtage dans le plan des versants et elles sont généralement calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes et d'exploitation, et des charges climatiques.

La charge verticale, est décomposée suivant les deux axes principaux de la section des pannes. Dans notre structure, la panne à étudier est celle dont la pente du versant est de 7.77°

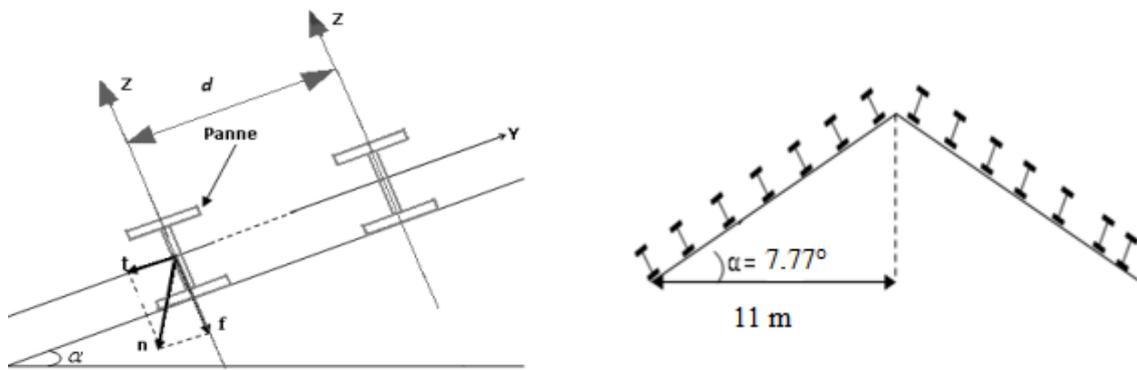


Figure-III-1 : Disposition des pannes sur la toiture.

III.1.2. Espacement entre pannes

$$\cos 7.77^\circ = 11/x \Rightarrow x = 11,102 \text{ m}$$

On prend un espacement entre pannes de 1,2 m (08 fois) et aux deux extrémités 0,75 m

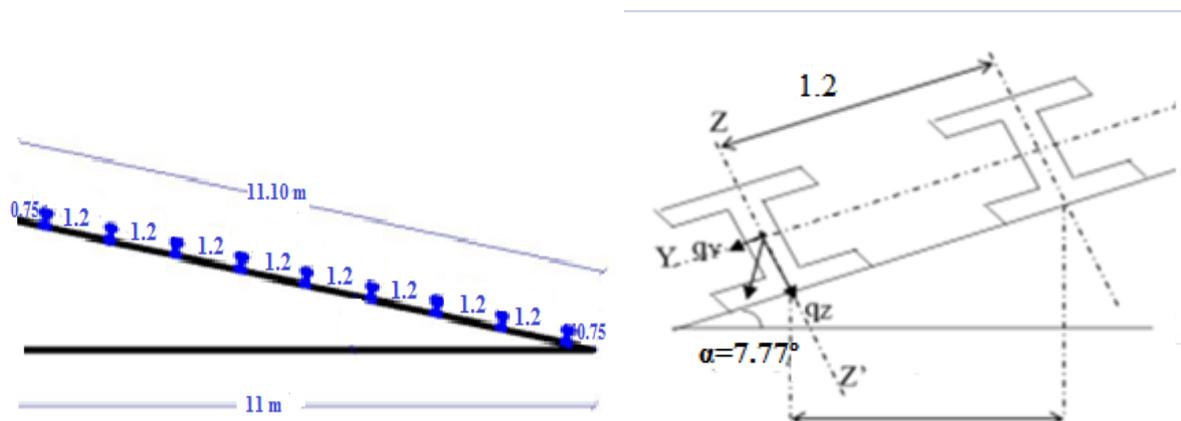


Figure III-2: disposition des pannes sur les traverses

III.2. Dimensionnement de la couverture :

On adopte pour une couverture de type panneaux sandwich dont les caractéristiques sont données par le fabricant en fonction de la charge appliquée (vent) et l’espacement entre les pannes.

III.2.1. Détermination des charges :

a) Charges permanentes :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs).....**12.5Kg /m²**
- Poids des accessoires estimé à**1.5kg/ m².**
- Poids propre de (TN40).....**10 Kg/m².**
- Poids propre des pannes est estimés IPE 140à.....**12.9 Kg/m**

$$G = [(P_{couverture+}) * e] + P_{panne}$$

e : espacement entre les pannes avec : e = 1.2 m

$$G_{max} = [(12.5 + 1.5) * 1.2] + 12.9 = 29.7 \text{Kg/ml}$$

$$G_{max} = 0.297 \text{KN/ml}$$

$$G_{min} = [(10 + 1.5) * 1.2] + 12.9 = 26.7 \text{Kg/ml}$$

$$G_{min} = 0.267 \text{KN/ml}$$

b) Surcharge d’entretien :

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

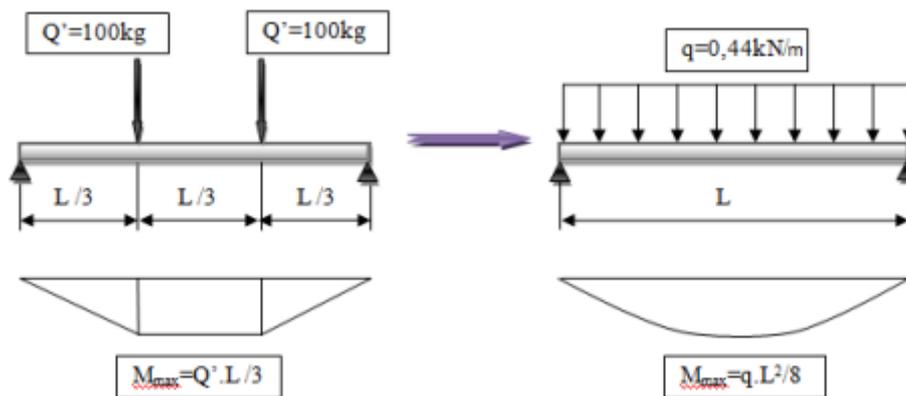


Figure III.3 : schéma statique de la charge d’entretiens

$$M_{\max} = \frac{QxL}{3} = q L^2/8 \Rightarrow q = 8 \times Q / 3 \times L = 8 \times 1/3 \times 6$$

$$M_{\max} = 0.4444 \text{ KN/m}$$

c) **Surcharge climatique due au vent**

$$W = -3.77 \text{ KN/m}^2$$

$$W = w * e$$

$$W = -3.77 * 1.2 = -4.52 \text{ KN/ml}$$

d) **Surcharge climatique due à la neige :**

La surcharge de neige est en fonction de site d'implantation de la construction (région, altitude) et de la forme de toiture.

La charge de la neige maximale est $S = 0.106 \text{ kn/m}^2$.

$$S = 0.106 * 1.2 = 0.127 \text{ Kn/ml}$$

e) **Les charges et surcharges appliquées :**

➤ $G_{\max} = 0.297 \text{ KN/ml}$

➤ $G_{\min} = 0.267 \text{ KN/ml}$

➤ $Q = 0.444 \text{ KN/ml}$

➤ $W = -4.52 \text{ KN/ml}$

➤ $S = 0.127 \text{ KN/ml}$

f) **Décomposition des charges :**

■ Suivant l'axe Z-Z :

✚ $G_{\max ZZ} = G_{\max} * \cos \alpha = 0.297 * \cos 7.77^\circ = 0.294 \text{ KN/ml}$

✚ $G_{\min ZZ} = G_{\min} * \cos \alpha = 0.267 * \cos 7.77^\circ = 0.264 \text{ KN/ml}$

✚ $Q_z = Q * \cos \alpha = 0.444 * \cos 7.77^\circ = 0.440 \text{ KN/ml}$

✚ $W_z = -4.52 \text{ KN/ml}$

✚ $N_{zz} = S * \cos \alpha = 0.127 * \cos 7.77^\circ = 0.126 \text{ KN/ml}$

■ Suivant l'axe Y-Y :

✚ $G_{\max yy} = G_{\max} * \sin \alpha = 0.297 * \sin 7.77^\circ = 0.04 \text{ KN/ml}$

• $G_{\min yy} = G_{\min} * \sin \alpha = 0.267 * \sin 7.77^\circ = 0.036 \text{ KN/ml}$

✚ $Q_y = Q * \sin \alpha = 0.444 * \sin 7.77^\circ = 0.06 \text{ KN/ml}$

✚ $W_y = 0 \text{ KN/ml}$

✚ $N_{yy} = S * \sin \alpha = 0.127 * \sin 7.77^\circ = 0.017 \text{ KN/ml}$

III-2-2-Combinaisons de charges :

III-2-2-1 Combinaison à l'État Limite Ultime :

❖ Suivant l'axe Z-Z :

$$1.35 G_{\max Z} + 1.5 Q_z = 1.057 \text{ KN/ml}$$

$$1.35 G_{\max Z} + 1.5 N_z = 0.63 \text{ KN/ml}$$

$$G_{minZ} + 1.5 w_z = -7.04 \text{ KN/ml}$$

$$G_{minZ} + (1.5 * 0.9) * (N_z + W_z) = -5.68 \text{ KN/ml}$$

❖ Suivant l'axe Y-Y :

$$1.35 G_{maxY} = 0.054 \text{ KN/ml}$$

$$1.35 G_{maxY} + 1.5 q_y = 0.144 \text{ KN/ml}$$

$$1.35 G_{maxY} + 1.5 N_y = 0.08 \text{ KN/ml}$$

✓ Les combinaisons les plus défavorables :

$$(z-z) : G_{minZ} + 1.5 w_z = -7.04 \text{ KN/ml}$$

$$(y-y) : 1.35 G_{maxY} + 1.5 q_y = 0.144 \text{ KN/ml}$$

III-2-2-2- Combinaisons à l'État Limite de Service :

❖ Suivant l'axe Z-Z :

$$G_{maxZ} + q_z = 0.734 \text{ KN/ml}$$

$$G_{maxZ} + N_z = 0.42 \text{ KN/ml}$$

$$G_{minZ} + W_z = -4.26 \text{ KN/ml}$$

$$G_{minZ} + N_z + W_z = -4.13 \text{ KN/ml}$$

❖ Suivant l'axe Y-Y :

$$G_{maxY} + q_y = 0.1 \text{ KN/ml}$$

$$G_{maxY} + N_y = 0.057 \text{ KN/ml}$$

$$G_{minY} + W_y = 0.036 \text{ KN/ml}$$

$$G_{minY} + N_y + W_y = 0.053 \text{ KN/ml}$$

✓ Les combinaisons les plus défavorables :

$$(z-z) : G_{minZ} + W_z = -4.26 \text{ KN/ml}$$

$$(y-y) : G_{maxY} + q_y = 0.1 \text{ KN/ml}$$

III-3-Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement se fait pas la condition de la flèche

❖ Suivant Z-Z :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

$$f_z = 5 \times q_z \times l^4 / 384 \times E \times I_y \leq f_{adm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_z \cdot L^3 \times 200}{384 \times E} = \frac{5 \times 4.26 \times 10^{-2} \times (600)^3 \times 200}{384 \times 2.1 \cdot 10^4} = 1141.07 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 1141.07 \text{ cm}^4$$

D'après le catalogue des profilés ; On adopte **IPE180** $I_y = 1317 \text{ cm}^4$, $I_z = 101 \text{ cm}^4$

-On recalcule la condition de la flèche avec le poids réel

Le poids propre réel G devient :

$$G = [(P_{couverture} + P_{accessoire}) \cdot d] + P_{panne}$$

- $G_{max} = [(12.5 + 1.5) \cdot 1.2] + 18.8 = 35.6 \text{ kg/ml}$

$$G = 0.356 \text{ KN/ml}$$

- $G_{min} = [(10+1.5)*1.2] + 18.8 = 32.6 \text{ kg/ml}$

$$G = 0.326 \text{ KN/ml}$$

b) Vérification de la flèche suivant l'axe Y-Y :

La combinaison la plus défavorable à L'ELU et L'ELS deviennent :

- L'État Limite Ultime :
 (z-z) : $G_{minZ} + 1.5 wZ = -6.45 \text{ KN/ml}$
 (y-y) : $1.35 G_{maxY} + 1.5 qy = 0.155 \text{ KN/ml}$
- L'État Limite de Service :
 (z-z) : $G_{minZ} + W_z = -4.19 \text{ KN/ml}$
 (y-y) : $G_{maxY} + qy = 0.11 \text{ KN/ml}$

III-3-1-Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale). Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- Condition de la flèche.
- Condition de résistance

III-3-1-1-Condition de la flèche :

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

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_z \cdot L^4}{E I_y} = \frac{5}{384} \frac{4.19 \times 10^{-2} \times (600)^4}{2.1 \cdot 10^4 \times 1317} = 2.57 \text{ cm}$$

b) Vérification de la flèche suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{q_y \cdot L^4}{E I_z} = \frac{5}{384} \frac{0.11 \times 10^{-2} \times (600)^4}{2.1 \cdot 10^4 \times 101} = 0.88 \text{ cm}$$

$$f_{totale} = \sqrt{(2.57)^2 + (0.88)^2} = 2.72 \text{ cm} < f_{adm} = L/200 = 3 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée

III-3-1-2-Condition de la résistance :

$$\left[\frac{M_{y.Sd}}{Mpl_{y.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.Sd}}{Mpl_{z.Rd}} \right] \leq 1 \text{ [EC03 5.4.8.1 (11)]}$$

Avec $\alpha = 2$ pour Les profile en en I .

Classification de la section

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = 1 f_y = 235 \text{ MPa}$$

*Classification de la semelle :

$$\checkmark \frac{c}{t_f} = \frac{45.5}{8} = 5.69 < 10 \varepsilon \rightarrow \text{Classe 1}$$

*Classification de l'âme :

$$\checkmark \frac{d}{t_w} = \frac{146}{5.3} = 27.55 < 72\varepsilon \rightarrow \text{Classe 1}$$

Donc la section est de : **classe1** $\rightarrow \gamma_{m0} = 1.1$

❖ Le moment fléchissant sur l'axe ZZ' :

$$M_{y.Sd} = \frac{qz \cdot l^2}{8} = \frac{6.45 \times 6^2}{8} = 29.03 \text{ kN.m}$$

❖ Le moment fléchissant sur l'axe YY' :

$$M_{z.Sd} = \frac{qy \cdot l^2}{8} = \frac{0.155 \cdot (6)^2}{8} = 0.698 \text{ kN.m}$$

III-3-1-3-Vérification du moment

$$Mpl_{y.Rd} = \frac{W_{y.pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166.4 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 35.55 \text{ kN.m}$$

$$Mpl_{z.Rd} = \frac{W_{z.pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{34.6 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 7.39 \text{ kN.m}$$

$$\left[\frac{M_{y.Sd}}{Mpl_{y.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.Sd}}{Mpl_{z.Rd}} \right] = \left[\frac{29.03}{35.55} \right]^2 + \left[\frac{0.698}{7.39} \right] = 0.76 < 1 \quad \text{C'est vérifié}$$

Donc la panne IPE180 est vérifiée à la flexion bi axiale

III-3-1-4-Vérification au cisaillement :

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

- $V_{z,sd} \leq V_{plz,rd}$ [EC .3 p158]
- $V_{y,sd} \leq V_{pl,y,rd}$

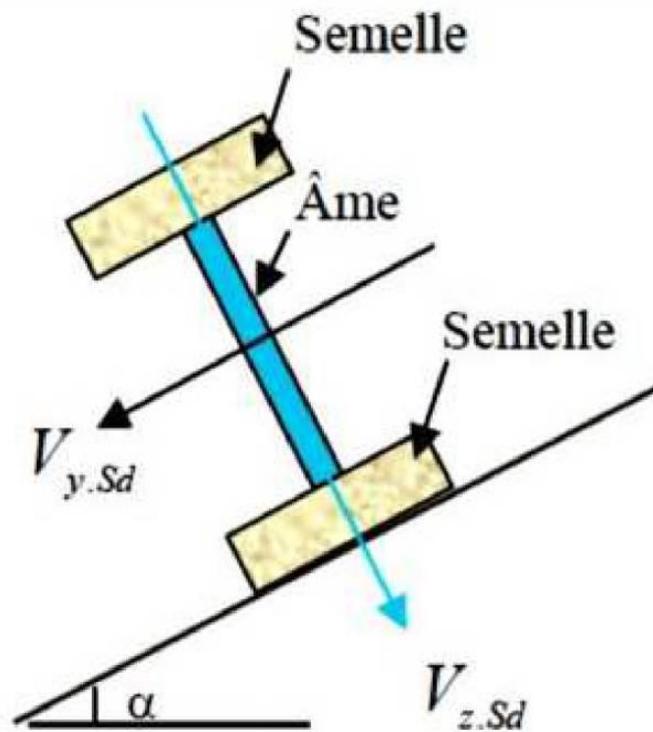


Figure III.4 : Représentation de cisaillement

Avec :

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

V_{plRd} : valeur de calcul de la résistance au cisaillement.

- $V_{z,sd} = \frac{qz \cdot l}{2} = \frac{6.45 \times 6}{2} = 19.35 \text{ kN}$

- $V_{plzRd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$

$A_v = 11.25 \text{ cm}^2$ d'après le catalogue de profile

$$V_{plzRd} = \frac{11.25 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 138.76 \text{ kN}$$

Et

$$V_{zsd} = 19.35 \text{ kN} < V_{plzrd} = 138.76 \text{ kN}$$

$$V_{zsd} = 19.35 \text{ kN} < 0.5 V_{plzrd} = 69.35 \text{ kN}$$

- $V_{y,sd} = \frac{qy \cdot l}{2} = \frac{0.155 \times 6}{2} = 0.47 \text{ kN}$

- $V_{plyRd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$

A_{vy} : est l'aire de cisaillement égale à : $A_{vy} = A - A_{vz}$

$A_v = 12.75 \text{ cm}^2$

- $V_{plyRd} = \frac{12.75 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 157.26 \text{ KN}$

$V_{ysd} = 0.47 \text{ KN} < V_{plyrd} = 157.26 \text{ KN}$

$V_{ysd} = 0.47 \text{ KN} < 0.5 V_{plyrd} = 78.63 \text{ KN}$

Donc la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée

III-3-1-5-Vérification au déversement :

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

$$M_{ysd} < M_{brd}$$

$$M_{ysd} = \frac{qz \cdot l^2}{8} = \frac{6.45 \times 3^2}{8} = 7.26 \text{ kN.m}$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \beta_w M_{c,Rd}$$

Pour la classe 1 $M_{c,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}$

$\beta_w = 1$: Facteur de corrélation approprié. et $\gamma_{m1} = 1.1$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{y,pl} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{166.4 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 35.55 \text{ kN.m}$$

Pour le calcul de χ_{LT} on a la formule :
$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

La valeur de λ_{LT} peut être calculée par la formule :

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

L : longueur de maintien latéral (distance entre le lierne et le portique = $L/2 = 3 \text{ m}$).

$$\lambda_{LT} = \frac{300 / 2.05}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300 / 2.05}{18 / 0.8} \right)^2 \right]^{0.25} \sqrt{1.132}} \quad \text{Avec : } C_1 = 1,132$$

$\lambda_{LT} = 104.35$

Donc : $\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\varepsilon}$ Avec : $\varepsilon = 1 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1.11 > 0,4 \Rightarrow$ il y a un risque de déversement

$$\diamond \phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$\alpha_{LT}=0.21$ Pour les profilés laminés.

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,2(1,11 - 0,2) + 1,11^2 \right] = 1,21$$

Le coefficient de réduction pour le déversement :

$$\diamond \chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,21 + \sqrt{1,21^2 - 1,11^2}} = 0,59$$

$$\diamond M_{bRd} = \chi_{LT} \frac{\beta \omega \times W_{plx} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

$$M_{b.Rd} = \frac{0,59 \times 1 \times 166,5 \times 10 - 3 \times 235}{1,1} = 20,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{ysd} = 7,26 \text{ KN.m} < M_{brd} = 20,99 \text{ KN.m}$$

Donc la condition de déversement est vérifiée.

III -4- Calcul des liernes :**III -4-1-Introduction**

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

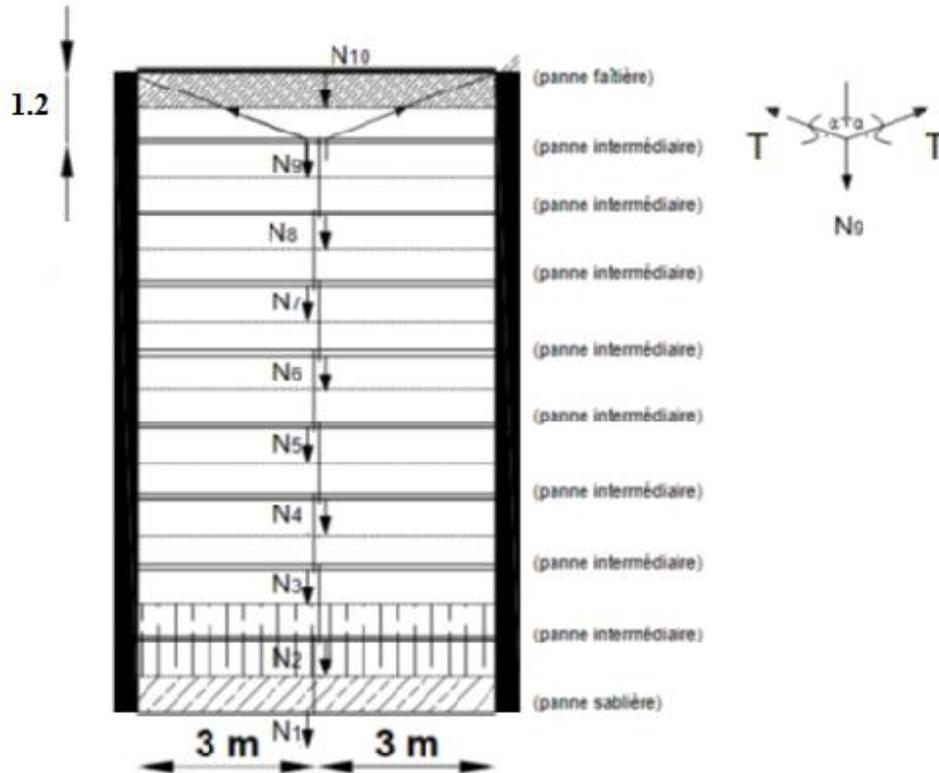


Figure III.5 La disposition des liernes sur les pannes

✓ **Calcul de l'effort de traction dans la lierne la plus sollicitée.**

$$q_{y1} = 1.25 \times q_{y2} = 1.25 \times (1.35 \times G_y + 1.5 Q_y) = 0.194 \text{ KN/ml}$$

$$l = L/2 = 3 \text{ m}$$

$$R = 0.194 \times 3 = 0.582 \text{ KN}$$

✓ **Efforts de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière :**

- $N_1 = R/2 = 0.291 \text{ KN}$
- Effort dans le tronçon L2 : $N_2 = N_1 + R = 0.873 \text{ KN}$
- Effort dans le tronçon L3 : $N_3 = N_2 + R = 1.455 \text{ KN}$
- Effort dans le tronçon L4 : $N_4 = N_3 + R = 2.037 \text{ KN}$
- Effort dans le tronçon L5 : $N_5 = N_4 + R = 2.619 \text{ KN}$
- Effort dans le tronçon L6 : $N_6 = N_5 + R = 3.201 \text{ KN}$
- Effort dans le tronçon L7 : $N_7 = N_6 + R = 3.783 \text{ KN}$
- Effort dans le tronçon L8 : $N_8 = N_7 + R = 4.365 \text{ KN}$

- Effort dans le tronçon L9 : $N_9 = N_8 + R = 4.947 \text{ KN}$

$$2 T \cos \alpha = N_9$$

$$\text{Avec } \alpha = \arctan 3/1.2 \rightarrow \alpha = 68.20^\circ$$

$$T = N_9 / 2 \cos 68.20^\circ$$

$$T = 6.661 \text{ KN}$$

III -4-2-Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité si celui qui a l'effort max $N_{tsd} = 6.661 \text{ KN}$. La condition de résistance plastique de la section brute impose que :

$$N_{tsd} \leq N_{pl} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

D'où:

$$A \geq \frac{N_{tsd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{6.661 \times 1}{23.5} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \frac{\pi \times \varphi^2}{4} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$\varphi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.28}{3.14}} \rightarrow \varphi \geq 0.597 \text{ cm} = 5.97 \text{ mm}$$

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

III.5.Calcul des lisses de bardage :

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

Dans notre projet :

Chaque lisse repose sur 2 appuis de distance :

- L=6m sur le long pan.
- L=5.5m sur le pignon

Le porté entre axe des lisses $e=1.5$ (espace entre 2 lisses).

Les lisses sont en S2

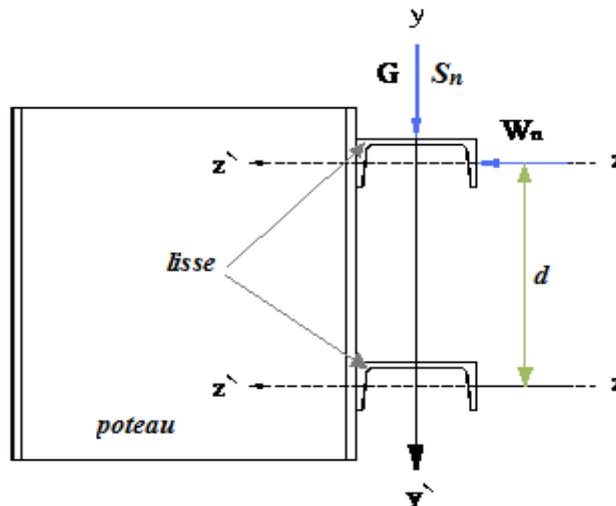


Figure- III-6- : .Disposition de la lisse sur le poteau

III-5-1- Lisses de bardage de pignon :

III-5-1-1-Evaluation des charges :

a) Les charges permanentes :

- Poids propre de la tôle de couverture TN40..... 10 Kg /m²
- Poids propre d'accessoires d'attaches1.5Kg/m²
- Poids propre de la lisse estimé (UAP150)17.9Kg/m

$$G = [(P \text{ bardage} + P \text{ accessoire}) \times e] + P_{\text{lisse}}$$

$$G = [(10 + 1.5) \times 1.5] + 17.9$$

$$G = 0.352 \text{ KN/ml}$$

b) La surcharges climatique du au vent :

On calcul les lisse de bardages avec les valeurs de vent suivantes :

- ✓ $W_{\text{pignon}} = -1.761 \text{ KN/m}^2$
- ✓ $W_{\text{long-pan}} = 1.862 \text{ KN/m}^2$

D'où: $W = -1.761 \times e = -1.761 \times 1.5 = -2.627 \text{ KN/ml}$
 $W = 1.862 \times e = 1.862 \times 1.5 = 2.793 \text{ KN/ml}$

1) Charges appliquées à l'ELU :

- Pour long-pan (v_1) :

- ✓ $Q_{uy} = (1.35G) = 0.475 \text{ KN/ml}$
- ✓ $Q_{uz} = (1.5W) = 4.19 \text{ KN/ml}$

- Pour pignon (v_2) :

- ✓ $Q_{uy} = (1.35G) = 0.475 \text{ KN/ml}$
- ✓ $Q_{uz} = (1.5W) = -3.94 \text{ KN/ml}$

2) Charges appliquées à l'ELS

- Pour pignon (v_2) :

- ✓ $Q_{sy} = 0.352 \text{ KN/ml}$
- ✓ $Q_{sz} = -2.627 \text{ KN/ml}$

- Pour long-pan (v_1) :

- ✓ $Q_{sy} = 0.352 \text{ KN/ml}$
- ✓ $Q_{sz} = 2.793 \text{ KN/ml}$

III-5-2-Lisse de bardage long pan :**1) Charge appliquée à L'ELU :**

- ✓ $Q_{uy} = (1.35G) = 0.475 \text{ KN/ml}$
- ✓ $Q_{uz} = (1.5W) = 4.19 \text{ KN/ml}$

2) Charges appliquées à L'ELS :

- ✓ $Q_{sy} = 0.352 \text{ KN/ml}$
- ✓ $Q_{sz} = 2.793 \text{ KN/ml}$

III.5.2.1 Condition de la flèche :

La vérification à l'état limite de service se fait avec les charges et les surcharges de service.

$$F < F_{adm}$$

Pour une poutre sur 2 appuis uniformément chargée.

a) **Vérification de la flèche suivant l'axe Z-Z :**

$$f \leq f_{adm}$$

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

$$*F_{adm} = 1/200$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \frac{q_z \cdot L^3 \times 200}{E} = \frac{5}{384} \frac{2.793 \times 10^{-2} \times (600)^3 \times 200}{2,1 \cdot 10^4} = 748.125 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 748.125 \text{ cm}^4$$

Donc le profilé **UAP150** est vérifié

$$f \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3$$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_z \cdot L^4}{E I_y} = \frac{5}{384} \frac{2.793 \times 10^{-2} \times (600)^4}{2,1 \cdot 10^4 \times 796} = 2.82 \text{ cm} < 3 \text{ cm} \rightarrow \text{La formule est vérifiée.}$$

b) **Vérification de la flèche suivant l'axe y-y**

Sous l'effet de poids propre « G » :

$$G = [G1 \text{ poids de bardage}] + [G2 \text{ poids de lisse}]$$

$$G = [10 \cdot 1.5] + 17.9$$

$$G = 32.9 \text{ Kg/m}$$

$$f \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = 600/200 = 3 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{G \cdot L^4}{E I_z} = \frac{5}{384} \frac{0.329 \times 10^{-2} \times (600)^4}{2,1 \cdot 10^4 \times 93.25} = 2.84 \text{ cm} < 3 \text{ cm} \rightarrow \text{La formule est vérifiée.}$$

III.5.2.2- Condition de la résistance :

$$\left[\frac{M_{y.Sd}}{M_{pl.y.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.Sd}}{M_{pl.z.Rd}} \right] \leq 1 \quad \text{[EC03 5.4.8.1 (11)]}$$

Avec $\alpha = 2$ pour Les profile en en I .

Classification de la section

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = 1 f_y = 235 \text{ MPa}$$

Classification de la semelle :

$$\checkmark \quad \frac{c}{t_f} = 5.69 < 10 \varepsilon \rightarrow \text{Classe 1}$$

Classification de l'âme :

$$\checkmark \quad \frac{d}{t_w} = 15.57 < 72\varepsilon \rightarrow \text{Classe 1}$$

Donc la section est de : **classe1** $\rightarrow \gamma_{m0} = 1.1$

❖ Le moment fléchissant sur l'axe ZZ' :

$$M_{y.Sd} = \frac{qz \cdot l^2}{8} = \frac{4.19 \times 6^2}{8} = 18.86 \text{ kN.m}$$

❖ Le moment fléchissant sur l'axe YY' :

$$M_{z.Sd} = \frac{qy \cdot l^2}{8} = \frac{0.475 \cdot (6)^2}{8} = 2.14 \text{ kN.m}$$

III.5.2.3 Vérification du moment

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{y.pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{125.3 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 26.76 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl.z.Rd} = \frac{W_{z.pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{38.8 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 8.29 \text{ kN.m}$$

$$\left[\frac{M_{y.Sd}}{Mpl_{y.Rd}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z.Sd}}{Mpl_{z.Rd}} \right] = \left[\frac{18.86}{26.76} \right]^2 + \left[\frac{2.14}{8.29} \right] = 0.75 < 1 \rightarrow \text{C'est vérifié}$$

Donc la résistance du moment est vérifiée

III.5.2.4 -Vérification au cisaillement :

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$\begin{aligned} \bullet V_{z,sd} &\leq V_{plz,rd} \\ \bullet V_{y,sd} &\leq V_{ply,rd} \end{aligned} \quad [EC .3 p158]$$

$$\begin{aligned} \bullet V_{z.Sd} &= \frac{qz \cdot l}{2} = \frac{4.19 \times 6}{2} = 12.57 kN \\ \bullet V_{plzRd} &= \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} \\ A_v &= 11.28 \text{ cm}^2 \text{ d'après le catalogue de profile} \\ V_{plzRd} &= \frac{11.28 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 139.13 kN \end{aligned}$$

Et

$$\begin{aligned} V_{zsd} &= 12.57 \text{ kN} < V_{plzrd} = 139.13 \text{ kN} \\ V_{zsd} &= 12.57 \text{ kN} < 0.5 V_{plzrd} = 69.57 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet V_{y.Sd} &= \frac{qy \cdot l}{2} = \frac{0.475 \times 6}{2} = 1.43 kN \\ \bullet V_{plyRd} &= \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} \\ A_{vy} &: \text{ est l'aire de cisaillement égale à : } A_{vy} = A - A_{vz} \end{aligned}$$

$$\mathbf{A_v = 11.56 \text{ cm}^2}$$

$$\begin{aligned} \bullet V_{plyRd} &= \frac{11.56 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 142.58 kN \\ V_{ysd} &= 1.43 \text{ kN} < V_{plyrd} = 142.58 \text{ kN} \\ V_{ysd} &= 1.43 \text{ kN} < 0.5 V_{plyrd} = 71.29 \text{ kN} \\ \text{Donc :} & \text{ la résistance des lisses au cisaillement est vérifiée.} \end{aligned}$$

III.5.2.5-Vérification au déversement :

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

$$M_{ysd} < M_{brd}$$

$$M_{y_{sd}} = \frac{qz.l^2}{8} = \frac{4.19 \times 6^2}{8} = 18.86 \text{ kN.m}$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \beta_w M_{c,Rd}$$

*Pour la classe 1 $M_{c,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}$

$\beta_w=1$: Facteur de corrélation approprié. et $\gamma_{M1}=1.1$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{y,pl} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{125.3 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 26.77 \text{ kN.m}$$

Pour le calcul de χ_{LT} on a la formule : $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$

La valeur de λ_{LT} peut être calculée par la formule :

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

$$\lambda_{LT} = \frac{93.25 / 2.02}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{93.25 / 2.02}{150 / 10.3} \right)^2 \right]^{0.25} \sqrt{1.132}} \quad \text{Avec : } C_1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = 20.54$$

Donc : $\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\varepsilon}$ Avec : $\varepsilon = 1 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0.21 < 0,4 \Rightarrow$ il n'y'a pas risque de déversement

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$\alpha_{LT}=0.21$ Pour les profilés laminés.

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0.2(0.21 - 0,2) + 1.38^2 \right] = 0.505$$

Le coefficient de réduction pour le déversement :

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

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.505 + \sqrt{0.505^2 - 0.21^2}} = 0.95$$

$$\ast M_{bRd} = \chi_{LT} \frac{\beta \omega \times W_{plx} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

$$M_{b.Rd} = \frac{0.95 \times 1 \times 125.3 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 25.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{ysd} = 18.86 \text{ KN.m} < M_{brd} = 25.43 \text{ KN.m}$$

Conclusion : On adopte des profilés **UAP 150** pour les lisses

Remarque : le profilé **UAP 150** n'est pas vérifié dans le calcul sur logiciel **Robot**

Famille : 6 panne								
1032	panne_103		IPE 180	ACIER E24	80.91	292.39	0.45	7 ELU /14/
Famille : 7 lisse								
278	panne_278		UAP 150	ACIER E24	93.16	272.20	1.65	7 ELU /12/
Famille : 8 P.P								
709	poutre P_709		IPE 550	ACIER E24	31.47	2.47	0.42	7 ELU /3/

Figure- III-7 : vérification des lisses –logiciel Robot

Donc : on adopte **UAP 200**

III-6-Les potelets :

Les potelets sont des éléments de profile laminé, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol.

Et sont des profils disposés verticalement sur le pignon, comme indiqué sur la figure ci-dessous, et sont soumis à la flexion composée dont des efforts lesquels :

- ✚ Effort normal produit par le poids propre du potelet et lisses de bardage.
- ✚ Effort de flexion produit par l'action du vent sur le pignon.

III-6-1-Pré-Dimensionnement des potelets :

- ✚ Chaque pignon possède 2 potelet de longueur max $L=12.75m$.
- ✚ Le porté max entre axe des potelets $d=5.5m$
- ✚ Les potelets sont en acier S235.

III-6-1-1- Evaluation des charges et surcharges :

-charges permanentes (G) : (charge concentrée)

- Poids propres des lisses UAP 150.....**17.9kg/ml**
- Poids propre du bardage (TN 40).....**10Kg/m²**
- Accessoire de pose.....**5kg/m²**
- Poids propre du potelet : (à déterminer)

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

III-6-1-2- Surcharges climatiques :

La charges du vent la plus défavorable le pignon est : $w=-1761.9N/m^2$

$W=-1.76 \times 5.5=-9.68KN/ml$

Avec : 5.5m : l'entre axe des potelets

III-6-2- Dimensionnement du potelet :**III-6-2-1 Sous la condition de flèche :**

- La vérification de la flèche se fait sous le vent normal

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

Et la flèche admissible

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{1275}{200} = 6.38cm$$

$$I_y = \frac{5}{384} \frac{q_z \cdot L^3 \times 200}{E} = \frac{5}{384} \frac{9.68 \times 10^{-2} \times (-2) \times (1275)^3 \times 200}{2,1 \cdot 10^4} = 24860 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 24860 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un IPE450 dont $I_y=33740 \text{ cm}^4$ et le poids =77.6Kg/m.

III-6-2-2-Évaluation des charges :

a) **Les charges variables : (Vent)**

$q_w = -9.68 \text{ KN/m}$

b) **Les charges permanentes :**

- Poids de bardage **G1=10Kg/m²**
- Poids du lisse **G2=7×17.9=125.3Kg/m**
- Poids propre de l’IPE450..... **G3=77.6Kg/m**

$G = [(G1 \cdot d \cdot L) + (G2 \cdot d) + G3 \cdot L]$

$G = [(10 \times 5.5 \times 12.75) + (125.3 \times 5.5) + 77.6 \times 12.75] = 2379.8 \text{ Kg/m}$

Donc → **G=23.80KN**

III-6-3-Vérification de la flexion composée :

III-6-3-1-1-Vérification de l’effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$Q_s = 1.5 q_w = 1.5 \times 9.68 = 14.52 \text{ kN/m}$

- $V_{sd} = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{14.52 \times 12.75}{2} = 92.57 \text{ kN}$

- $V_{plzRd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$

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

$A_v = 50.85 \text{ cm}^2$ d’après le catalogue de profile

→ $V_{plzRd} = \frac{50.85 \times 23.5}{1.1} = 1086.34 \text{ KN}$

$0.5 V_{plzRd} = 543.17 \text{ KN}$

$V_{sd} = 92.57 \text{ KN} \leq 0.5 V_{pl,rd} = 543.17 \text{ KN}$

Donc la **condition est vérifiée**

III-6-3-1-2-Vérification de l'effort axial :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$N_{sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd}, 0.5 A_w f_y / \gamma_{M0})$$

- ✓ $N_{sd} = 1.5 \cdot G = 1.5 \times 23.80 = 35.7 \text{ KN}$
- ✓ $N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 98.8 \cdot \frac{23.5}{1.1} = 2110.72 \text{ KN}$
- ✓ $0.25 \cdot N_{pl,Rd} = 0.25 \times 2110.72 = 527.68 \text{ KN}$
- ✓ $A_w = A - 2 b t_f = 98.80 - 2 \times 19 \times 1.46 = 43.32 \text{ cm}^2$
- ✓ $0.5 A_w f_y / \gamma_{M0} = 0.5 \times 43.32 \times 23.5 / 1.1 = 462.74 \text{ KN}$
- ✓ $N_{sd} = 35.7 \text{ KN} \leq \text{min} (527.68, 462.74) = 462.74 \text{ KN}$

→ Donc la condition est vérifiée

III-6-3-2-Vérification de la stabilité au flambement flexion :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{pl,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Avec :

- $N_{sd} = 1.5 \cdot G = 1.5 \cdot 23.80 = 35.7$
- $M_{y,Sd} = 1.5 \cdot \frac{q_w \cdot l^2}{8} = \frac{9.68 \cdot (12.75)^2}{8} = 196.70 \text{ kN.m}$
- $M_{z,Sd} = 0$

a) Classification de la section

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = 1 f_y = 235 \text{ MPa}$$

Classification de la semelle :

$$\checkmark \frac{c}{t_f} = 6.50 < 10 \varepsilon \rightarrow \text{Classe 1}$$

Classification de l'âme :

$$\checkmark \frac{d}{t_w} = 40.29 < 72 \varepsilon \rightarrow \text{Classe 1}$$

Donc la section est de : **classe1** $\rightarrow \gamma_{m0} = 1.1$

b) Calculons la longueur de flambement :

*Autour de l'axe faible y'y (dans le plan de l'âme) : le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur

Donc : la longueur de flambement $l_{ky} = 12.75m$

*Autour de l'axe faible z'z (dans le plan perpendiculaire de l'âme), le poteau est empêché de flamber sur toute sa hauteur par les lisses de bardage.

Donc la longueur de flambement $l_{kz} = 1.5m$

*Pour l'IPE 450, les rayons de giration sont :

$$*i_y = 18.48cm$$

$$*i_z = 4.12 cm$$

c) Calcule Les Élançement :

$$\bar{\lambda}_L = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\varepsilon}$$

$$\lambda_y = l_{ky}/i_y = 1275/18.48 = 68.9$$

$$\lambda_z = l_{kz}/i_z = 2750/4.12 = 66.74$$

d) Calcule les élançements critiques :

Acier S235

$$\varepsilon = [235/f_y]^{0.5}$$

$$\text{Donc } \lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$$

e) Calcule les élançements réduits :

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y/\lambda_{cr} \times \sqrt{\beta_w} = 68.9/93.9 \times \sqrt{1} = 0.73 > 0.2 \text{ il y a un risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \lambda_z/\lambda_{cr} \times \sqrt{\beta_w} = 66.74/93.9 \times \sqrt{1} = 0.71 > 0.2 \text{ il y a un risque de flambement}$$

Avec : $\sqrt{\beta_w} = 1$ L'IPE 450 est de classe 1

f) Calcule le coefficient de réduction :

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z)$$

Choix de la courbe de flambement d'après le **tableau 5. 5. 3 Euro code 3 :**

Pour L'IPE450 : h = 450 mm, b = 190 mm, t_f = 14.6 mm.

Donc :

$$h/b=450/190= 2.36 > 1.2 \text{ et } t_f= 14.6 \leq 40\text{mm}$$

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
y-y'	A	$\alpha_y= 0.21$
z-z'	B	$\alpha_z= 0.34$

Tableau III- 1: Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 450

g) Calcul de χ_{min} :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

Avec ≤ 1

$$\varphi_y = 0.5 [1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5 [1 + 0.21 \cdot (0.73 - 0.2) + 0.73^2] = 0.822$$

$$\chi_y = 0.83$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

Avec ≤ 1

$$\varphi_z = 0.5 [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5 [1 + 0.34 \cdot (0.71 - 0.2) + 0.71^2] = 0.84$$

$$\Rightarrow \chi_z = 0.77$$

$$\chi_{min} = (\chi_y = 0.83, \chi_z = 0.77)$$

Donc : $\chi_{min} = 0.77$

h) Calculons l'élancement réduit $\bar{\lambda}$:

$\beta_w = 1 \rightarrow$ Section classe 1

χ_{lt} : Coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \times (\beta_w^{0.5})$$

M_{cr} : Est le moment critique de déversement

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_\omega} \right)^2 \frac{I_\omega}{I_z} + \frac{(kL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 \cdot E I_z}} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2 - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right]$$

*D'après les tableaux **F.1.2 de l'EC3**

Notre potelet considéré comme bi articules a ses extrémités on a :

C1, C2, facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$C1 = 1.132 \quad C2 = 0.459$$

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple $K_w=1$

$Z_a = -h/2 = -45/2 = -22.5\text{cm}$ Sous le vent(-) puisque l'orientation de repart est vers la semelle comprimé

$Z_0 = 0$ Section doublement symétrique EC3 figure F.1.1

$$Z_g = Z_a - Z_s = -22.5 \text{ cm}$$

*Dans le cas d'une section doublement symétrique $z_j = 0$

$$I_T = 66.87 \text{ cm}^4 = 12.75 \text{ mI}_W = 791000 \text{ cm}^6 I_z = 1676 \text{ cm}^4 = 0.4E$$

Donc :

$$M_{cr} = 1.132 \frac{\pi^2 \times 21000 \times 1676}{(1 \times 1275)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{1}{1}\right)^2 \cdot \frac{791000}{1676} + \frac{(1 \times 1275)^2 \cdot 0.4 \times 21000 \times 66.87}{\pi^2 \cdot E \cdot 1676}} + (0.459 \times (22.5))^2 - (0.459 \times (22.5)) \right]$$

$$M_{cr} = 13712.49 \text{ KN. m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 1702 \times 10^3 \cdot 3.235}{13712.49 \times 10^3 \cdot 6}} = 0.03 \leq 0.4$$

Donc pas de risque de divergence

i) Calcul de coefficient k :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \text{ et } K_y \leq 1.5 \beta_{MLT} = 1.3$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} - 1$$

$$\mu_y = 0.73 (2 \times 1.3 - 4) + \frac{1702}{1500} - 1 = -0.88$$

$$k_y = 1 - \frac{(-0.88) \cdot 35.7}{0.83 \cdot 98.8 \cdot 23.5} = 1.02 \leq 1.5$$

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1} = 1702 \times 23.5 / 1.1 = 36360.9 \text{ KN. M}$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{35.7}{0.77 \cdot 98.8 \cdot 23.5 / 1.1} + \frac{1.02 \times 196.7}{1702 \cdot 23.5 / 1.1} = 0.03 \leq 1$$

Donc la stabilité de ce potelet au flambement flexion est vérifiée
L'IPE270 convient comme potelet.

III-7- Conclusion :

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

- ✓ Les pannes : **IPE 180**
- ✓ Les lisses de bardages : **UAP 200.**
- ✓ Les potelets : **IPE 450.**

ETUDE DU PLANCHER MIXTE

IV.1.Introduction :

La dalle mixte est composée d'une tôle profilée en acier sur laquelle on coule une dalle en béton comportant un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de température. La tôle profilée sert de plate forme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton et d'armature inférieur pour la dalle après durcissement du béton. La dalle constitue un plancher mixte lorsqu'elle est reliée à la poutraison au biais de connecteurs qui s'opposent au glissement mutuel. Cette dernière sert aussi de contreventement horizontal pour assurer la stabilité de la structure. Vu les charges que doivent supporter ces dalles on doit effectuer des calculs pour la réalisation et la vérification de la résistance de cette dernière.

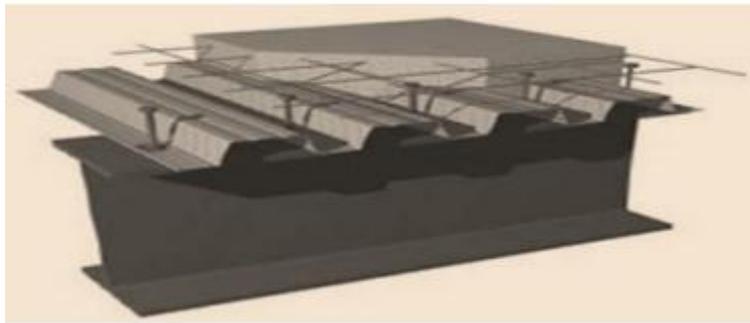


Figure IV.1 : Schéma du plancher collaborant.

-Pour notre structure on a choisi de réaliser notre plancher mixte en utilisant **la tôle TN 40**.

IV.2. Définition :

-Un plancher mixte est constitué d'une dalle mixte (composée d'un treillis d'armatures, une couche de béton et d'un bac d'acier), et des solives, ces dernières sont connectées à la dalle par des goujons connecteurs de différent type.

-Un plancher mixte est composé d'une couche en béton armé ou précontrainte connecté aux semelles supérieures des solives par des éléments de liaison appelés connecteurs dont le rôle est de rendre solidaire les solives en acier de la dalle de béton en évitant tout glissement relatif. Une telle dalle est dite collaborant, elle participe à l'inertie globale du plancher. Etant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

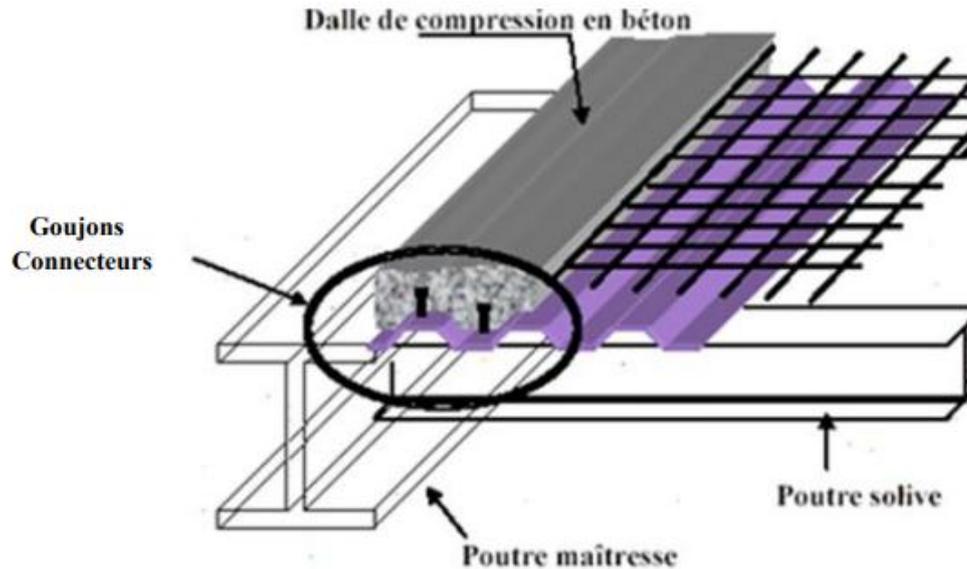


Figure IV .2 : Plancher mixte acier-béton.

IV.3. Disposition des solives :

Pour tous les planchers de notre ouvrage, les poutrelles sont disposées dans chaque trame de 2 poutrelles (solives) avec :

- la distance entre les solives est $d=1.1\text{m}$.
- la longueur de solives est $l= 6\text{ m}$

IV.4. Méthode de construction (Réalisation) :

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- ❖ Phase de construction
- ❖ Phase finale
- a) **Phase de construction** : Le profilé d'acier travail seul

Les charges de la phase de construction :

- Poids propre du profilé et la tôle.
- Poids propre du béton frais.
- Surcharge de construction (ouvrier).

b) Phase finale : Le béton ayant durci, donc le profilé et la dalle travaillant ensemble

Les charges de la phase finale sont:

- Poids propre du profilé et la tôle.
- Poids propre du béton.
- Surcharge d'exploitation.

- Finition.

IV.5. Caractéristiques des éléments constructifs :

✓ Béton :

Pour les planchers, on utilise un béton C25/30 d'épaisseur $e=10\text{cm}$ qui ont les caractéristiques suivantes :

- La résistance caractéristique à la compression : $f_c = 25 \text{ MPA}$
- La masse volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3 = 25 \text{ KN/m}^3$
- Le module d'élasticité longitudinale : $E_b = 14000 \text{ MPA}$.
- le coefficient de retrait du béton : $\varepsilon = 2.10^{-4}$

✓ Acier :

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

- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) : $E_a = 21.10^4 \text{ MPA}$
- La limite élastique de traction : $f_y = 235 \text{ MPA}$
- La limite élastique de cisaillement : $\tau_e = 0,58 f_y = 159.5 \text{ MPA}$
- coefficient d'équivalence acier/béton :

$$n = \frac{E_a}{E_b}$$

Donc $n = 15$

IV-6- Vérification de la dalle :

IV-6-1 Evaluation des charges :

Ce sont les actions correspondant aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquemment l'immeuble.

➤ Les charges permanentes G :

- Poids de la dalle en béton : $G_1 = \rho \cdot e = 2500 \times 0,1$ $G_1 = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Poids de la tôle (TN40) + accessoire $G_2 = 0.14 \text{ KN/m}^2$
- Poids du treillis soudé $G_3 = 0.01 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier) $Q_c = 1 \text{ KN/m}^2$

IV-6-2- Combinaison des charges :

➤ à l'ELS

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + Q_c) \times d = (2.5 + 0.14 + 0.01 + 1) \times 1.1 = 4.015 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 4.015 \text{ KN/m}$$

➤ à l'ELU

$$G = [1.35 (G_1 + G_2 + G_3) + 1.5Q] \times d = [1.35 (2.5 + 0.14 + 0.01) + 1.5(1)] \times 1.1 = 5.59 \text{ kN/m}$$

$$q_u = 5.59 \text{ kN/m}$$

IV-6-3- Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$f_z = \frac{5qzxl^4}{384xExIy}$$

Avec : $f_{adm} = L/200 = 600/200 = 3 \text{ cm}$

$$f_z = \frac{5.qz.l^4}{384.E.Iy} \leq \frac{l}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \frac{q_z \cdot L^4}{E \times 3} = \frac{5x}{384} \frac{4.015 \times 10^{-2} \times (600)^4}{2,1.10^4 \times 3} = 1075,45 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 1075,45 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profilés on adopte **IPE 180**

IV-6-4- Vérifications à la résistance :**IV-6-4-1- Vérification au moment fléchissant :(résistance)**

- on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{plz.rd}$$

$$M_{sd} = \frac{qz.l^2}{8} = \frac{5.59 \times 3^2}{8} = 6.29 \text{ kN.m}$$

$$M_{plz.rd} = \frac{W_{y.pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166.4 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 35.55 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 6.29 \text{ KN.m} \leq M_{plz.rd} = 35.55 \text{ KN.m}$$

Donc la condition est vérifiée

IV-6-4-2- Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$V_{zsd} \leq \frac{1}{2} V_{plz.rd}$$

$$V_{zsd} = \frac{qz \cdot l}{2} = \frac{5.59 \times 6}{2} = 16.77 \text{ kN}$$

$$V_{plz.rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{1125 \times 235}{\sqrt{3} \times 1.1} = 138.76 \text{ KN}$$

$$V_{zsd} = 16.77 \text{ KN} \leq \frac{1}{2} V_{plz.rd} = 69.38 \text{ KN}$$

- Donc la condition $V_{zsd} \leq \frac{1}{2} V_{plz.rd}$ est **vérifiée**

Remarque : toutes les conditions sont vérifiées .Donc on n'a pas besoin d'étayement pour la phase de construction

IV-7- Vérification au stade final :(Après durcissement du béton)

IV-7-1-Evaluation des charges :

➤ **Les charges permanentes G :**

Pour cela le règlement technique DTR-BC 2.2 (charges et surcharges) nous fixe les valeurs des charges et surcharges.

- Poids de la dalle en béton :
G1 = 2500 × 0,1 G1 = 2,5 kN/m²
- Poids de la tôle (TN40) +accessoire G2 = 0,14 kN/m²
- Poids de solive IPE180 G3 = 0,188 kN/m
- Poids de revêtement de carrelage et mortier de pose G4 = 1,2 kN/m²
- Poids de cloison G5 = 1 kN/m²
- Poids de l'enduit en mortier G6 = 0,1 kN/m²

$$G = (G1 + G2 + G4 + G5 + G6) \times 2 + G3$$

$$G = (2,5 + 0,14 + 0,95 + G1 + 0,1) \times 1,1 + 0,188 \rightarrow G = 5,622 \text{ KN/m}$$

➤ **Les charges variables Q :**

Surcharge d'exploitation : P = 2,5 KN/m²

$$Q = P \times d = 2,5 \times 1,1 = 2,75 \text{ kN/m}$$

$$Q = 2,75 \text{ KN/m}$$

IV-7-2- Combinaisons des charges :

❖ à l'ELS

$$\Sigma G + Q = 5,622 + 2,5 = 8,372 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 8,372 \text{ KN/m}$$

❖ à l'ELU

$$\Sigma \gamma G + \gamma Q = (1,35 \times 5,622) + (1,5 \times 2,75) = 11,71 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 11,71 \text{ KN/m}$$

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 .

VI-7-3- 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 :

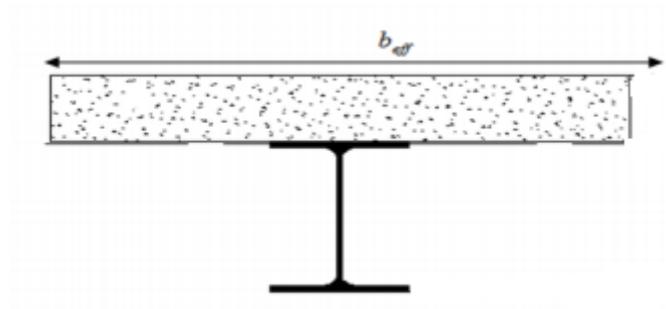


Figure IV.3: Largeur de la dalle effective.

$$B_{eff} = \min \left(2 \frac{l_0}{8}, b \right)$$

avec $l_0 = 4.8$ et $b = 1.1$ m,

$$B_{eff} = \min \left(2 \cdot \frac{4.8}{8}, 1.1 \right) = (1.2, 1.1) = 1.1 \text{ m}$$

Donc $B_{eff} = 1.1$ m

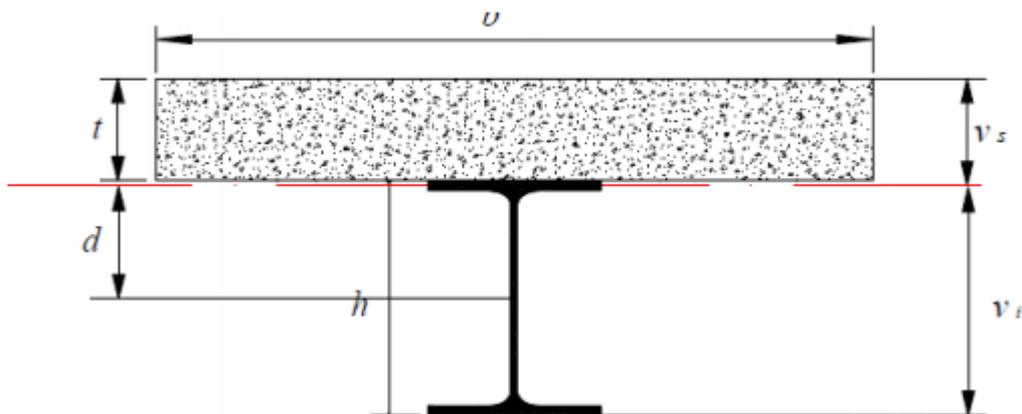


Figure IV-4- : détails sur la Largeur de la dalle effective

IV-7-4- 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 :

$$d = \frac{B_{eff} \cdot t}{n} \times \frac{t+h}{2s} \quad \text{avec : } n=15, t=e=10\text{cm}, B_{eff}=1.1\text{m}$$

$$S = A + \frac{B}{n} \quad \text{avec : } B = b \times t$$

$$S = 24 + \frac{110 \cdot 10}{15} = 97.33 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{110 \times 10}{15} \times \frac{10+18}{2 \times 97.33} \quad \text{donc : } d = 10.54 \text{cm} > \frac{h}{2} = \frac{18}{2} = 9 \text{cm}$$

IV-7-5-Position de l'axe neutre plastique :

Z_{amp} : Position de l'axe neutre plastique à partir de la fibre supérieure du béton. L'axe neutre plastique c'est un axe qui divise la section de deux aires égales.

$$F_a = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 24 \times \frac{23.5}{1.1} = 564 \text{ KN} \Rightarrow F_a = 564 \text{KN}$$

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_c} = 110 \times 10 \times \frac{0.85 \times 20}{1.5} = 12466.66 \text{KN}$$

$$F_c = 12466.66 \text{KN}$$

$F_c > F_a \Rightarrow$ l'axe neutre plastique passe dans la dalle

$$Z_{amp} = \frac{F_a}{b_{eff} \times (0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_c})} = \frac{564}{1.1 \times (0.85 \times \frac{20}{1.5})} = 4.52 \text{cm}$$

$$Z_{amp} = 4.52 \text{cm}$$

IV-7-6-L'inertie de l'ensemble poutre-dalle :

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

$$I_{\Delta} = I + A \cdot d^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{B_{eff}}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I_{\Delta} = 1317 + 24 \times (10.54)^2 + \frac{110 \times 10^3}{12 \times 15} + \frac{110 \times 10}{15} + \left(\frac{10+18}{2} - 10.54 \right)^2$$

$$\rightarrow I = 4570.54 \text{ cm}^4$$

IV-8- Moment fléchissant maximal dans la section mixte :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{11.71 \times 4.8^2}{8} = 33.72 \text{ kN.m}$$

IV-8-1- Contrainte de flexion simple :

IV-8-1-1 Contrainte dans la poutre d'acier :

❖ **Semelle inférieure :**

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{max}}{I} \cdot V \quad \text{Avec : } V_i = \frac{h}{2} + d = \frac{18}{2} + 10.54 = 19.54 \text{cm}$$

$$\sigma_{ai} = \frac{33.72 \times 10^3}{4570.54 \times 10^4} \times 195.4 = 0.14 \text{ KN/mm}^2$$

$$\sigma_{ai} = 0.14 \text{ KN/mm}^2$$

❖ **Semelle supérieure :**

$$\sigma_{as} = \frac{M_{max}}{I} \cdot (V_s - t) \text{ Avec : } V_s = \frac{h}{2} + t - d = \frac{18}{2} + 10 - 10.54 = 8.46 \text{ cm}$$

$$\sigma_{as} = \frac{33.72 \times 10^3}{4570.54 \times 10^4} (84.6 - 10) = 0.05 \text{ KN/mm}^2$$

$$\sigma_{as} = 0.05 \text{ KN/mm}^2$$

IV-8-1-2- Contrainte dans la dalle en béton :

➤ Fibre supérieure : (Compression)

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{max}}{n \cdot I} \cdot V_s$$

$$\sigma_{bs} = \frac{33.72 \times 10^3}{15 \times 4570.54 \times 10^4} \cdot (84.6) = 4.16 \times 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

$$\sigma_{bs} = 4.16 \times 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

➤ Fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{max}}{n \cdot I} \cdot (V_i - t)$$

$$\sigma_{bi} = \frac{33.72 \times 10^3}{15 \times 4570.54 \times 10^4} \cdot (194.5 - 100) = 4.64 \times 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

$$\sigma_{bi} = 4.64 \times 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

IV-8-2- Vérification de la flèche :

On vérifié la condition suivante :

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

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} = \frac{5}{384} \frac{8.372 \times 10^4 \cdot (-2) \times (480)^4}{2.1 \cdot 10^4 \times 4570.54} = 0.60 \text{ cm}$$

$$f_{max} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = 2.4 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée

IV-8-3- Vérifications à la résistance :

Vérification au moment fléchissant :(résistance)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pi.rd}$$

$$M_{pi.rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - Z_{anp} \right)$$

$$M_{pi.rd} = 564 \left(\frac{0.18}{2} + 0.04 + 0.06 - 4.52 \cdot 10^{-2} \right)$$

$$M_{pi.rd} = 81.67 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} = 33.72 \text{ KN} \cdot \text{m} \leq M_{pi.rd} = 81.67 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Donc la condition est vérifiée

IV-8-4-Vérification au l'effort tranchant :(cisaillement) :

On doit vérifier que :

$$V_{z.sd} = \frac{qu \cdot l}{2} \leq 0.58 f_y$$

Tel que :

V_{sd} : L'effort tranchant calculé précédemment

$$V_{z.sd} = \frac{qu \cdot l}{2} = \frac{11.71 \times 4.8}{2} = 28.10 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd}}{h_1 \cdot t_w} = \frac{28.10}{164 \times 5.3} = 0.032 \text{ KN/mm}^2$$

Donc : $\tau = 0.032 \text{ KN/mm}^2 \leq 0.58 f_y \rightarrow$ la condition vérifiée

IV-8-5- Contraintes additionnelles de retrait :

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).

on calcul :

$$\checkmark \beta = \frac{h+t}{2} = \frac{18+10}{2} = 14 \text{ cm} \rightarrow \beta = 0.14 \text{ m}$$

$$\checkmark \alpha = \frac{I_b}{A_a \cdot \beta} = \frac{1317}{24 \times 14} = 3.91 \text{ cm} \quad \rightarrow \alpha = 3.91 \text{ cm}$$

$$\checkmark K = \frac{A_c \times E_c \times \beta \times A_a}{n \times I_a + A_c \times \alpha \times I_a + A_c \times A_a \times \beta^2} \text{ Avec : } A_c = B \times t$$

$$K = \frac{(115 \times 10) \times 2.1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4} \times 14 \times 24}{(15 \times 1317 \times 24) + (115 \times 10 \times 1317) + (115 \times 10 \times 24 \times 24^2)}$$

$$K = 0.219 \text{KN/cm}^3$$

- Z_1 : Distance entre l'interface et l'axe neutre de la section homogène

$$Z_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{18}{2} + 3.91 = 12.91 \text{cm}$$

- Z_2 : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'axe neutre de la section homogène.

$$Z_2 = Z_1 + t = 12.91 + 10 = 22.91 \text{cm}$$

$$Ea. \varepsilon = 2.1 \times 10^4 \times 2 \times 10^{-4}$$

IV-8-5-1- Dans l'acier :

- ✓ Semelle inférieure (Traction)

$$\sigma_{ai} = K (h - Z_1) = 0.219 \times (18 - 12.91) = 11.147 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \sigma_{ai} = 11,147 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

- ✓ Semelle supérieure (Compression)

$$\sigma_{as} = K \times Z_1 = 0.219 \times 12.91 = 28.272 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \sigma_{as} = 28,272 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

IV-8-5-2- Dans le béton :

- Fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - K \times Z_2) = \frac{1}{15} (42 - 28.27) = 0.915 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2 \rightarrow \sigma_{bi} = 0,915 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

- Fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - K \times Z_2) = \frac{1}{15} (42 - (0.219 \times 22.91)) = 0.246 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2 \rightarrow \sigma_{bs} = 0,246 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

IV-8-6- Contraintes finales :

IV-8-6-1- Dans l'acier :

- Semelle inférieure (Traction)

$$\sigma_{ai} = -140 - 11.147 = -151.147 \text{ Mpa} < 235 \text{Mpa}$$

- Semelle supérieure (Compression)

$$\sigma_{as} = 5 + 28.27 = 33.27 \text{ Mpa} < 235 \text{Mpa}$$

IV-8-6-2 Dans le béton :

- Fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = -4,64 \cdot 10^{-3} - 0.915 = -0.919 \text{ Mpa} < 0.6 + 0.06 f_{c28} = 1.8 \text{Mpa}$$

- **Fibre supérieure (Compression) :**

$$\sigma_{bs} = 4,16 \cdot 10^{-3} - 0.246 = -0.241 \text{ Mpa} < 20\text{Mpa}$$

IV-9-Calcul de la poutre principale :

Les poutres porteuses sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

Dans notre cas ont va s'intéresser pour le cas le plus défavorable.

IV-9-1-Caractéristiques du plancher :

- Portée du sommier : L=11 m
- Entre axe des sommiers : d sommier= 6 m
- Entre axe des solives : d solives =1.1m
- Charges permanentes du plancher : G = 3.92KN/m²
- Surcharges d'exploitation : Q = 2,5KN/m²
- Poids de la solive : G solives = 0,188KN/m
- Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{\text{solives}} = G_{\text{solive}} \times e_{\text{sommier}} = 0,188 \times 4.8 = 0.90\text{KN}$$

IV-9-2-Vérification de la flèche :

Pour vérifier cette poutre, on utilise le principe de superposition.

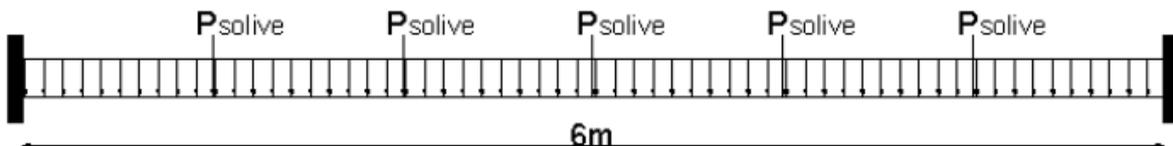


Figure IV-5-: Schéma statique du sommier

On considère le sommier soumis à une charge répartie Ps sur sa longueur.

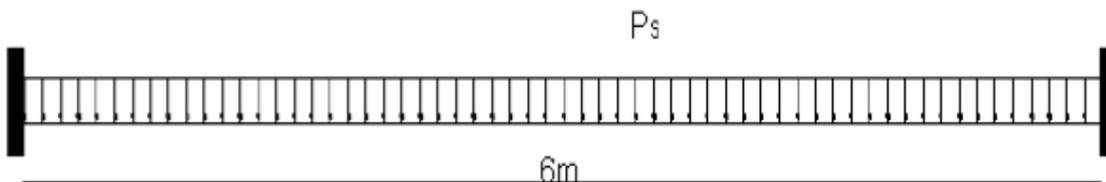


Figure IV-6-: Sommier sous charge équivalente

IV-9-3-Pré dimensionnement :

$$P_s = [G + Q] \times d_{\text{sommier}} + [(5 \times P_{\text{sol}}) / L]$$

$$P_s = [3.92 + 2.5] \times 6 + [(5 \times 0.90) / 11]$$

Ps = 38.92 KN/m

Il faut vérifier que :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_s L^4}{E I_y} \Rightarrow f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{1100}{250} = 4.4 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5}{2.4 \times 384} \frac{q_s L^4}{E} = \frac{5}{384} \frac{38.92 \times 10^{(-2)} \times (1100)^4}{4.4 \times 2,1 \cdot 10^5} = 8029.90 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 8029.90 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profilés on adopte **IPE 300**.

- **Vérification de la flèche en tenant compte du poids du profilé**

$$P's = PS + G_{Profile} = 38.92 + 0.422 = 39.34 \text{ KN/m}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_s L^4}{E I_y} = \frac{5}{384} \frac{39.34 \times 10^{(-2)} \times (1100)^4}{2,1 \cdot 10^4 \times 8356} = 4.2 \text{ cm}$$

$$f_z = 4.2 \text{ cm} \leq f_{adm} = 4.4 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée

IV-9-4-Vérifications de la résistance :

IV-9-4-1- Détermination de la classe de la section :

- **Classe de la semelle (semelle comprimé)**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{1.25} = 7.00 < 10 \varepsilon$$

$$\text{Avec } \varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = 1 \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

- **Classe de l'âme (âme fléchie)**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{248.6}{7.1} = 35.01 < 72\varepsilon \Rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc **IPE 300** est classe 1

IV-9-4-2- Vérification au moment de flexion :

- $P_u = 1.35[(G \times d_{\text{sommier}}) + 5(G_{\text{solive}} \times d_{\text{sommier}})/L] + 1.5 \times (Q \times d_{\text{sommier}})$
 $P_u = 1.35[(3.92 \times 6) + 5(0.422 \times 6)/11] + 1.5 \times (2.5 \times 6)$

$$\mathbf{P_u = 47.17 \text{ KN/m}}$$

- $M_{.sd} = \frac{pu \cdot l^2}{12} = \frac{47.17 \times 11^2}{12} = 475.63 \text{ kN.m}$
- $M_{pl.Rd} = \frac{W_{y.pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{628 \times 23.5}{1.1} = 134.16 \text{ kN.m}$

Msd = 475.63 KN. m

Mpl.rd = 134.16 KN. m

$M_{sd} > M_{pl.rd} \Rightarrow$ **Non vérifiée**

Condition de résistance non vérifiée on augmente le profilé

$$M_{pl.rd} \geq M_{sd} \Rightarrow \frac{W_{y.pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \geq M_{sd}$$

$$W_{pl} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{47563.08 \times 1.1}{23.5} = 2226.35 \text{ cm}^3$$

On adopte un profilé **IPE 550**.

D'où :

- $Pu = 1.35[(G \times d_{sommier}) + 5(G_{solive} \times d_{sommier})/L] + 1.5 \times (Q \times d_{sommier})$
- $Pu = 1.35[(3.92 \times 6) + 5(0.571 \times 6)/11] + 1.5 \times (2.5 \times 6)$

Pu = 47.57 KN/m

- $M_{.sd} = \frac{pu \cdot l^2}{12} = \frac{47.57 \times 11^2}{12} = 479.66 \text{ kN.m}$
- $M_{pl.Rd} = \frac{W_{y.pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2787 \times 235}{1.1} = 595.40 \text{ kN.m}$

Msd = 479.66 KN. m

Mpl.rd = 595.40 KN. m

$M_{sd} = 479.66 \text{ KN. m} \leq M_{pl.rd} = 595.40 \text{ KN. m}$

La condition de résistance est **vérifiée**

IV-9-4-3- Vérification au Cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{Pu \times l + 5(G_{porfile} \times d_{sommier})}{2} =$$

$$V_{sd} = \frac{47.57 \times 11 + 5(1.055 \times 6)}{2} = 277.46 \text{ KN}$$

Vsd = 277.46 KN

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{v_z} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{72.34 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1.1} = 892.26 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 146.31 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 892.26 \text{ kN} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend **IPE 550** pour la poutre principale de plancher.

IV-10-Calcul de la poutre secondaire :

IV-10-1-Caractéristiques de la poutre secondaire :

- Portée de la poutre : L=6m
- Entre axe de la poutre : d poutres= 11m
- Charges permanentes du plancher : G =3.92 KN/m²
- Surcharges d'exploitation : Q = 2,5KN/m²

IV-10-2-Pré dimensionnement :

$$P_s = [G + Q] \times d_{poutre}$$

$$P_s = [3.92 + 2.5] \times 11 = 70.62 \text{ kN/m} \quad \rightarrow \quad \mathbf{P_s = 70.62 \text{ kN/m}}$$

Il faut vérifier que :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} < f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = \mathbf{2.4 \text{ cm}}$$

$$I_y \geq \frac{5}{2.4 \times 384} \frac{q_s \cdot L^4}{E} = \frac{5}{384} \frac{70.62 \times 10^{-2} \times (600)^4}{2.1 \times 10^5} = 2364.50 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 2364.5 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profilés on adopte **IPE 220**.

- **Vérification de la flèche en tenant compte du poids du profilé :**

$$P_s = [G + Q] \times d_{poutre} + G_{poutre}$$

$$P_s = [3.92 + 2.5] \times 11 + 0.262 = 70.88 \text{ kN/m} \quad \rightarrow \quad \mathbf{P_s = 70.88 \text{ kN/m}}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} = \frac{5}{384} \frac{70.88 \times 10^{-2} \times (600)^4}{2.1 \cdot 10^4 \times 2772} = 2.05 \text{ cm}$$

$$f_z = 2.05 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2.4 \text{ cm}$$

Donc la flèche est **vérifiée**

IV-10-3-Vérifications de la résistance :**IV-10-3-1- Détermination de la classe de la section :**

- Classe de la semelle (semelle comprimé)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{6.3} = 5.97 < 10 \varepsilon$$

$$\text{Avec } \varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = 1 \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

- Classe de l'âme (âme fléchie)

$$\frac{d}{t_w} = \frac{177.6}{5.9} = 30.10 < 72\varepsilon \Rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc **IPE 220** est classe 1

IV-10-3-2- Vérification au moment de flexion :

- $P_u = 1.35[(G \times d_{\text{poutre}}) + G_{\text{profile}}] + 1.5 \times (Q \times d_{\text{poutre}})$

$$P_u = 1.35[(3.92 \times 11) + 0.262] + 1.5 \times (2.5 \times 11)$$

$$P_u = 99.81 \text{ KN/m}$$

- $M_{.sd} = \frac{pu \cdot l^2}{12} = \frac{99.81 \times 6^2}{12} = 299.43 \text{ kN.m}$

$$M_{sd} = 299.43 \text{ KN. m}$$

- $M_{pl.Rd} = \frac{W_{y.pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285 \times 23.5}{1.1} = 60.88 \text{ kN.m}$

$$M_{pl.Rd} = 60.88 \text{ KN. m}$$

$$M_{sd} > M_{pl.Rd} \Rightarrow \text{non vérifiée}$$

Condition de résistance non vérifiée on augmente a un profilé **IPE 450**

D'où :

- $P_u = 1.35[(G \times d_{\text{poutre}}) + G_{\text{profile}}] + 1.5 \times (Q \times d_{\text{poutre}})$

$$P_u = 1.35[(3.92 \times 1.1) + 0.776] + 1.5 \times (2.5 \times 1.1)$$

$$P_u = 100.50 \text{ KN/m}$$

- $M_{.sd} = \frac{pu \cdot l^2}{12} = \frac{100.50 \times 6^2}{12} = 301.5 \text{ kN.m}$

$$M_{sd} = 301.5 \text{ KN. m}$$

- $M_{pl,Rd} = \frac{W_{y,pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1702 \times 23.5}{1.1} = 363.6 kN.m$
- **$M_{pl,Rd} = 363.60 kN.m$**

$$M_{sd} = 301.50 kN.m \leq M_{pl,Rd} = 363.60 kN.m$$

La condition de résistance est **vérifiée**

IV-10-3-3- Vérification au Cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{pu \cdot l}{2} = \frac{100.50 \times 6}{2} = 301.5 kN.m$$

$$V_{sd} = 301.5 kN$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{50.85 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1.1} = 627.19 kN.m$$

$$V_{sd} = 301.5 kN < V_{pl,Rd} = 627.19 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte **IPE 450** pour la poutre secondaire

IV-10-4- Calcul des goujons connecteurs :

IV-10-4-1 -Définition :

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de compression et l'acier. En d'autre terme ils sont destinés pour résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

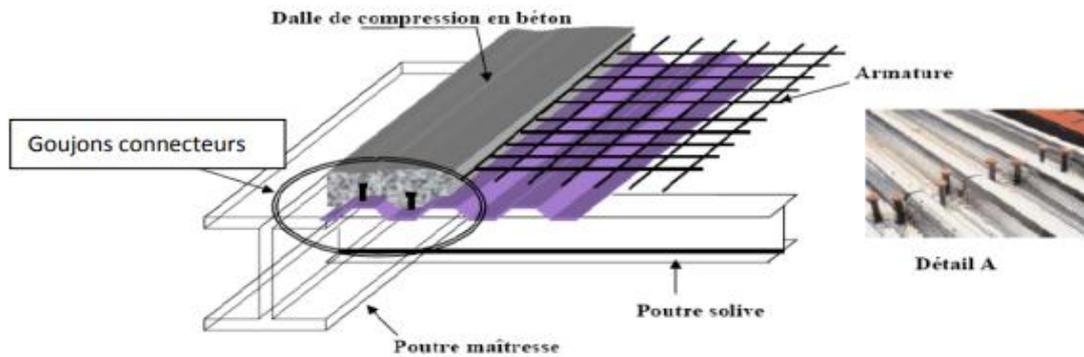


Figure IV.7: Schéma des connecteurs.

Vérification des connecteurs avec les caractéristiques suivants :

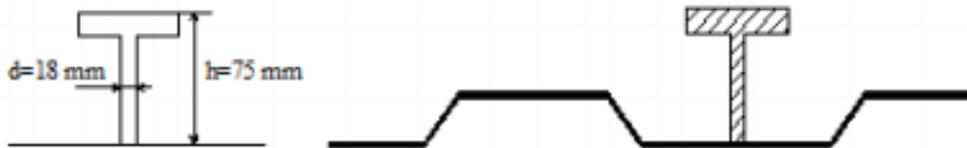


Figure IV-8: Caractéristique de connecteur

IV-10-4-2-Capacité de déformation des connecteurs :

On appelle connecteurs ductiles ceux qui offrent une capacité de déformation suffisante pour justifier l'hypothèse d'un comportement plastique idéal de la connections au sein de la structure considérée

$$10 \leq L \leq 25 \quad \text{Et} \quad \frac{N}{N_f} \geq 0.04L$$

Avec :

- L : portée en mètre.
- N_f : le nombre de connecteurs déterminé pour la longueur de la poutre

- N : nombre de connecteurs présents à l'intérieur de la même longueur de poutre.

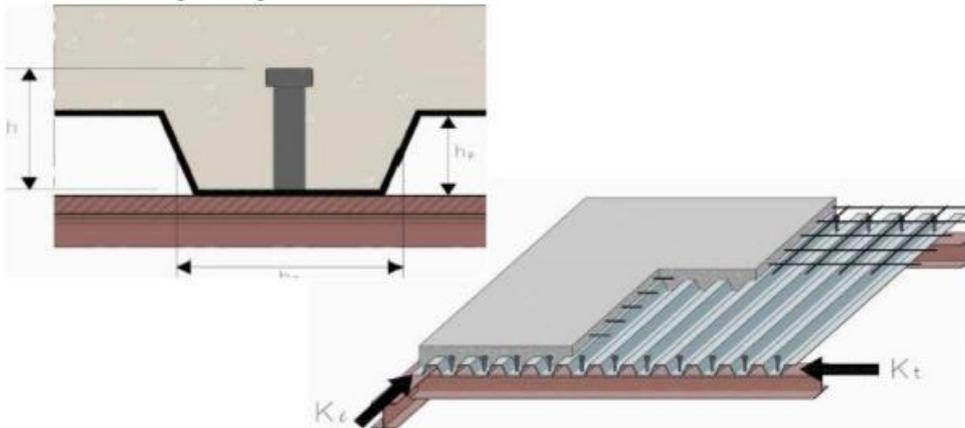


Figure IV.9 : Goujons à tête soudés en présence d'une dalle mixte à bac collaborant

IV-10-4-3-Effort de cisaillement longitudinal :

Béton de classe C 25/30 $\Rightarrow f_{ck} = 25MPa, E_{cm} = 30500MPa$

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

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times \frac{f_u \pi d^2}{\gamma_r} \\ 0,29 \times \frac{\alpha \pi d^2}{\gamma_r} \times \sqrt{F_{ck} \times E_{cm}} \end{array} \right. \quad \text{[EC04 art (6.3.2.1)]}$$

Avec :

- d : Le diamètre du fut du goujon.
- f_u : Résistance en traction spécifique du matériau du goujon, sans dépasser
- f_{ck} : La résistance caractéristique sur cylindre du béton, à l'âge considérée.
- E_{cm} : La valeur moyenne du module sécant du béton
- γ_v : Coefficient partiel de sécurité pris égal à 1.25 à l'état limite ultime.
- α : Facteur de correction.

$$\text{Et } \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1 \text{ Pour } \frac{h}{2} > 4 \\ \alpha = 0.2 \times \left[\frac{h}{d} + 1 \right] \text{ Pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{d} > 4 \Rightarrow \frac{80}{19} = 4,21 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

AN :

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times \frac{360 \cdot 3.14 \cdot 19^2}{1.25 \cdot 4} \times 10^{-3} = 65.29KN \\ 0,29 \times \frac{1 \cdot 3.14 \cdot 19^2}{1.25} \times \sqrt{25 \times 30500} = 72.61KN \end{array} \right.$$

$P_{Rd} = 65.29$ (Résistance d'un goujon).

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 19\text{mm} \leq 20\text{mm} \\ hp = 40\text{mm} \leq 85\text{mm} \Rightarrow P_{Rd}' = r \times P_{Rd} = 1 \times 65.29 = 65.29\text{KN} \end{array} \right.$$

IV-10-4-4-Effort de cisaillement V_{lf} :

$$V_{lf} = \min \left[\frac{A_a x f_y}{\gamma_a}; \quad 0,85 \times b_{eff}^+ \times \frac{(h_c + h_p) x f_{ck}}{\gamma_c} \right]$$

$$V_{lf} = \min \left[\frac{24 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1}; \quad 0,85 \times 1,1 \times \frac{(6 + 4) \times 25}{1.5} \times 10 \right] = 512.72\text{KN}$$

[EC 4 ; article 6.2.1.1]

IV-10-4-5-Nombre de connecteurs :

Doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé de calcul déterminer (section 6.2 EC.4), divisé par la résistance de calcul d'un connecteur P_{rd} section (6.3 Ou 6.5 EC4) :

$$N \geq \frac{V_{lf}}{P'_{rd}}$$

AN :
$$N \geq \frac{V_{lf}}{P'_{rd}} = \frac{512.72}{65.29} = 7.85 \text{Goujons ; On prend } 8 \text{Goujons}$$

Soit 8 goujons sur une longueur $L/2 = 480/2 = 240$ cm \Rightarrow 16 goujons sur 4.80m.

IV-10-4-6-Espacement e :

Il est permis d'espacer les goujons uniformément sur la longueur d'interface, car ici toutes les sections critiques considérées sont de classe 1. La distance entre goujons est de :

$$e = \frac{L_{cr}}{N} = \text{Avec: } L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{480}{2} = 240\text{cm} \Rightarrow e = \frac{240}{8}$$

donc $e = 30\text{cm}$.

D'où : $N/N_f = 8/7.06 = 1.13 > 0.04L = 0.19 \Rightarrow$ Vérifiée

IV-10-5- Vérification des soudures :

*a : la gorge

$$a < \min(d \times tf) = \min(19 \times 8) = 8\text{mm}$$

*L : longeur de cordon de soudure circulaire

$$L = \pi \times d = 3.14 \times 19 = 59.66 \text{ mm}$$

Acier 235 :

- $\beta_w = 0.8$
- $\gamma_{mw} = 1.25$
- $f_u = 360 \text{ Mpa}$

L'effort résistant au cisaillement vaut

$$F_{wrd} = a \cdot l \cdot \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{mw} \sqrt{3}}$$

$$F_{wrd} = 8 \times 59.66 \times \frac{360 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}}$$

$$F_{wrd} = 99.20 \text{ KN}$$

L'effort sollicitant est donnée par :

$$F_{sd} = \frac{V_{tf}}{N} = \frac{512.72}{8} = 64.09 \text{ KN}$$

$$F_{sd} = 64.09 \text{ KN} < F_{wrd} = 99.20 \text{ KN} \Rightarrow \text{Vérfiée}$$

IV-11- Ferrailage de la dalle du plancher :

IV-11-1-Combinaisons d'actions :

➤ **Etat Limite Ultime :**

$$PS = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.92 + 1.5 \times 2.5 = 9.042 \text{ KN/m}$$

➤ **Etat Limite de Service :**

$$Ps = G + Q = 3.92 + 2.5 = 6.42 \text{ KN/m}$$

IV-11-2-Moment en travée et en appuis:

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.1}{6} = 0.18 \leq 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens } l_x$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l_x^2}{8} = \frac{9.042 \times 1.1^2}{8} = 1.37 \text{ KN.m}$$

$$\text{-Moment en travée } M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 1.37 = 1.165 \text{ KN.m}$$

$$\text{-Moment sur appuis : } M_a = 0,4 \times M_0 = 0,4 \times 1.37 = 0.548 \text{ KN.m}$$

IV-11-3-Calcul des armatures en travée :

- $b = 1.1 \text{ m}$
- $h = 100 - 40 = 60 \text{ mm} = 0.06 \text{ m}$
- $d = 0.9h = 0.054 \text{ m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.165}{1.1 \times 0.054^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.26$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.38$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.054(1 - 0.4 \times 0.38) = 0.046m = 4.6cm$$

$$A_t = \frac{M_t}{Zx f_{st}} = \frac{1.165 \times 10^6}{46 \times 384} = 0.65cm^2$$

Donc on ferraille avec $7\emptyset 6 = 1.98cm^2$

IV-11-4-Les armatures de répartition :

sont donnée par :

$$A_r = \frac{2,51}{4} = 0,628cm^2$$

On choisit $7\emptyset 6 = 1.98cm^2$

IV-11-4-1 Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times \frac{110 \times 0.054 \times 10^2 \times 2.1}{400} = 0.72cm^2 < 2.51 \rightarrow \text{Vérifier}$$

IV-11-4-2-Calcul des armatures en appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times x f_{bu}} = \frac{0.548}{1.1 \times 0.054^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.12 < 0.392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.16$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.054(1 - 0.4 \times 0.16) = 0.051m = 5.1cm$$

$$A_a = \frac{M_a}{Zx f_{st}} = \frac{0.548 \times 10^6}{51 \times 384} = 0.28cm^2$$

Donc on ferraille avec $7\emptyset 6 = 1.98cm^2$

IV-11-4-3-Espacement des barres :

$$*S_{t/x} = \min [(3 \cdot h_c); 33] \rightarrow S_{t/x} = 18cm$$

La condition à satisfaire est :

$$S_{t/x} = \frac{100}{7} = 15cm \leq 18cm \rightarrow ok$$

$$*S_{t/x} = \min [(4 \cdot h_c); 45] \rightarrow S_{t/x} = 24cm$$

La condition à satisfaire :

$$S_{t/x} = \frac{100}{7} = 15cm \leq 18cm \rightarrow ok$$

Donc on va poser un treillis a soudée $\emptyset 6$ espacer de 15 cm

IV-11-5-Vérification de l'effort tranchant :

$$V = \frac{P_u \cdot l}{2} = \frac{9.042 \times 1.1}{2} = 4.79 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{9.042 \times 10^3}{1100 \times 0.054 \times 10^3} = 0.15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0.05 \cdot f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 1.25 \text{ Mpa} \geq \tau = 0.15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{ok}$$

IV-12.Conclusion :

D'après notre étude du plancher mixte de notre structure et les vérifications effectuées nous avons obtenues les résultats suivant :

- Solive : **IPE180**
- Des goujons connecteurs de diamètre **18mm**
- Poutre maitresse : **IPE 550**
- Poutre secondaire : **IPE 450**

V-1-Introduction :

Les contreventements sont des éléments qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature on s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effets du séisme, chocs etc. ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture dans le plan des versants : poutres au vent (contreventement horizontale) et en façades : palées de stabilité (contreventement verticale), et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur le pignon que sur les long-pans.

V-2-Etude de contreventement horizontal :

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

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

Avec :

W : Charge de vent sur le pignon pour avec : $W = 3.770 \text{ KN/m}^2$

F_{fr} : Force de frottement avec : $F_{fr} = 0 \text{ KN}$

n : Nombre de nœud

S_i : Surface d'application des efforts horizontaux

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

<i>Nœud</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>
Hi	12	12.75	13.5
S (m ²)	8.28	17.53	37.13
F_i (KN)	46.82	99.17	209.97

Tableau V.1. Les valeurs des forces horizontales

Et :

$$\alpha = 65.38^\circ \quad \beta = 47.49^\circ$$

Les réactions d'appuis :

$$R = R_A = R_B = \sum \frac{F_i}{2} = \frac{3F_1 + 4F_2 + 2F_3}{2} = 478.54 \text{ Kn}$$

V-2-1-Dimensionnement de la diagonale :

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

- Par la méthode d'isolation des nœuds on aura :

$$F_1 - R + N_{tsd} \times \sin \alpha = 0 \rightarrow N_{tsd} = \frac{R - F_1}{\sin \alpha} = 474.89 \text{ kN}$$

➤ **Calcul de la section brute :**

La section brute doit vérifier la résistance suivante :

$$N_{tsd} \leq N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = 22.2 \text{ cm}^2$$

Donc on opte double cornières **2CAE (90×90×9)** avec $A = 15.5 \text{ cm}^2$ avec des boulons M20 et de classe 6.8 donc $d_0 = 22 \text{ mm}$

➤ **Vérification de la section nette :**

La vérification à faire est comme suite :

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = \min(N_{plrd}, N_{netrd}, N_{urd})$$

$$" A_{net} = A - (e \times d_0) = 1550 - (9 \times 22) \rightarrow A_{net} = 13.52 \text{ cm}^2 "$$

- $N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1550 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 331.14 \text{ kN}$
- $N_{netrd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1352 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 288.8 \text{ kN}$
- $N_{urd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.9 \times 1352 \times 360 \times 10^{-3}}{1.25} = 349.92 \text{ kN}$

Donc :

$$\frac{N_{tsd}}{2} = 237.45 \text{ kN} < N_{trd} = N_{net} = 288.8 \text{ kN} \rightarrow \text{(vérifiée)}$$

V-2-2-Vérification des montants de la poutre au vent :

Les montants de la poutre au vent sont des pannes (**IPE180**) qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charge vertical, et en outre à la compression sous F au toit donc vérifier la panne à la flexion composée.

V-2-3-Vérification de la résistance des montants :

$$\left[\frac{N_{.Sd}}{Mpl_{.Rd}} \right] + \left[\frac{M_{y.Sd}}{Mpl_{y.Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z.Sd}}{Mpl_{z.Rd}} \right] \leq 1 \quad [\text{EC03 5.4.8.1 (11)}]$$

Section de classe (1) \longrightarrow $\alpha=2$; $\beta=1$

- $M_{y.s.d} = 29.03 \text{KN.m}$
- $M_{s.d.z} = 0.698 \text{KN.m}$
- $M_{p.l.y} = 35.55 \text{KN.m}$
- $M_{p.l.z} = 7.39 \text{KN.m}$
- $N_{s.d} = 99.17 \text{KN.m}$

AN :

$$\left[\frac{N_{.Sd}}{Mpl_{.Rd}} \right] + \left[\frac{29.03}{35.55} \right] + \left[\frac{0.698}{7.39} \right] = 0.76 < 1 \text{ C'est vérifié}$$

V.2.4 Vérification de la panne montante au déversement :

- On calcul les élancements réduits puis en détermine χ_{\min} :

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

D'après le chapitre précédent on a :

- $M_{y.s.d} = 29.03 \text{ KN.m}$
- $M_{s.d.z} = 0.698 \text{ KN.m}$
- $M_{p.l.y} = 35.55 \text{ KN.m}$
- $M_{p.l.z} = 7.39 \text{ KN.m}$

$$N_{pl.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = 331.14 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 46.82 \text{ KN.m}$$

$$\chi_{LT} = 0.59$$

L: Est la longueur de flambement des montants

selon l'axe z'z : $L_z = 3\text{m}$, et selon l'axe y'y : $L_y = 6\text{m}$

$$\{\lambda_y\} = L_y / i_y = 600 / 7.42 = 80.86 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.86$$

$$\{\lambda_z\} = L_z / i_z = 300 / 2.05 = 146.34 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 1.55$$

Détermination de la courbe de flambement de profilé :

$$h/b = 1.97 > 1.2 \quad t_f = 8 < 40$$

Donc :

Flambement / y'y : courbe (a) et $\bar{\lambda}_y = 0.86 \Rightarrow \chi_y = 0.77$

Flambement / z'z : courbe (b) et $\bar{\lambda}_z = 1.55 \Rightarrow \chi_z = 0.32$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = (0.77; 0.32) = 0.32$$

Calcul de K_{LT} :

- $K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times F_y}$ Mais $K_{LT} \leq 1.0$
- $\mu_{LT} = 0.15 \beta_{MLT} \times \bar{\lambda}_{LT} - 0.15$ Mais $\mu_{LT} \leq 0.9$
- β_{MLT} : Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_{MLT} = 1.3$

$$\mu_{LT} = 0.2 \leq 0.9 \Rightarrow K_{LT} = 0.99 \leq 1.0$$

Calcul de K_z :

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times F_y} \text{ Mais } K_z \leq 1.5$$

$$\mu_z = (2 \times \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz}}{W_{elz}} - 1 = -1.61 \text{ Mais } \mu_z \leq 0.9$$

: Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_{Mz} = 1.3$

$$\mu_z = -1.61 < 0.9 \Rightarrow K_z = 1.04 \leq 1.5$$

- **Application de la vérification :**

$$\frac{46.82}{331.14 \times 0.32} + \frac{0.99 \times 29.03}{0.59 \times 35.55} + \frac{1.4 \times 0.698}{7.39} = 0.531 \leq 1 \quad (\text{vérifiée})$$

V-2-5-Calcul de la poutre sablière :

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

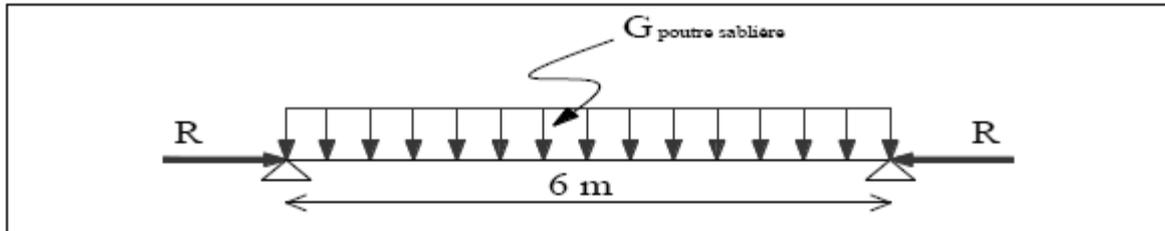


Figure-V.1-Schéma statique de la poutre sablière

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

$$N_{tsd} = R = 478.54 \text{ kN}$$

1. Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait en compression simple :

$$N_{tsd} \leq N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{478.54 \times 1.1}{23.5} = 22.39 \text{ cm}^2$$

On adopte sur un **IPE180** avec **A = 24 cm²** et **G = 18.8 Kg/ ml**

2. Vérification de la poutre sablière au flambement :

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

$$N_{tsd} \leq x_{lt} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec : $\bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z)$

$\beta_A = 1$ Section de classe I

Lk: Est la longueur de flambement de la poutre sablière avec $LK = 6\text{m}$

$$\{ \lambda_y \} = Lky / i_y = 600 / 7.42 = 80.86 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.86$$

$$\{ \lambda_z \} = Lkz / i_z = 300 / 2.05 = 146.34 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 1.55$$

$\bar{\lambda}_{max} = \max(0.86 ; 1.55) = 1.55 > 0.2$ Donc il y a le risque de flambement Calcul de χ_{lt} :

χ : Coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}lt$

$\bar{\lambda}$: Est l'élanement réduit vis-à-vis du déversement

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1}\right) \times \sqrt{\beta_w}$$

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

$$C_1 = 1.132$$

$\beta_w = 1$ pour les sections de classe I

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\varepsilon \quad \text{Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

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

Ou : $\phi_{lt} = 0.5 [1 + \alpha lt (\bar{\lambda} lt - 0.2) + \bar{\lambda} lt^2]$

$\alpha lt = 0.21$ (profilés laminés)

Donc :

$$\lambda_{lt} = 104.53 \Rightarrow \bar{\lambda} = 1.11 \Rightarrow \phi_{lt} = 1.21 \Rightarrow \chi_{lt} = 0.590$$

Finalement :

$$N_{tsd} = 478.54 \geq 0.590 \times 1 \times 21.5 \times \frac{23.5}{1.1} = 282.21 \text{ KN} \rightarrow \text{n'est pas vérifiée}$$

pour cela en adopte sur un **HEB180** pour la poutre sablière et on aura :

<i>M_{sd}y</i> (KN.m)	<i>M_{sd}z</i> (KN.m)	<i>M_{PLY}</i> (KN.m)	<i>M_{PLZ}</i> (KN.m)	<i>N_{PL}</i> (KN)	χ_{LT}	χ_{min}
27.66	0.96	102.84	49.35	1393.97	0.93	0.78

Tableau V.2. Les sollicitations et les coefficients de calcul pour un HEB180

$$N_{tsd} = 478.54 \text{ KN} < (0.93 \times 1 \times 65.3 \times \frac{23.5}{1.1}) = 1297.39 \text{ KN} \rightarrow \text{(vérifiée)}$$

3. Vérification de la flexion composée :

La Vérification à faire est comme suit :

$$\left[\frac{N_{sd}}{N_{pl}} \right] + \left[\frac{M_{sd,y}}{M_{ply}} \right] \leq 1$$

$$A.N : \left[\frac{478.54}{1393.97} \right] + \left[\frac{27.66}{102.84} \right] = 0.60 < 1 \rightarrow \text{(v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

V-3-Etude de contreventement vertical :

Les pal\u00e9es de stabilit\u00e9s sont destin\u00e9es \u00e0 assurer la stabilit\u00e9 des parois ou files d'ossature, vis \u00e0-vis des efforts horizontaux qui peuvent les solliciter :

- Vent.
- Freinage des ponts roulants.
- Effets des s\u00e9ismes.
- Flambement et d\u00e9versement

Le dimensionnement s'effectue en n\u00e9gligeant les diagonales comprim\u00e9es on admet qu'elles flambent .dans ce cas tous les efforts sont reprise par les diagonales en traction.

Ona Par la m\u00e9thode d'isolation des n\u00e9uds on va d\u00e9terminer N_{tsd}

Avec $N_{tsd} = \max (N1 ; N2)$

Le tableau suivant donne les efforts dans les barres tendues :

:

Efforts (KN)	N1	N2
Valeurs	715.18	622.91

TableauV.3. Les efforts dans les barres tendues

Donc : $N_{tsd} = 715.18$ KN

V-3-1-Dimensionnement de la diagonale de la pal\u00e9e de stabilit\u00e9 :

Calcul de la section brute :

La section brute doit v\u00e9rifier la r\u00e9sistance suivante :

$$N_{tsd} \leq N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{715.18 \times 1.1}{23.5} = 33.47 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte deux corni\u00e8re **2CAE(100\u00d7100\u00d710)** avec $A = 2 \times 19.2 = 38.4 \text{ cm}^2$ avec des boulons M22 et de classe 10.9 donc $d_0 = 24 \text{ mm}$

*V\u00e9rification de la section nette :

La v\u00e9rification \u00e0 faire est comme suite :

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = \min(N_p, N_{netrd}, N_{urd})$$

$$" A_{net} = A - (e \times d_0) = 1920 - (10 \times 24) \rightarrow A_{net} = 1680 \text{ cm}^2 "$$

- $N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1920 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 410.18 \text{ KN}$
- $N_{netrd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1680 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 358.9 \text{ KN}$
- $N_{urd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.9 \times 1680 \times 360 \times 10^{-3}}{1.25} = 435.46 \text{ KN}$

Donc :

$$\frac{N_{t sd}}{2} = 357.59 \text{ KN} < N_{trd} = N_{net} = 358.9 \text{ KN} \rightarrow \text{(v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

Remarque : les deux corni\u00e8res **2CAE(100x100x10)** n'est pas v\u00e9rifi\u00e9 dans le calcul sur logiciel **Robot**

Famille : 4 contr V								
1372	contrevent	✘	2 CAE 100x10	ACIER E24	303.53	204.89	1.09	7 ELU /5/
Famille : 5 contr H								
15		✔	2 CAE 100x10	ACIER E24	151.76	102.44	0.83	7 ELU /9/

Figure-V.2: v\u00e9rification de contreventement vertical –logiciel Robot

Donc : on adopte deux corni\u00e8res **2CAE (120x120x10)**

Etude sismique

VI.1. Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui se caractérise par un mouvement d'une partie de la surface de la terre provoqué par des processus de déformations et de ruptures à l'intérieur de la croûte terrestre. L'énergie accumulée est libérée sous forme de vibrations se propageant dans toutes les directions, appelées ondes sismiques. Les dommages causés par les séismes pourraient être réduits si les règles parasismiques sont prises en compte au moment de la conception pour être efficace.

De ce fait nous allons consacrer ce chapitre au calcul de l'effort sismique maximal qui Menacera notre structure lors d'un séisme. Dans ce contexte nous allons calculer les efforts Tranchants dus au séisme.

Les efforts tranchants trouvés seront combinés avec les surcharges d'exploitation et les Charges permanentes. Nous utiliserons les résultats pour le dimensionnement de l'ossature Principale de notre structure.

VI.2. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

L'évolution de l'action sismique est basée sur la nouvelle version **RPA99/versions 2003**. Ce document propose des méthodes de calcul, et des recommandations parasismiques. L'expérimentation de ce règlement dans la construction métallique est l'un des objectifs Essentiels de notre projet de fin d'étude.

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure.

On citera :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

VI.3. Choix de la méthode :

Nous allons travailler avec la méthode statique équivalente (MSE). Le principe de cette méthode consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système des forces statiques fictives dont leurs effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

VI-3-1-Condition d'applications :

(Dans **article n°4.2 Page 120 de RPA 99 / version 2003**). Notre bâtiment satisfait aux conditions de régulation en plan et en élévation, il est situé Dans la zone sismique **IIa** : (Sarouel -Annaba). Et il a une hauteur de **13.5 m** inférieur 30m.

Dans notre étude on opte pour la méthode statique équivalente.

VI-3-2-Principe de la méthode statique équivalente :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

Donc le principe de la méthode est de remplacer les efforts (Effort tranchant) dus à l'action Sismique par des forces statiques fictives équivalentes.

VI-3-3-Calcul de l'effort tranchant V à la base :

L'effort sismique totale appliqué à la base de la structure est donné par la formule suivante : (RPA 4.2.3 Page 37)

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

Avec :

- **V** : effort tranchant totale agissant à la base de la structure dans les deux directions

Horizontale est orthogonale (longitudinale V_x , transversale V_y).

- **A** : Coefficient d'accélération des zones.
- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen.
- **Q** : facteur de qualité.
- **W** : poids actif de la structure
- **R** : coefficient de comportement global de la structure.

VI-3-3-1.Coefficient d'accélération A

Selon RPA 99 / version 2003 tab 4.1 Page 38.

Le hangar (ouvrage de faible importance) est classé dans le groupe 3 et il est situé en zone Sismique IIa.

$$\longrightarrow \boxed{A=0.10}$$

VI-3-3-2. Calcul du facteur d'amplification dynamique D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen est donné par la formule suivante : (RPA 99 / version 2003 formule 4.2 Page 38).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \text{ Si } \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{23} \text{ Si } \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(3.0)^{23} \times (3.0T)^{53} \text{ Si } \dots\dots\dots T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

➤ Périodes T_1, T_2 du site :

T_2 : période caractéristique associé à la catégorie du site.

(RPA 99 /version 2003 tab 4.7 Page 49).

Site : S3 : site meuble (RPA 99 /version 2003 tab 3.2 Page 26).

D'où : \longrightarrow $T_2 = 0.50 \text{ s}$

➤ Le pourcentage d'amortissement critique ξ :

La valeur « ξ » est en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages Acier dense $\Rightarrow \xi = 5\%$ (voir tableau 4.3 du RPA 99 V2003, (Annexe C).

$\xi(\%)$: Le pourcentage d'amortissement critique (RPA 99 / V 2003 tab 4.2 Page 38)

Remplissages dense

Portique en acier \longrightarrow $\varepsilon = 5\%$

➤ Facteur de correction d'amortissement η :

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule.

(RPA 99 / V 2003 formule 4.3 Page 38)

$$\eta : \sqrt{7 / (2 + \varepsilon)} \geq 0.7$$

Puisque : $\varepsilon = 4\%$ \longrightarrow $\eta = 1.08$

❖ Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale de la structure est donnée par la formule empirique Suivante :

➤ Dans le sens transversal :

Le système de contreventement dans la sens transversale et de type portique auto stable en acier avec remplissage en maçonnerie \longrightarrow $C_T = 0.085$

$$\text{Avec : } T = \min \begin{cases} C_T \cdot (h_n)^{3/4} \\ 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \end{cases} \quad (\text{RPA 99 / V 2003 Page 45et 46}).$$

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau

Dans notre cas $h_n = 13.5\text{m}$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage (tab 4.6 Page 45)

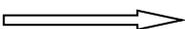
***D = 44m** : est la dimension du hangar mesurée a sa base dans la direction de calculé Considérée.

Donc:

$$T=\min \left\{ \begin{array}{l} 0.05 \times (13.5)^{3/4} = 0.35 \text{ s} \\ 0.09 \frac{13.5}{\sqrt{44}} = 0.18 \text{ s} \end{array} \right.$$

Donc :  **$T_x = 0.18 \text{ s}$**

➤ **Dans le sens longitudinal :**

Le système de contreventement dans le sens longitudinal et de type palées triangulées (x) en acier  **$C_T = 0.05$**

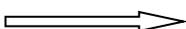
***D =48 m** : est la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calculé Considérée

Donc:

$$T=\min \left\{ \begin{array}{l} 0.05 \times (13.5)^{3/4} = 0.35 \text{ s} \\ 0.09 \frac{13.5}{\sqrt{48}} = 0.175 \text{ s} \end{array} \right.$$

Donc :  **$T_y = 0.175 \text{ s}$**

On est dans le cas ou $0 \leq T \leq T_2$ et d'après la formule (4.2) de RPA / V 2003 on aura :

 **$D=2.7$**

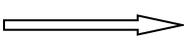
VI-3-3-3. Détermination du facteur de qualité Q:

La valeur « Q » est déterminée par la formule suivant :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (\text{RPA 99 / V 2003 formule 4.4 Page 43}).$$

Critère «q»	Pq	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plant	0	0
3. Régularité en plant	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Control de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Control de la qualité de l'exécution	0	0

Tableau-VI-1-: Facteur de qualité



$Q_x=Q_y=1.05$

VI-3-3-4. Détermination de R :

Selon le **R.P.A.99/V2003**, la valeur de « **R** » est donnée par le **tableau 4.3 du RPA 99V2003, (Annexe C)** en fonction du système contreventé, ans notre Structure on a

Catégorie : B (acier)

Sens transversale : portique auto stable ordinaire : $\Rightarrow R_x = 4$

Sens longitudinale : ossature contreventé par palées triangulées en x: $\Rightarrow R_y = 4$

VI-3-3-5. Analyse dynamique de la structure:

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est de déterminer ses caractéristiques dynamiques. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amorti. Cela nous permettra par la suite de calculer les efforts internes et les déplacements maximums lors d'un chargement dynamique quelconque, tel qu'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux.

C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

VI-3-3-6..Modélisation de la structure:

La modélisation est l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ceci sera suivi par certaines modifications afin d'approcher le comportement de la structure d'origine au maximum.

Dans le but de modéliser notre projet, le logiciel **ROBOT** a été utilisé

Les caractéristiques principales du logiciel Robot sont les suivantes :

- ✓ la définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur] conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier, par exemple au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO)
- ✓ la possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),
- ✓ la possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'étudier simultanément une] autre (architecture multithread)
- ✓ la possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- ✓ la possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier (très utile pour accélérer le dimensionnement),
- ✓ la possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran,] composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels).
- ✓ Le logiciel Robot regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement). Les modules fonctionnent dans le même environnement.

❖ **Etapes de la modélisation de la structure :**

- Opter pour un système d'unités (KN et m).
- Définition de la géométrie de base.
- Définition des matériaux.
- Définition des sections.

<i>Eléments de la structure</i>	<i>Profilés</i>
Poteau	HEA 340
Poutre principal	IPE 550
Poutre secondaire	IPE 450
Solive	IPE 180
Contreventement H	2 CAE 90×9
Contreventement V	2 CAE 120x10
Panne	IPE 180
Potelet	IPE 450
Lisse de bardage	UAP 200

Tableau-VI-2 : Eléments constituant la structure.

- Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.
- Définition des charges à appliquées.
- Introduction du spectre de réponse.
- Définition des combinaisons de charges.
- Définition des conditions aux limites.
- Lancer l'analyse

La structure a été modélisée par un modèle tridimensionnel comme montré sur la figure :

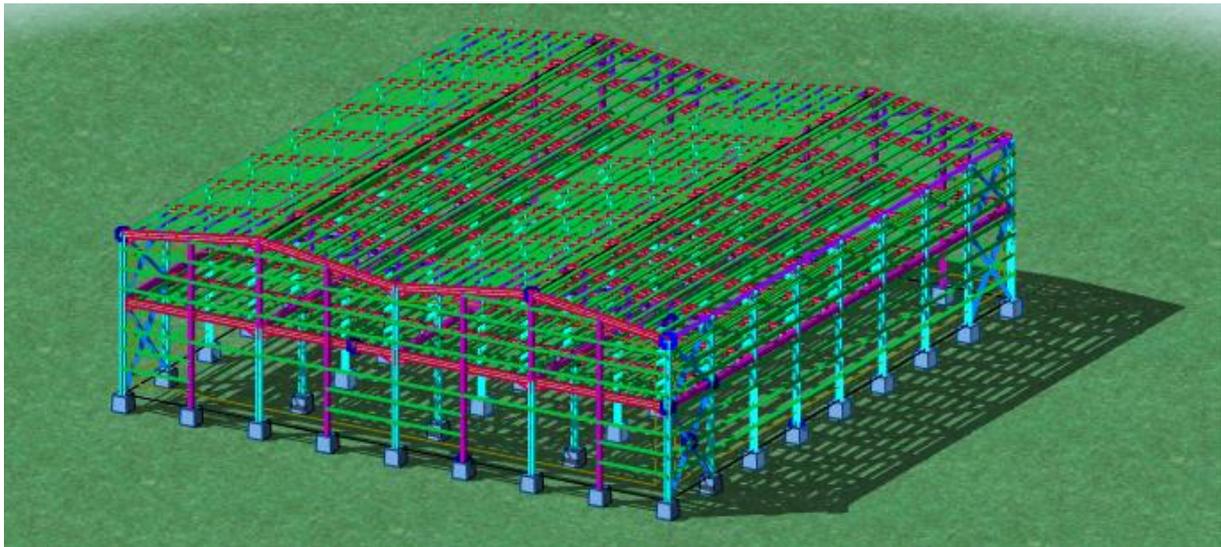


Figure VI.1: Modèle de la structure en 3D.

Les périodes propres de vibration des 3 premiers modes sont présentés dans le tableau suivant

VI-4 Calcul du poids actif soumis au séisme W :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

Le poids actif de la structure soumis au séisme est donné par la formule (4.5) :

$$W = \sum W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

W_{Gi} : Poids du au charges permanents

W_{Qi} : Poids du au charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération **tableau 4.5**

Donc : $\beta = 0.4$ (RPA table 4.5.p 45)

W : Poids total de la structure (calculée par ROBOT)

$$W_{\text{Total}} = 5938.57 \text{ KN}$$

$$\longrightarrow \boxed{W = 5938.57 \text{ KN}}$$

$$\text{Alors : } V = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{0.10 \times 2.7 \times 1.05}{4} \times 5938.57 = 420.89 \text{ kN}$$

$$\longrightarrow \boxed{V_x = V_y = 420.89 \text{ KN}}$$

VI-5.Principe de la méthode spectrale

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

VI-5.1 Spectre de repense de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta \left(1.25 A\right) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(1.25 A\right) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left(1.25 A\right) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 0.3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec les coefficients A, η , R, T₁, T₂, Q : sont déjà déterminés.

$$Q = 1.05 A = 0,10 ; \eta = 1,08 \quad T_2 = 0,5s$$

VI-5.2 Nombre de modes de vibrations à considérer :

Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \text{ et } T_k \leq 0,2s$$

Où : N est le nombre de niveau au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

VI-5.3 Résultat de calcul :

- Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y :

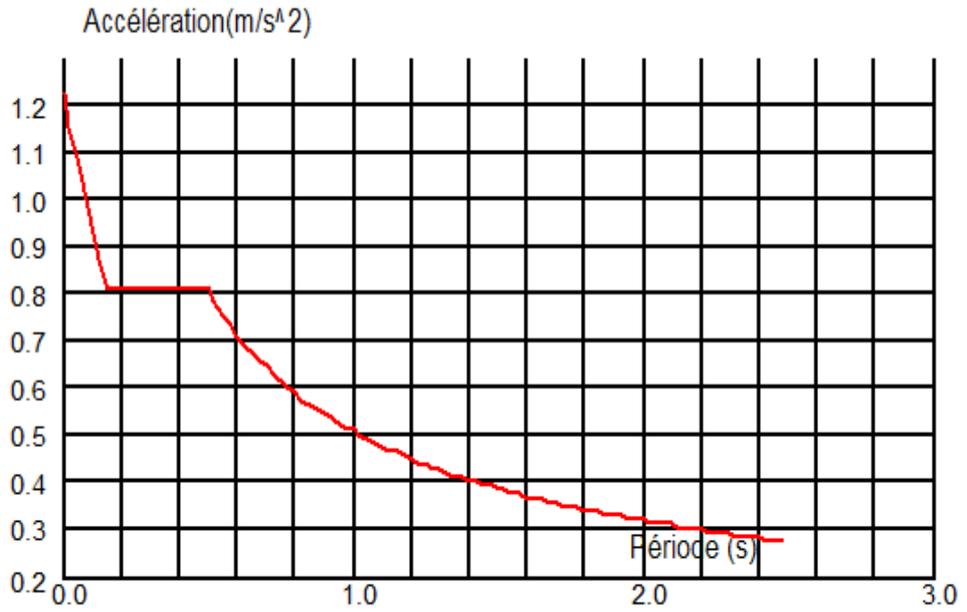


Figure VI.2:Schéma du spectre de réponse suivant X.

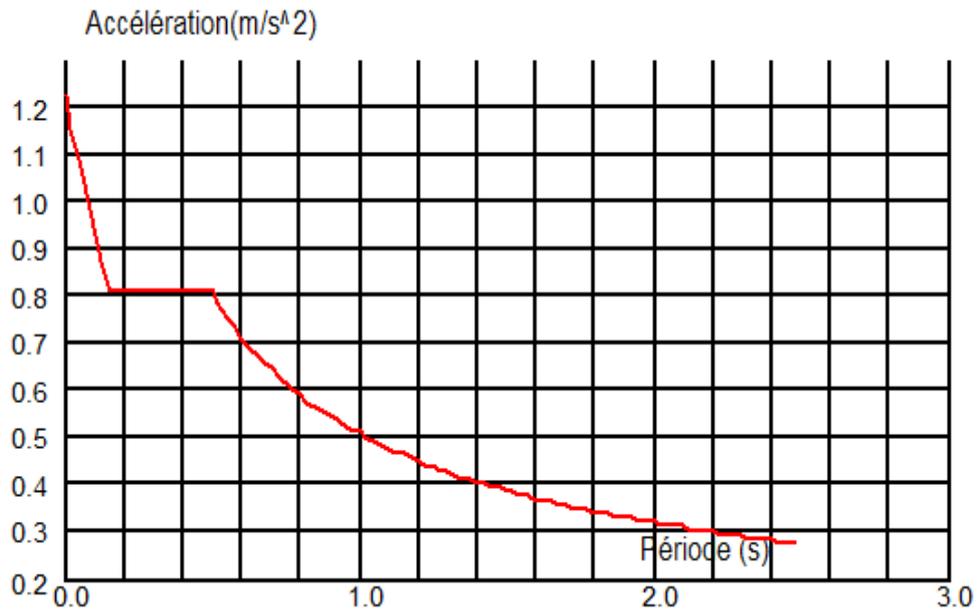


Figure VI.3 :Schéma du spectre de réponse suivant Y.

VI-5.4. Résultat de calcul :

a) Pourcentage de participation de masse :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
21/ 1	2.42	0.41	0,00	70,01	0,0	0,00	70,01	0,0
21/ 2	2.51	0.40	77,57	70,01	0,0	77,57	0,00	0,0
21/ 3	2.52	0.40	86,31	70,01	0,0	8,74	0,00	0,0
21/ 4	2.67	0.37	89,54	70,01	0,0	3,23	0,00	0,0
21/ 5	2.78	0.36	89,54	70,01	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 6	2.94	0.34	89,55	70,01	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 7	3.08	0.32	89,55	70,30	0,0	0,00	0,29	0,0
21/ 8	3.36	0.30	89,58	70,30	0,0	0,03	0,00	0,0
21/ 9	3.78	0.26	89,58	73,91	0,0	0,00	3,61	0,0
21/ 10	3.87	0.26	89,58	73,91	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 11	4.34	0.23	89,58	73,91	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 12	4.47	0.22	89,58	73,91	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 13	5.16	0.19	89,58	76,22	0,0	0,00	2,31	0,0
21/ 14	6.00	0.17	89,58	76,22	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 15	6.02	0.17	89,58	76,22	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 16	6.07	0.16	89,58	76,22	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 17	6.15	0.16	89,58	76,22	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 18	6.23	0.16	89,58	76,22	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 19	6.27	0.16	89,58	76,22	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 20	6.31	0.16	89,58	76,22	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 21	6.32	0.16	89,58	76,22	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 22	6.33	0.16	89,58	76,22	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 23	6.40	0.16	89,58	76,22	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 24	6.46	0.15	89,59	76,22	0,0	0,01	0,00	0,0
21/ 25	6.46	0.15	89,59	76,22	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 26	6.52	0.15	90,82	76,22	0,0	1,23	0,00	0,0
21/ 27	6.54	0.15	90,82	76,22	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 28	6.54	0.15	90,82	76,22	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 29	6.75	0.15	90,82	76,22	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 30	6.78	0.15	90,82	76,22	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 31	6.78	0.15	90,83	76,22	0,0	0,01	0,00	0,0
21/ 32	6.84	0.15	90,83	76,22	0,0	0,00	0,00	0,0

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
21/ 32	6.84	0.15	90,83	76,22	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 33	6.85	0.15	90,84	76,22	0,0	0,01	0,00	0,0
21/ 34	6.90	0.14	90,89	76,22	0,0	0,05	0,00	0,0
21/ 35	6.92	0.14	90,89	76,22	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 36	7.01	0.14	93,74	76,22	0,0	2,85	0,00	0,0
21/ 37	7.15	0.14	93,74	76,22	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 38	7.20	0.14	93,74	76,22	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 39	7.27	0.14	93,74	76,22	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 40	7.29	0.14	93,74	76,22	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 41	7.29	0.14	93,74	76,26	0,0	0,00	0,04	0,0
21/ 42	7.31	0.14	93,74	76,32	0,0	0,00	0,06	0,0
21/ 43	7.31	0.14	93,74	76,32	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 44	7.32	0.14	93,74	77,68	0,0	0,00	1,36	0,0
21/ 45	7.41	0.13	94,23	77,68	0,0	0,49	0,00	0,0
21/ 46	7.70	0.13	94,24	77,68	0,0	0,01	0,00	0,0
21/ 47	7.76	0.13	96,22	77,68	0,0	1,96	0,00	0,0
21/ 48	7.84	0.13	96,22	77,68	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 49	8.09	0.12	96,23	77,68	0,0	0,02	0,00	0,0
21/ 50	8.49	0.12	96,23	88,89	0,0	0,00	11,21	0,0
21/ 51	9.99	0.10	96,23	88,89	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 52	10.37	0.10	96,23	88,89	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 53	10.39	0.10	96,23	88,96	0,0	0,00	0,07	0,0
21/ 54	10.69	0.09	96,23	88,96	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 55	10.81	0.09	96,24	88,96	0,0	0,00	0,00	0,0
21/ 56	11.19	0.09	96,25	89,11	0,0	0,01	0,14	0,0
21/ 57	11.30	0.09	96,26	89,30	0,0	0,01	0,19	0,0
21/ 58	11.50	0.09	96,26	90,90	0,0	0,00	1,60	0,0

Tableau-VI-3 : Pourcentage de participation de masse

Le pourcentage de participation de masse est supérieur à 90% suivant les deux directions, donc les 58 modes de vibrations sont suffisants, pour mieux représenter le comportement de la structure.

Dans les trois premiers modes on a :

-Translation suivant (X) pour le premier mode.

-Translation suivant (Y) pour le deuxième mode.

-Rotation pour le troisième mode.

b) Les réponses modales de la structure

➤ Déformation modale

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

Mode 1 : Translation suivant X-X, période $T = 0,15s$, taux de participation de la masse 90,82%

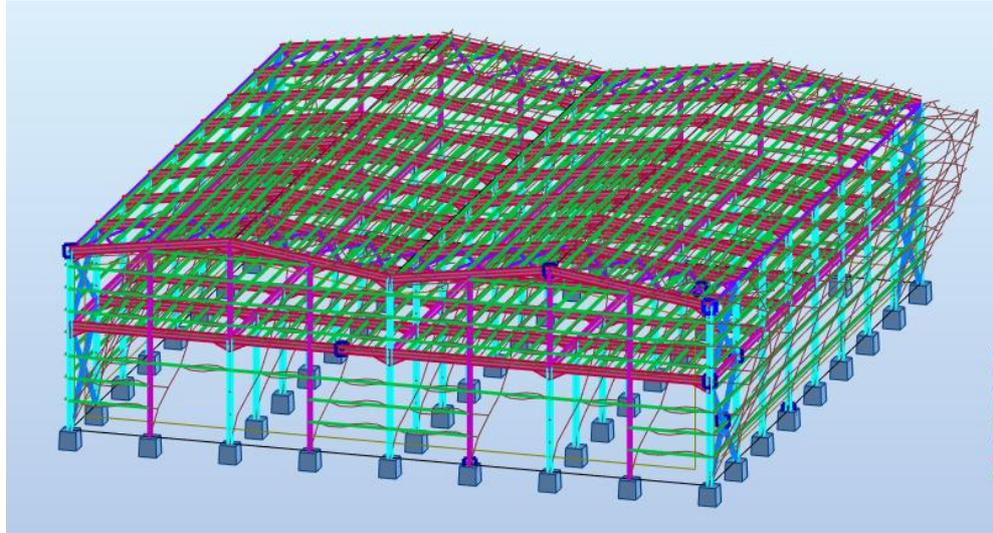


Figure VI.4 :Mode de déformation (1).

Mode2 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0,09 s$, taux de participation de la masse 90.90%

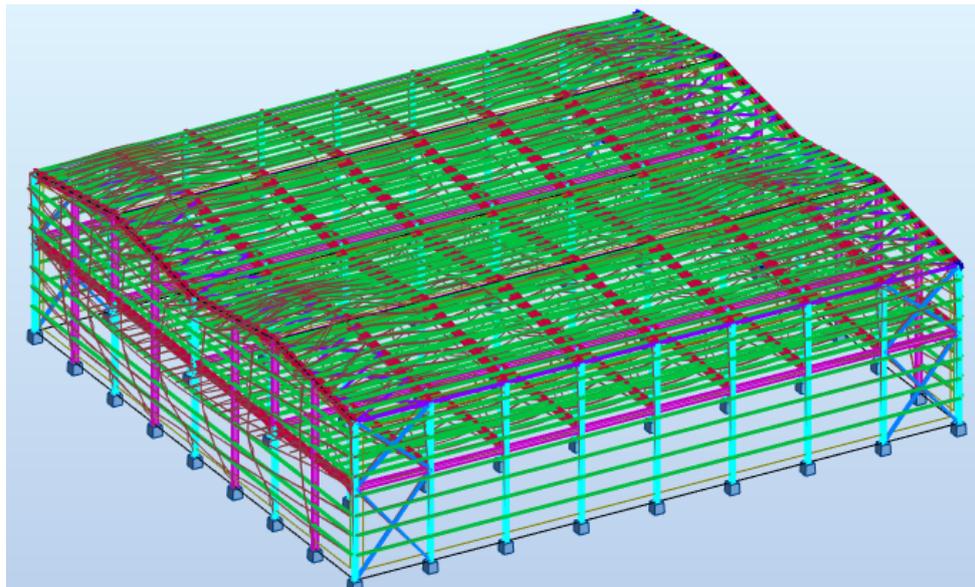


Figure VI.5 :Mode de déformation (2).

VI-6. Analyse des résultats :

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

✓ **Résultantes des forces sismiques de calcul :**

Selon l'article **4.3.6 du RPA99 V2003**, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente

	<i>V statique</i>	<i>0.8Vstatique</i>	<i>V dynamique (KN)</i>	<i>Observation</i>
V_X	420.89	336.71	556.83	vérifiée
V_Y	420.89	336.71	431.41	vérifiée

Tableau-VI-4 : Vérification de l'effort tranchant à la base

L'effort tranchant dynamique est supérieur à 80% de l'effort tranchant statique dans les deux sens. Il n'y a pas lieu d'augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments,...)

VI-6.1.Vérification des déplacements :✓ **1^{er} cas : situation durable :**

Le CCM97 préconise de limiter les déplacements d'un bâtiment industriel à :

- Déplacement horizontal :
$$\begin{cases} \frac{H}{150} & \text{Sans charge du vent} \\ \frac{H}{150} & \text{Avec charge du vent} \end{cases} \quad \text{EC3 Art 4.2.2 (1)}$$

Où :

H : est la hauteur du poteau.

- Déplacement vertical : $\frac{L}{200}$

Où:

L :est la longueur de la traverse.

Les déplacements horizontaux et verticaux sont regroupés dans le tableau suivant :

<i>L'axe</i>	<i>Déplacement (cm)</i>
Suivant X	2.5
Suivant Y	3.4
Suivant Z	0

Tableau-VI-5 : déplacements max en situation durable

$$\frac{H}{150} = \frac{1200}{150} = 8 \text{ cm} ; \frac{H}{125} = \frac{1200}{125} = 9.6 \text{ cm} ; \frac{L}{200} = \frac{1100}{200} = 5.5 \text{ cm}$$

On constate que les déplacements suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles, donc les déplacements sont vérifiés.

Pré dimensionnement des portiques

VII-1- Introduction :

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature ; la stabilité transversale est assurée par le portique.

L'étude des portiques nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, sismiques et climatiques) qui lui sollicitent. Son calcul est fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles il pourrait être soumis durant toute la période d'exploitation de l'ouvrage

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, traverses, fermes) ; elles servent également au calcul des assemblages. Ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

VII-2 Calcul des traverses :

Les traverses sont des poutres maitresses, elles sont constituées généralement en profils IPE ou HEA.

Les traverses de la toiture servent à supporter les éléments de la couverture et a en caissier les charges et sur charges exercer sur celles-ci :

VII.2.1. pré dimensionnement des traverses :

VII.2.1.1.Evaluation des charges et surcharge :

a)- charge permanentes G :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs).....**12.5Kg /m²**
- Poids des accessoires estimé à**1.5kg/ m².**
- Poids propre de (TN40).....**10 Kg/m².**
- Poids propre IPE 180.....**18.8Kg/m.**
- La porté de la traverse.....**11 m**

e : espacement entre les pannes avec : $e = 1.2$ m

$$G = [(P_{couverture} + P_{accessoire}) * e] + (Panne \times nb \times lp)$$

$$G = (12.5 + 1.5) \times 1.2 + (18.8 \times 9 \times 6) = 1048.2 \text{ kn/m}$$

$$G = 10.48 \text{ kn/ml}$$

c)- surcharge climatique du vent (perpendiculaire au vent) :

$$W = -3.77 \text{ KN/m}^2 = w * e$$

$$W = -3.77 \times 11 = -41.47 \text{ KN/ml}$$

$$W = -41.47 \text{ KN/ml}$$

d)- surcharge climatique de la neige (par projection horizontale) :

$$S = 0.106 \times 6 \times 9 = 5.724 \text{ KN/ml}$$

$$S = 5.724 \text{ KN/ml}$$

VII.2.1..2. Combinaisons des charges les plus défavorables :

1. Les charges et surcharges appliquées :

$$G = 10.48 \text{ KN/m ;}$$

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

$$W = -41.47 \text{ KN/m ;}$$

$$S = 5.724 \text{ KN/m.}$$

2. Détermination de la combinaison la plus défavorable:

$$G_z + W_z = G \cos \alpha - W = 10.48 \times \cos 7.77 - 41.47 = -31.08 \text{ KN/ml}$$

VII.2.1..3Vérification de condition de flèche:

Le pré dimensionnement ne fait pas la condition de la flèche

❖ Suivant Z-Z :

$$f_z \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{1100}{200} = 5.5 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_z \cdot L^4}{E I_y}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \frac{q_z \cdot L^4}{E} = \frac{5}{384} \frac{31.08 \times 10^3 \times (-2) \times (1100)^4}{2.1 \cdot 10^4} = 51298.9 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 67120 \text{ cm}^4$$

D'après le catalogue des profilés ; On adopte **IPE550** $I_y = 67120 \text{ cm}^4$, $I_z = 2668 \text{ cm}^4$

- La combinaison la plus défavorable à ELU :

$$G + 1.5W = -10.48 + 1.5 \times (-41.47) = -51.73 \text{ KN/ml}$$

VII.2.1.4. Vérification a la résistance :

$$V_{sd} < \frac{1}{2} V_{plrd}$$

$$\left[\frac{M_{y.Sd}}{M_{pl.y.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.Sd}}{M_{pl.z.Rd}} \right] \leq 1 \text{ [EC03 5.4.8.1 (11)]}$$

Avec $\alpha = 2$ pour Les profile en en I .

Classification de la section

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = 1 f_y = 235 \text{ MPa}$$

Classification de la semelle :

$$\checkmark \frac{c}{t_f} = \frac{105}{17.2} = 6.10 < 10 \varepsilon \rightarrow \text{Classe 1}$$

Classification de l'âme :

$$\checkmark \frac{d}{t_w} = \frac{467.6}{11.1} = 42.13 < 72\varepsilon \rightarrow \text{Classe 1}$$

La section de **IPE550** est de **classe 01**

La section est de classe1 ($\alpha = 2, \beta = 1$)

Donc la section est de : **classe1** $\rightarrow \gamma_{m0} = 1.1$

$$\checkmark V_{sd} = \frac{Q_{max} \times l}{2} = \frac{51.73 \times 11}{2} = 284.51 \text{ KN}$$

$$\checkmark V_{plzRd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$\checkmark A_v = 72.34 \text{ cm}^2$$

$$V_{plzRd} = \frac{72.34 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 892.26 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 284.51 \text{ KN} < \frac{1}{2} V_{plrd} = 446.13 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifier}$$

$$M_{y_{sd}} = \frac{qz.l^2}{12} = \frac{31.08 \times 11^2}{12} = 313.39 \text{ kN.m}$$

$$M_{sdz} = 0 \text{ KN.m}$$

$$Mpl_{y.Rd} = \frac{W_{y.pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2787 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 595.40 kN.m$$

$$Mpl_{z.Rd} = \frac{W_{z.pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{400.5 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 85.56 kN.m$$

$$\left[\frac{M_{y.Sd}}{Mpl_{y.Rd}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z.Sd}}{Mpl_{z.Rd}} \right] = \left[\frac{313.39}{595.40} \right]^2 + \left[\frac{0}{85.56} \right] = 0.28 < 1 \text{ C'est vérifié}$$

Le profile choisi **IPE550** est vérifié.

➤ **Vérification avec le logiciel robot**

Familie : 3 travers							
918 traverse_91	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 550	ACIER E24	31.49	43.75	0.69	7 ELU /16/

VII.3.vérification des poteaux :

VII.3.1.Définition :

Les poteaux sont des éléments verticaux de l'ossature, ils sont soumis à la compression et éventuellement à la flexion selon le système statique adopté.

-Un effort de compression due aux charges climatiques (neige, vent).

-Un effort de flexion due aux charges posées horizontalement du vent.

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel ROBOT sont

$$N_{sd} = 243.40 \text{ kN}$$

$$M_{sdy} = -470.23 \text{ kN.m}$$

$$V_{sdz} = 67.55 \text{ kN}$$

on choisit **HEA340**

Désignation abrégée	poids G Kg/m	section A Cm ²	Dimension		Caractéristique					
			h mm	b mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{pl.y} Cm ³	W _{pl.z} Cm ³	i _y Cm	i _z Cm
HEA340	105	133.5	340	300	27690	7436	1850	755.9	14,4	74.6

Tableau VII.1: Le caractéristiques de profile HEB 340

VII.3.2.Vérifications :

a. Vérification de la résistance à la compression : (Eurocode 3 .6.4.2)

$$N_{sd} \leq N_{c.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Il faut vérifier que :

$$N_{c.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{133.5 \times 235}{1.1} = 2852.04 KN$$

$$N_{sd} = 243.40 KN < N_{c.Rd} = 2852.04 KN$$

La condition de la résistance est vérifiée.

b. vérification du flambement :

$$N_{sd} \leq \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Il faut vérifier que :

Avec :

$$\beta_A = 1 \dots\dots\dots \text{Classe 1,2 ou 3}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \lambda^2]^{-0.5}} \text{ mais } \chi \leq 1$$

$$\varphi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \times [\beta A]^{0,5}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y}\right]^{0,5} = \left[\frac{235}{235}\right]^{0,5} = 1$$

$$l_f = 0,7l_0 = 8,4m$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{840}{14,4} = 58,33$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{840}{7,46} = 112,60$$

$$\lambda_z > \lambda_y \Rightarrow \text{Axe de flambement z-z}$$

Choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{340}{300} = 1,13 < 1,2$$

$$t_f = 16,5 < 40$$

\Rightarrow Courbe de flambement C

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{112,60}{93,9} = 1,19$$

$$\chi = 0,30$$

$$N_{b,Rd} = 0,30 \times \frac{1 \times 235 \times 133,5 \times 10^{-1}}{1,1} = 855,61KN$$

$$N_{Sd} = 243,40KN < N_{plRd} = 855,6KN$$

La condition du flambement est vérifiée.

Conclusion :

Le profilé HEA340 vérifie tous les conditions de résistance, rigidité, flambement

Donc on adopte un HEA340 pour tous les poteaux.

VII-3.2. Notes de calcul :**Poteaux 3****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: 3
0.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 ELU /5/ 1*1.35 + 3*1.50 + 25*1.35

MATERIAU:

ACIER fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 340

h=33.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=110.39 cm ²	Az=44.95 cm ²	Ax=133.47 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=27693.10 cm ⁴	Iz=7436.00 cm ⁴	Ix=127.71 cm ⁴
tf=1.7 cm	Wply=1850.48 cm ³	Wplz=755.95 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 243.40 kN	My,Ed = -470.23 kN*m	
Nc,Rd = 2136.55 kN	My,Ed,max = -470.23 kN*m	
Nb,Rd = 1995.08 kN	My,c,Rd = 534.86 kN*m	Vz,Ed = 67.55 kN
	MN,y,Rd = 534.86 kN*m	Vz,T,Rd = 609.83 kN
	Mb,Rd = 486.13 kN*m	

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00	Mcr = 769.77 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.80
Lcr,low=7.00 m	Lam_LT = 0.75	fi,LT = 0.85	XLT,mod = 0.84

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 12.00 m	Lam_y = 0.44
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.91
Lamy = 41.65	kzy = 0.51



en z:

Lz = 7.00 m	Lam_z = 1.00
Lcr,z = 7.00 m	Xz = 0.54
Lamz = 93.78	kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.73 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_{y,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_{z,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{b,y} = 41.65 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \lambda_{b,z} = 93.78 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.51 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.73 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Poteaux 492

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: 492 Poteaux_492

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 ELU /8/ 1*1.35 + 5*1.50 + 6*0.75 + 25*1.35

MATERIAU:

ACIER fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 340

h=33.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=110.39 cm ²	Az=44.95 cm ²	Ax=133.47 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=27693.10 cm ⁴	Iz=7436.00 cm ⁴	Ix=127.71 cm ⁴
tf=1.7 cm	Wply=1850.48 cm ³	Wplz=755.95 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 211.40 kN	M _{y,Ed} = -10.66 kN*m	M _{z,Ed} = 20.70 kN*m	V _{y,Ed} = 15.32 kN
N _{c,Rd} = 3136.55 kN	M _{y,Ed,max} = -10.79 kN*m		M _{z,Ed,max} = 20.70 kN*m
	V _{y,T,Rd} = 1490.86 kN		
N _{b,Rd} = 1696.08 kN	M _{y,c,Rd} = 434.86 kN*m	M _{z,c,Rd} = 177.65 kN*m	V _{z,Ed} = 6.25 kN
	MN _{y,Rd} = 434.86 kN*m	MN _{z,Rd} = 177.65 kN*m	V _{z,T,Rd} = 608.24 kN
	M _{b,Rd} = 392.19 kN*m		T _{t,Ed} = 0.12 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00	M _{cr} = 1125.52 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.86
L _{cr,low} = 7.00 m	Lam _{LT} = 0.62	fi,LT = 0.75	XLT,mod = 0.90

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 12.00 m	Lam _y = 0.44
L _{cr,y} = 6.00 m	Xy = 0.91
Lamy = 41.65	kzy = 0.54



en z:

Lz = 7.00 m	Lam _z = 1.00
L _{cr,z} = 7.00 m	Xz = 0.54
Lamz = 93.78	kzz = 0.98

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_{fy}/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_{fy}/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y,Ed} = 41.65 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z,Ed} = 93.78 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.19 < 1.00$
 (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.25 < 1.00$
 (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

Poteaux 22
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: 22 Poteaux_22
 12.00 m

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 ELU /4/ 1*1.35 + 3*1.50 + 6*0.75 + 25*1.35

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 340

$h = 33.0$ cm	$gM0 = 1.00$	$gM1 = 1.00$	
$b = 30.0$ cm	$A_y = 110.39$ cm ²	$A_z = 44.95$ cm ²	$A_x = 133.47$ cm ²
$t_w = 0.9$ cm	$I_y = 27693.10$ cm ⁴	$I_z = 7436.00$ cm ⁴	$I_x = 127.71$ cm ⁴
$t_f = 1.7$ cm	$W_{ply} = 1850.48$ cm ³	$W_{plz} = 755.95$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 205.79$ kN	$M_{y,Ed} = -13.44$ kN*m	$M_{z,Ed} = -22.02$ kN*m	$V_{y,Ed} = 18.03$ kN
$N_{c,Rd} = 3136.55$ kN	$M_{y,Ed,max} = -13.44$ kN*m		$M_{z,Ed,max} = -25.66$ kN*m
	$V_{y,T,Rd} = 1488.93$ kN		
$N_{b,Rd} = 1696.08$ kN	$M_{y,c,Rd} = 434.86$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 177.65$ kN*m	$V_{z,Ed} = -9.55$ kN
	$MN_{y,Rd} = 434.86$ kN*m	$MN_{z,Rd} = 177.65$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 607.79$ kN
	$M_{b,Rd} = 405.92$ kN*m		$T_{t,Ed} = -0.15$ kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 1460.10$ kN*m	Courbe,LT -	$XLT = 0.89$
$L_{cr,low} = 7.00$ m	$\lambda_{m,LT} = 0.55$	$\phi_{i,LT} = 0.69$	$XLT_{mod} = 0.93$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:		en z:	
$L_y = 12.00$ m	$\lambda_{m,y} = 0.44$	$L_z = 7.00$ m	$\lambda_{m,z} = 1.00$
$L_{cr,y} = 6.00$ m	$X_y = 0.91$	$L_{cr,z} = 7.00$ m	$X_z = 0.54$
$L_{m,y} = 41.65$	$k_{zy} = 0.54$	$\lambda_{mz} = 93.78$	$k_{zz} = 0.98$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.07 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.12 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 41.65 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 93.78 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.21 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.28 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

traverse 12

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: 12 traverse_12

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.90 L = 9.99 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décimif: 7 ELU /18/ 1*1.00 + 5*1.50 + 25*1.00

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 550

h=55.0 cm	$g_{M0}=1.00$	$g_{M1}=1.00$	
b=21.0 cm	$A_y=72.24$ cm ²	$A_z=57.23$ cm ²	$A_x=134.42$ cm ²
tw=1.1 cm	$I_y=67116.50$ cm ⁴	$I_z=2667.58$ cm ⁴	$I_x=123.80$ cm ⁴
tf=1.7 cm	$W_{ely}=2440.60$ cm ³	$W_{elz}=254.06$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 317.41$ kN	$M_{y,Ed} = -5.67$ kN*m	$M_{z,Ed} = 19.58$ kN*m	$V_{y,Ed} = -10.44$ kN
$N_{c,Rd} = 3158.87$ kN	$M_{y,el,Rd} = 573.54$ kN*m	$M_{z,el,Rd} = 59.70$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 977.04$ kN
$N_{b,Rd} = 2722.68$ kN	$M_{y,c,Rd} = 573.54$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 59.70$ kN*m	$V_{z,Ed} = 1.32$ kN
	$M_{b,Rd} = 342.11$ kN*m		$V_{z,T,Rd} = 774.92$ kN
			$T_{t,Ed} = -0.06$ kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00	$M_{cr} = 850.05$ kN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.57
$L_{cr,low} = 11.10$ m	$\lambda_{m,LT} = 0.82$	$f_{i,LT} = 1.07$	XLT,mod = 0.60

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 11.10$ m	$\lambda_{m,y} = 0.34$
$L_{cr,y} = 7.77$ m	$X_y = 0.95$
$\lambda_{m,y} = 31.49$	$k_{zy} = 1.09$



en z:

$L_z = 11.10$ m	$\lambda_{m,z} = 0.47$
$L_{cr,z} = 1.95$ m	$X_z = 0.86$
$\lambda_{m,z} = 43.75$	$k_{zz} = 1.07$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.44 < 1.00$ (6.2.1(7))
 $\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{xy,Ed} + \tau_{xz,Ed})^2} / (f_y/g_{M0}) = 0.11 < 1.00$ (6.2.1.(5))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 31.49 < \lambda_{max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 43.75 < \lambda_{max} = 210.00$ STABLE
 $M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.48 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.49 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

traverse_10

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: 10 traverse_10

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.90 L =

9.99 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 ELU /18/ 1*1.00 + 5*1.50 + 25*1.00

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 550

h=55.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=21.0 cm	Ay=72.24 cm ²	Az=57.23 cm ²	Ax=134.42 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=67116.50 cm ⁴	Iz=2667.58 cm ⁴	Ix=123.80 cm ⁴
tf=1.7 cm	Wely=2440.60 cm ³	Welz=254.06 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 238.54 kN	M _{y,Ed} = -9.36 kN*m	M _{z,Ed} = -19.82 kN*m	V _{y,Ed} = 20.00 kN
N _{c,Rd} = 3158.87 kN	M _{y,el,Rd} = 573.54 kN*m	M _{z,el,Rd} = 59.70 kN*m	V _{y,T,Rd} = 978.46 kN
N _{b,Rd} = 2722.68 kN	M _{y,c,Rd} = 573.54 kN*m	M _{z,c,Rd} = 59.70 kN*m	V _{z,Ed} = 0.83 kN
	M _{b,Rd} = 286.81 kN*m		V _{z,T,Rd} = 775.65 kN
			T _{t,Ed} = -0.03 kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00	M _{cr} = 595.59 kN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.48
L _{cr,low} = 11.10 m	L _{am_LT} = 0.98	f _{i,LT} = 1.28	XLT,mod = 0.50

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

L _y = 11.10 m	L _{am_y} = 0.34
L _{cr,y} = 7.77 m	X _y = 0.95
L _{amy} = 31.49	k _{zy} = 1.08



en z:

L _z = 11.10 m	L _{am_z} = 0.47
L _{cr,z} = 1.95 m	X _z = 0.86
L _{amz} = 43.75	k _{zz} = 1.03

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.42 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 * (\text{Tau}_{y,Ed} + \text{Tau}_{ty,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

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

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

$$\text{Tau}_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 31.49 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 43.75 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed} / M_{b,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed} / (X_y * N_{Rk} / g_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed} / (XLT * M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{yz} * M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.46 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed} / (X_z * N_{Rk} / g_{M1}) + k_{zy} * M_{y,Ed} / (XLT * M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{zz} * M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.47 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

traverse_14
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: 14 traverse_14 **POINT:** 7 **COORDONNEE:** x = 0.10 L = 1.11 m

CHARGEMENTS:
Cas de charge décisif: 7 ELU /18/ 1*1.00 + 5*1.50 + 25*1.00

MATERIAU:
ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 550

h=55.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=21.0 cm	Ay=72.24 cm ²	Az=57.23 cm ²	Ax=134.42 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=67116.50 cm ⁴	Iz=2667.58 cm ⁴	Ix=123.80 cm ⁴
tf=1.7 cm	Wely=2440.60 cm ³	Welz=254.06 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 238.54 kN	M _{y,Ed} = -9.31 kN*m	M _{z,Ed} = -19.81 kN*m	V _{y,Ed} = -20.01 kN
N _{c,Rd} = 3158.87 kN	M _{y,el,Rd} = 573.54 kN*m	M _{z,el,Rd} = 59.70 kN*m	V _{y,T,Rd} = 978.46 kN
N _{b,Rd} = 3004.14 kN	M _{y,c,Rd} = 573.54 kN*m	M _{z,c,Rd} = 59.70 kN*m	V _{z,Ed} = -0.84 kN
	M _{b,Rd} = 300.57 kN*m		V _{z,T,Rd} = 775.65 kN
			T _{t,Ed} = 0.03 kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00	M _{cr} = 649.68 kN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.50
L _{cr,low} = 11.10 m	Lam _{LT} = 0.94	fi,LT = 1.22	XLT,mod = 0.52

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 11.10 m	Lam _y = 0.34
L _{cr,y} = 7.77 m	Xy = 0.95
Lamy = 31.49	kyy = 1.07



en z:

Lz = 11.10 m	Lam _z = 0.14
L _{cr,z} = 0.60 m	Xz = 1.00
Lamz = 13.45	kyz = 1.03

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.42 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / (f_y / \gamma_{M0}) = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

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

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

$$\tau_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 31.49 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 13.45 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed} / (X_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed} / (X_{LT} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1}) = 0.45 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed} / (X_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed} / (X_{LT} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1}) = 0.45 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

VII.4. Conclusion :

D'après toutes les vérifications effectuées ci-dessus on a eu les résultats suivants :

- ✓ Des **IPE 550** pour les traverses
- ✓ Des **HEA 340** pour les poteaux.

VERIFICATION DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE EN EXPLOITANT LES RESULTATS TIRES DU LOGICIEL ROBOT 2017

VIII.1 Introduction :

Après le pré dimensionnement des éléments et leurs modélisation, on procède à la vérification (traction, flambement et résistance) sous les efforts les plus défavorables tirés du logiciel *ROBOT 2017*.

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'actions possibles définies règlementairement, la stabilité statique soit assurée, tant globalement, au niveau de la structure, qu'individuellement au niveau de chaque élément. Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments. Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité et de vérifier que les contraintes et les déformations restent en deçà des limites admissibles.

VIII.2 Itérai de dimensionnement avec ROBOT :

Avant de commencer la modalisation de la structure, on doit au préalable définir quelques paramètres (préférence de l'affaire), concernant les règlements adoptés pour les calculs, et les unités.

Ainsi nous pouvons enfin commencer la modélisation de la structure, une étape primordiale pour pouvoir dimensionner une structure avec le logiciel ROBOT et que se traduit par la conception de la structure à étudier à 3D, en prenant soin de bien choisir pour chaque élément, un type de profilé couramment utilisé en réalité.

Après avoir modalisé la structure, on passe au chargement, en affectant à la structure les différentes charges à laquelle elle est soumise (calculées auparavant).

Notre structure est soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de la structure
- Charges permanentes (panneau sandwich...).
- Charge d'exploitations.
- Charge climatiques (vent, neige)
- Charge sismique.

Ayant terminé le chargement de la structure, on passe à la définition des combinaisons (ELU, ELS, ACC) avec lesquelles le logiciel effectue le dimensionnement et les vérifications, ensuite on affecte à chaque type d'élément les paramètres de flambement et de déversement pour le calcul à l'ELU, ainsi que les déplacements et flèches limites pour le calcul à l'ELS, selon le type de chaque élément, et on lance l'analyse de la structure.

Après avoir effectué toute ces étapes, on pourra passer à l'étape de pré dimensionnement des éléments de la structure, en procédant comme suit :

Pour pouvoir effectuer un pré dimensionnement automatique avec ROBOT, on doit créer pour chaque type d'élément ce qu'on appelle une famille, en sélectionnant la liste des éléments de même type et la liste des profilés avec lesquels on veut que le logiciel dimensionne notre élément.

On lance le calcul, et on choisit parmi les résultats proposés par le logiciel, le profilé le mieux adapté à notre cas.

VIII.3 Les vérifications à faire:

VIII.3.1 Vérification a la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{m0}} \text{EC3 Art 5.4.3.1}$$

VIII.3.2 Vérification Au flambement (compression) :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \cdot \beta_A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

VIII.3.3 La condition de résistance (ratio) :

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

N_{sd} : Effort normal sollicitant

N_{rd} : Effort résistant

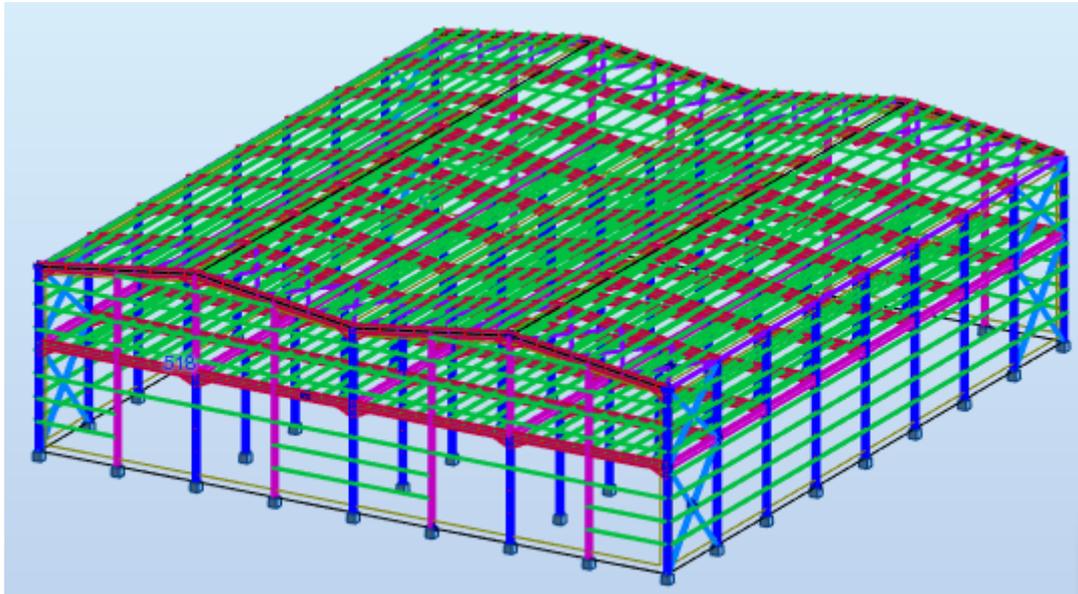
VIII.4 Note de calcul puisées de logiciel ROBOT de différents éléments :**VIII.4.1 Poteaux:**

Figure VIII.1 : représentation des poteaux

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:3
0.00 m

POINT:1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 ELU /5/ 1*1.35 + 3*1.50 + 25*1.35

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 340

h=33.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=110.39 cm ²	Az=44.95 cm ²	Ax=133.47 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=27693.10 cm ⁴	Iz=7436.00 cm ⁴	Ix=127.71 cm ⁴
tf=1.7 cm	Wply=1850.48 cm ³	Wplz=755.95 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 243.40 kN	My _{Ed} = -470.23 kN*m	
N _{c,Rd} = 2136.55 kN	My _{Ed,max} = -470.23 kN*m	
N _{b,Rd} = 1995.08 kN	My _{c,Rd} = 534.86 kN*m	Vz _{Ed} = 67.55 kN
	MN _{y,Rd} = 534.86 kN*m	Vz _{T,Rd} = 609.83 kN
	Mb _{Rd} = 486.13 kN*m	

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$ $M_{cr} = 769.77 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Courbe,LT - $X_{LT} = 0.80$
 $L_{cr,low} = 7.00 \text{ m}$ $\lambda_{m_LT} = 0.75$ $f_{i,LT} = 0.85$ $X_{LT,mod} = 0.84$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 12.00 \text{ m}$ $\lambda_{m_y} = 0.44$
 $L_{cr,y} = 6.00 \text{ m}$ $X_y = 0.91$
 $\lambda_{m_y} = 41.65$ $k_{zy} = 0.51$



en z:

$L_z = 7.00 \text{ m}$ $\lambda_{m_z} = 1.00$
 $L_{cr,z} = 7.00 \text{ m}$ $X_z = 0.54$
 $\lambda_{m_z} = 93.78$ $k_{zz} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^1 = 0.73 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.05 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{m,y} = 41.65 < \lambda_{m,max} = 210.00$ $\lambda_{m,z} = 93.78 < \lambda_{m,max} = 210.00$ STABLE
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.51 < 1.00$
 (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.73 < 1.00$
 (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

VIII.4.2 Potelets:

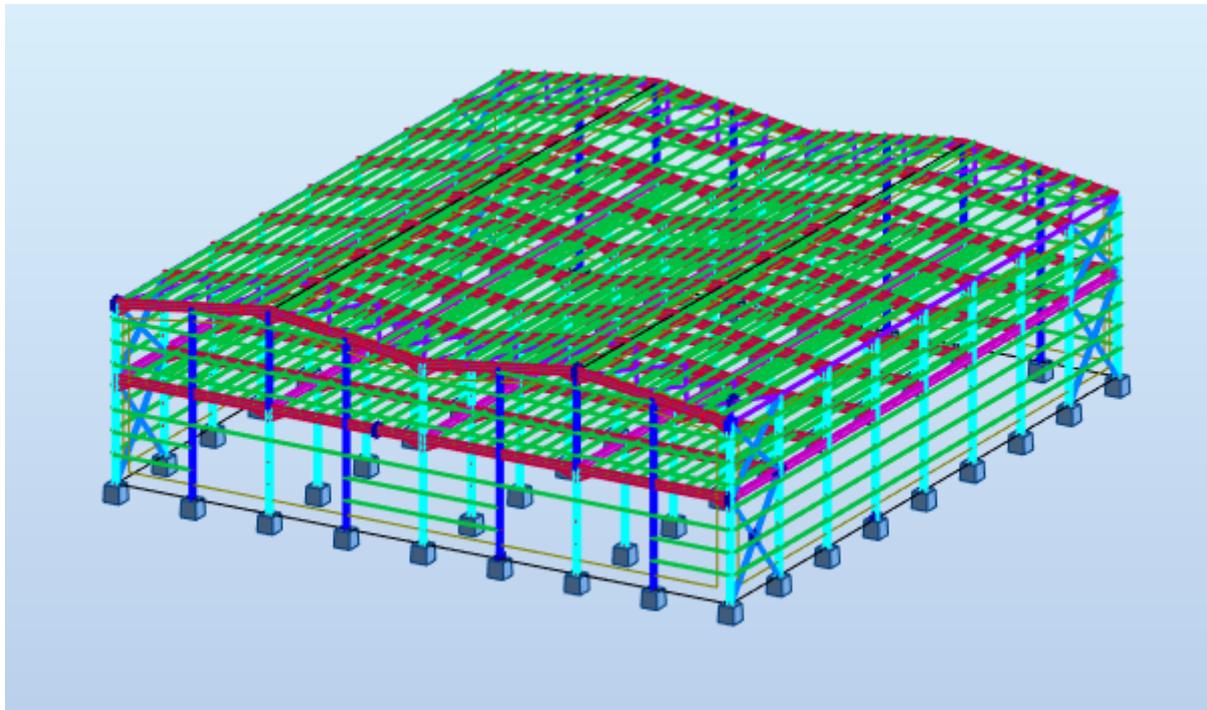


Figure VIII.2 : représentation des Potelets

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 2 potlet

PIECE: 506 potlet_506
0.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 ELU /8/ 1*1.35 + 5*1.50 + 6*0.75 + 25*1.35

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 450

h=45.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=19.0 cm	Ay=63.21 cm ²	Az=50.84 cm ²	Ax=98.82 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=33742.90 cm ⁴	Iz=1675.86 cm ⁴	Ix=67.18 cm ⁴
tf=1.5 cm	Wply=1701.79 cm ³	Wplz=276.38 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 18.40 kN	My,Ed = -250.56 kN*m	Mz,Ed = 0.23 kN*m	Vy,Ed = 0.16 kN
Nc,Rd = 2322.27 kN	My,Ed,max = -250.56 kN*m		Mz,Ed,max = 3.38 kN*m
	Vy,T,Rd = 857.54 kN		
Nb,Rd = 375.73 kN	My,c,Rd = 399.92 kN*m	Mz,c,Rd = 64.95 kN*m	Vz,Ed = 90.97 kN
	MN,y,Rd = 399.92 kN*m	MN,z,Rd = 64.95 kN*m	Vz,T,Rd = 689.79 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 12.75 m	Lam_y = 0.51
Lcr,y = 8.92 m	Xy = 0.92
Lamy = 48.30	ky = 0.81



en z:

Lz = 12.75 m	Lam_z = 2.31
Lcr,z = 8.92 m	Xz = 0.16
Lamz = 216.73	kyz = 0.59

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.40 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_{y,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_{z,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y,Ed} = 48.30 < \lambda_{y,max} = 220.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 216.73 > \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{INSTABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.54 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.35 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

VIII.4.3 traverse:

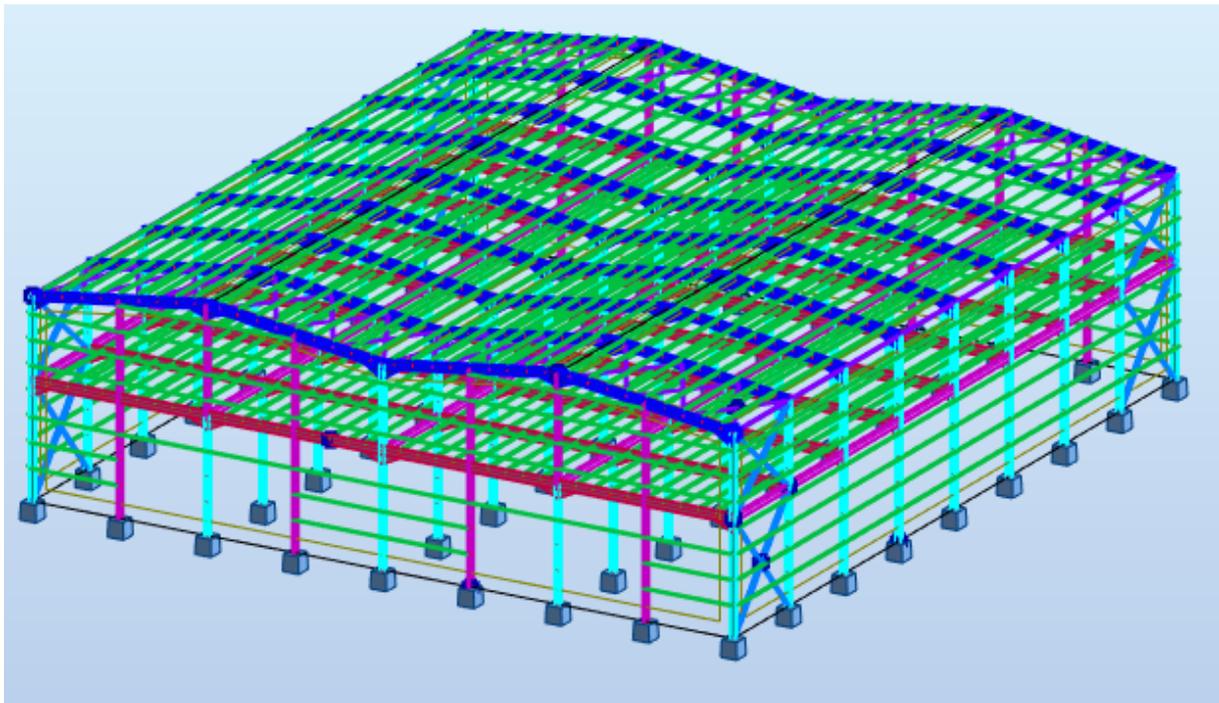


Figure VIII.3 : représentation des traverse

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 3 travers

PIECE: 918 traverse_918
9.99 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.90 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 ELU /16/ 1*1.00 + 4*1.50 + 25*1.00

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 550

h=55.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=21.0 cm	Ay=72.24 cm ²	Az=57.23 cm ²	Ax=134.42 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=67116.50 cm ⁴	Iz=2667.58 cm ⁴	Ix=123.80 cm ⁴
tf=1.7 cm	Wply=2662.19 cm ³	Wplz=395.14 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -93.61 kN	My,Ed = -206.06 kN*m	Mz,Ed = 0.80 kN*m	Vy,Ed = -1.49 kN
Nt,Rd = 3158.87 kN	My,pl,Rd = 625.61 kN*m	Mz,pl,Rd = 92.86 kN*m	Vy,T,Rd = 979.42 kN
	My,c,Rd = 625.61 kN*m	Mz,c,Rd = 92.86 kN*m	Vz,Ed = 13.04 kN
	MN,y,Rd = 625.07 kN*m	MN,z,Rd = 92.78 kN*m	Vz,T,Rd = 776.14 kN
	Mb,Rd = 297.93 kN*m		Tt,Ed = 0.01 kN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 596.14 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT - d	$X_{LT} = 0.45$
$L_{cr,low} = 11.10 \text{ m}$	$\lambda_{m,LT} = 1.02$	$f_{i,LT} = 1.34$	$X_{LT,mod} = 0.48$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.3.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}) = 0.12 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}\cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}\cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:
 $M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.69 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Profil correct !!!

VIII.4.4 contreventement V:

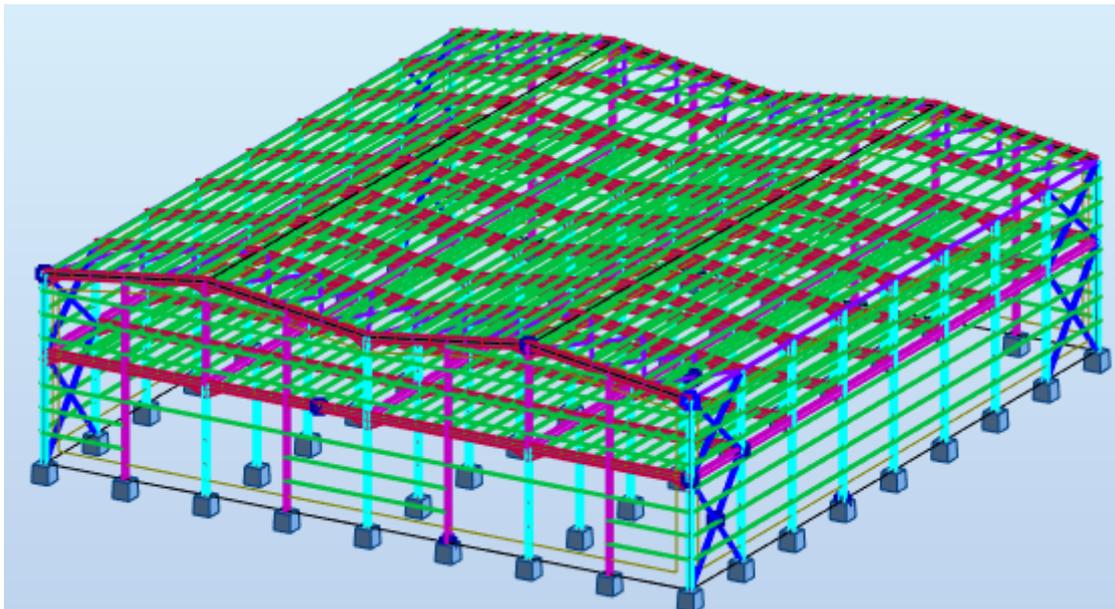


Figure VIII.4 : représentation des contreventements V

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 4 contr V

PIECE: 1371 contreventement_1371 **POINT:** 1
0.00 m

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 ELU /3/ 1*1.35 + 2*1.50 + 25*1.35

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 120x10

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=34.0 cm	Ay=24.00 cm ²	Az=21.60 cm ²	Ax=46.36 cm ²
tw=1.0 cm	Iy=625.88 cm ⁴	Iz=3827.32 cm ⁴	Ix=15.33 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wely=72.02 cm ³	Welz=225.14 cm ³	
	Weff,y=72.02 cm ³	Weff,z=225.14 cm ³	

Attention: Profilé de classe 4 ! Le logiciel ne fait pas l'analyse complète de la classe 4 pour ce type de profilé, mais il les analyse comme les sections de classe 3.

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -4.26 kN	My,Ed = -2.25 kN*m	Mz,Ed = 23.34 kN*m	Vy,Ed = 12.08 kN
Nt,Rd = 1089.46 kN	My,el,Rd = 16.93 kN*m	Mz,el,Rd = 52.91 kN*m	Vy,T,Rd = 325.63 kN
	My,c,Rd = 16.93 kN*m	Mz,c,Rd = 52.91 kN*m	Vz,Ed = 1.45 kN
			Vz,T,Rd = 293.06 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 4



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.58 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{z,Ed})^2} / (f_y/g_{M0}) = 0.56 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Profil correct !!!

VIII.4.5 contreventement H:

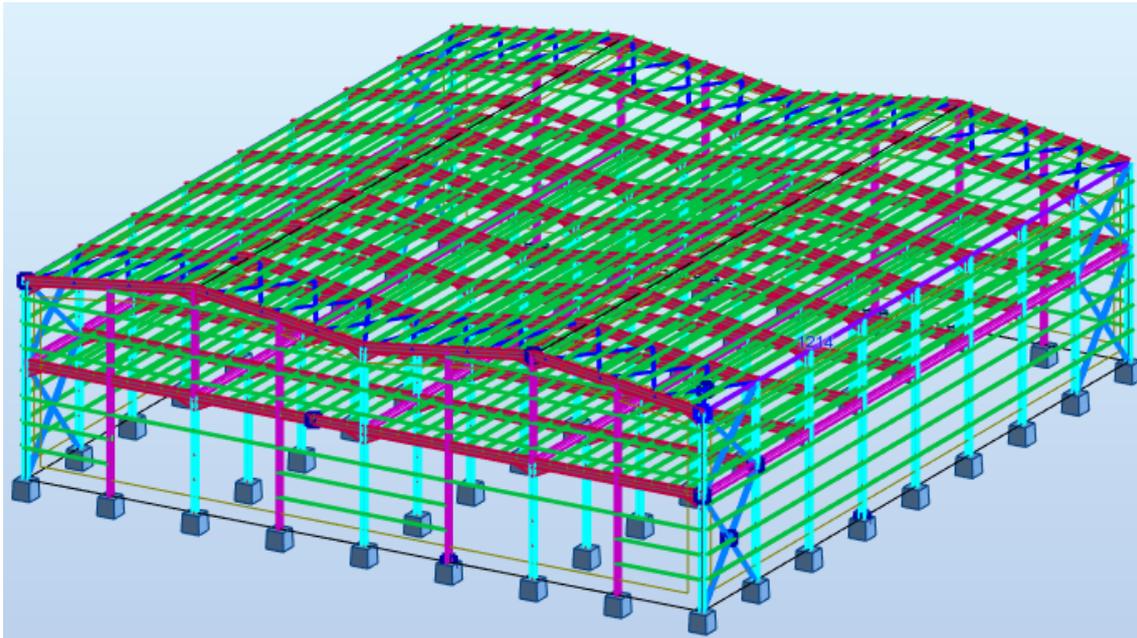


figure VIII.5 : représentation des contreventements H

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 5 contr H

PIECE: 1398 contreventement_1398 **POINT:** 7
7.00 m

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 ELU /14/ 1*1.00 + 3*1.50 + 25*1.00

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 90x9**

h=9.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=19.0 cm	Ay=16.20 cm ²	Az=14.58 cm ²	Ax=31.04 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=231.66 cm ⁴	Iz=518.52 cm ⁴	Ix=8.31 cm ⁴
tf=0.9 cm	Wely=35.86 cm ³	Welz=54.58 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 115.71 kN	My,Ed = 3.69 kN*m	Mz,Ed = -1.32 kN*m	Vy,Ed = -0.04 kN
Nc,Rd = 729.44 kN	My,el,Rd = 8.43 kN*m	Mz,el,Rd = 12.83 kN*m	Vy,T,Rd = 219.80 kN
Nb,Rd = 729.44 kN	My,c,Rd = 8.43 kN*m	Mz,c,Rd = 12.83 kN*m	Vz,Ed = 2.90 kN
			Vz,T,Rd = 197.82 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 3

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.60 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed})^2} / (f_y / \gamma_{M0}) = 0.69 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6(1))$$

Profil correct !!!

VIII.4.6 Pannes:

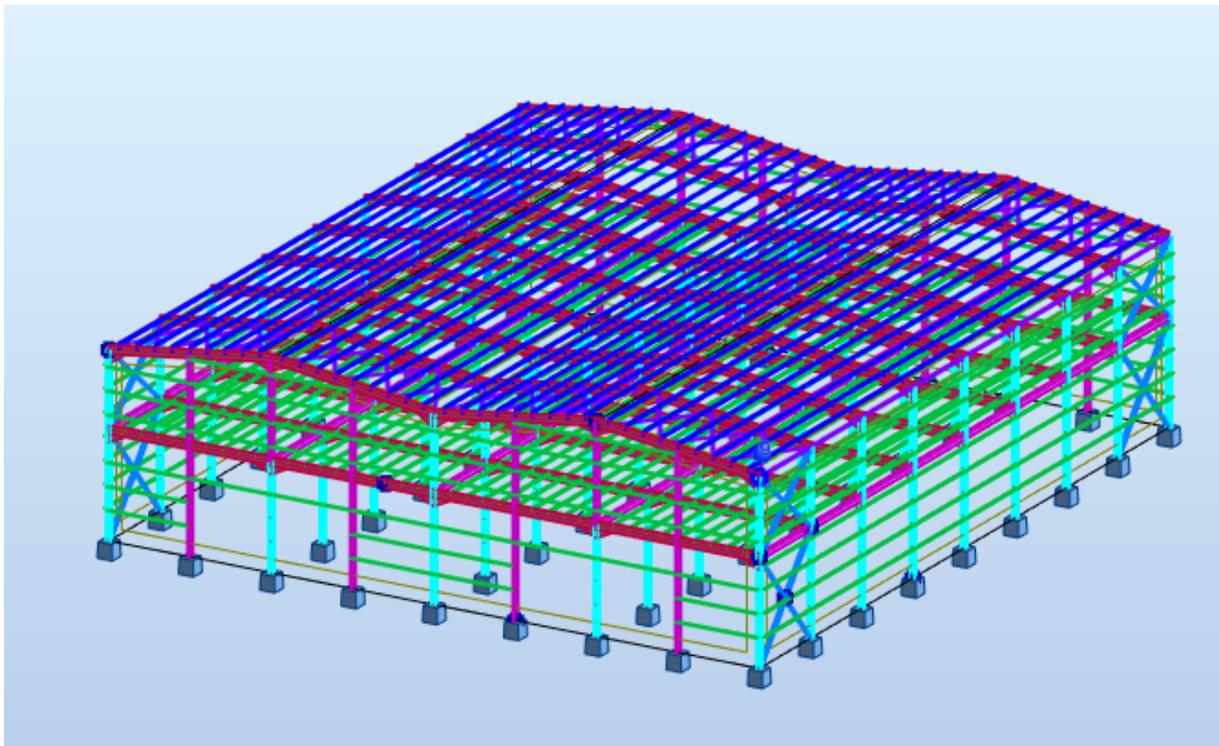


Figure VIII.6 : représentation des Pannes

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 6 panne

PIECE: 1032 panne_1032

POINT: 5

COORDONNEE: x = 0.67 L =

4.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 ELU /14/ 1*1.00 + 3*1.50 + 25*1.00

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 180

h=18.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=9.1 cm	Ay=16.21 cm ²	Az=11.25 cm ²	Ax=23.95 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=1316.96 cm ⁴	Iz=100.85 cm ⁴	Ix=4.81 cm ⁴
tf=0.8 cm	Wply=166.41 cm ³	Wplz=34.60 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -55.90 kN	My,Ed = -5.93 kN*m	Mz,Ed = -0.23 kN*m	Vy,Ed = 0.19 kN
Nt,Rd = 562.83 kN	My,pl,Rd = 39.11 kN*m	Mz,pl,Rd = 8.13 kN*m	Vy,T,Rd = 219.95 kN
	My,c,Rd = 39.11 kN*m	Mz,c,Rd = 8.13 kN*m	Vz,Ed = 1.29 kN
	MN,y,Rd = 39.11 kN*m	MN,z,Rd = 8.13 kN*m	Vz,T,Rd = 152.69 kN
	Mb,Rd = 13.80 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 15.42 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.35
Lcr,low=6.00 m	Lam_LT = 1.59	fi,LT = 1.86	XLT,mod = 0.35

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_z/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.45 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

VIII.4.7 Lisse:

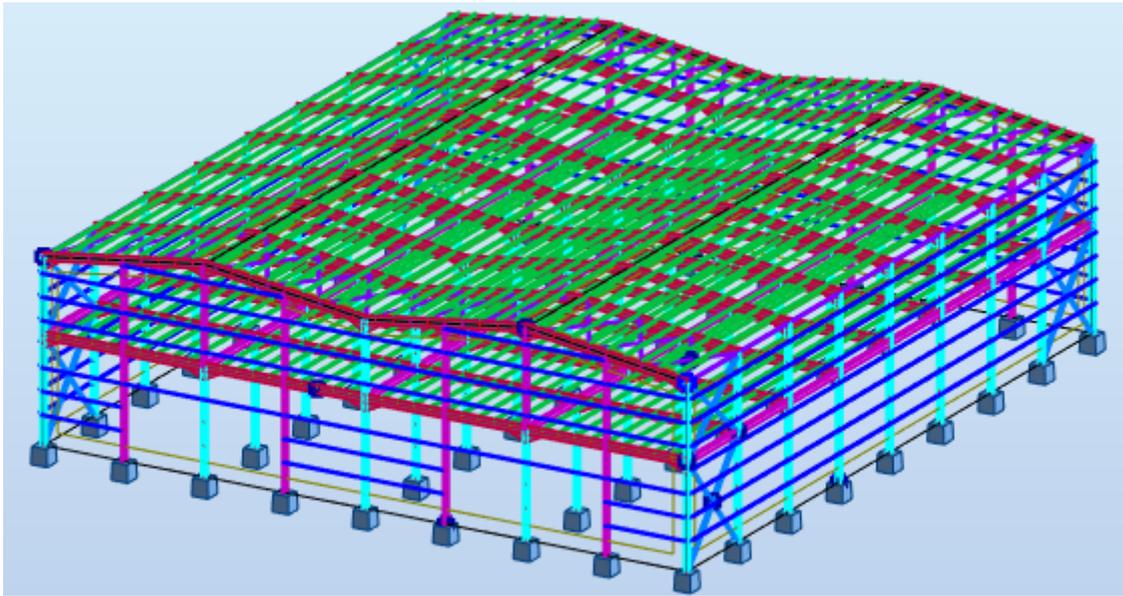


Figure VIII.7 : représentation des lisses

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 7 lisse

PIECE: 278 panne _278
0.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 ELU /12/ 1*1.00 + 2*1.50 + 25*1.00

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: UAP 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=19.66 cm ²	Az=16.97 cm ²	Ax=31.98 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=1945.85 cm ⁴	Iz=169.69 cm ⁴	Ix=11.24 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wply=230.12 cm ³	Wplz=58.49 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -5.61 kN	My,Ed = -17.18 kN*m	Mz,Ed = -0.08 kN*m	Vy,Ed = 0.43 kN
Nt,Rd = 751.53 kN	My,pl,Rd = 54.08 kN*m	Mz,pl,Rd = 13.75 kN*m	Vy,T,Rd = 266.51 kN
	My,c,Rd = 54.08 kN*m	Mz,c,Rd = 13.75 kN*m	Vz,Ed = 14.23 kN
	MN,y,Rd = 54.08 kN*m	MN,z,Rd = 13.74 kN*m	Vz,T,Rd = 230.14 kN
	Mb,Rd = 18.65 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 32.90 kN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.34
Lcr,low=5.50 m	Lam_LT = 1.28	fi,LT = 1.73	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

 en y: en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{1.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.32 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy},Ed/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz},Ed/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$My,Ed/M_b,Rd = 0.92 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

VIII.4.8 Poutre principal :

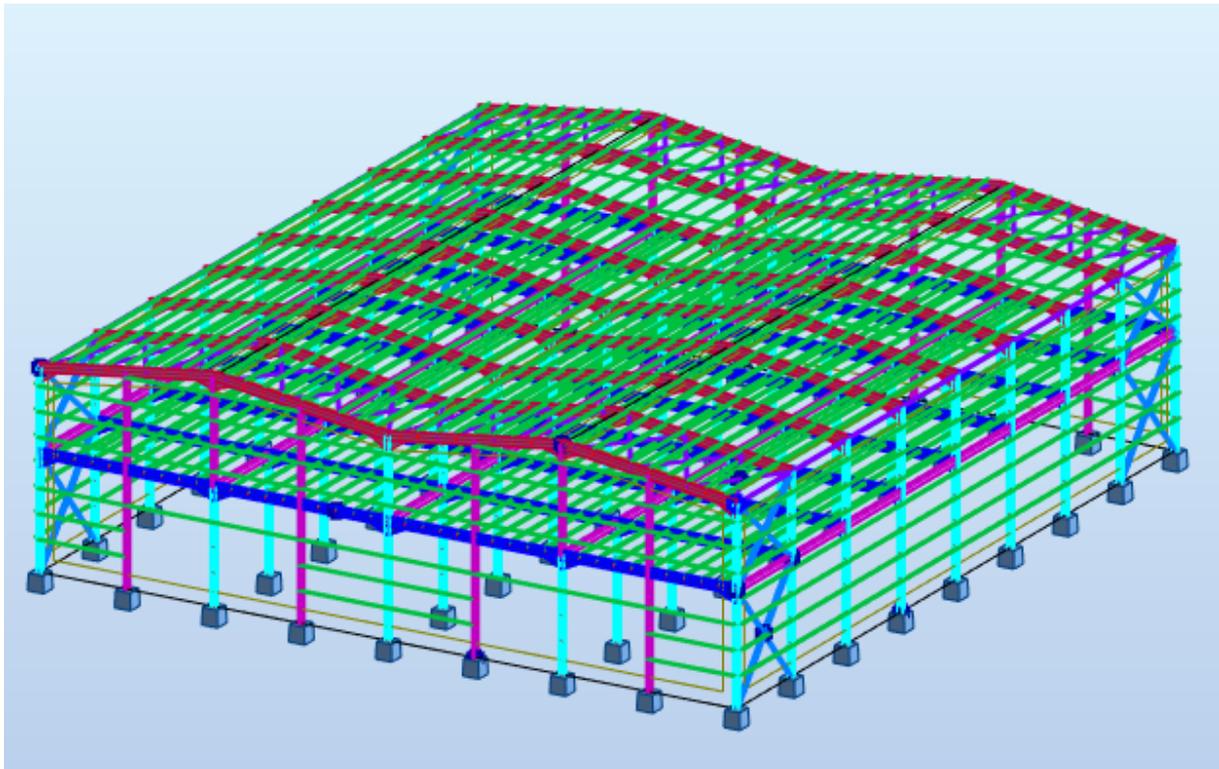


Figure VIII.8 : représentation des poutres principal

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 8 P.P

PIECE: 709 poutre P_709
11.00 m

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 ELU /3/ 1*1.35 + 2*1.50 + 25*1.35

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 550

h=110.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=21.0 cm	Ay=72.24 cm ²	Az=118.28 cm ²	Ax=229.68 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=330496.18 cm ⁴	Iz=4001.06 cm ⁴	Ix=181.55 cm ⁴
tf=1.7 cm	Wely=5931.31 cm ³	Welz=381.05 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 119.44 kN	My,Ed = -137.02 kN*m	Mz,Ed = 0.40 kN*m	Vy,Ed = -0.41 kN
Nc,Rd = 5397.50 kN	My,el,Rd = 1393.86 kN*m	Mz,el,Rd = 89.55 kN*m	Vy,T,Rd = 977.37 kN
Nb,Rd = 5133.51 kN	My,c,Rd = 1393.86 kN*m	Mz,c,Rd = 89.55 kN*m	Vz,Ed = -41.92 kN
			Vz,T,Rd = 1601.90 kN
	Mb,Rd = 356.86 kN*m		Tt,Ed = 0.07 kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

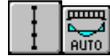
z = 0.00	Mcr = 558.38 kN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.26
Lcr,low=11.00 m	Lam_LT = 1.58	fi,LT = 2.27	XLT,mod = 0.26

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 11.00 m	Lam_y = 0.34
Lcr,y = 7.70 m	Xy = 0.95
Lamy = 31.47	ky = 1.03



en z:

Lz = 11.00 m	Lam_z = 0.03
Lcr,z = 0.11 m	Xz = 1.00
Lamz = 2.47	kzy = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 * (\text{Tau}_{z,Ed} + \text{Tau}_{tz,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

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

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

$$\text{Tau}_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 31.47 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 2.47 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.38 < 1.00 \quad (6.3.2.1(1))$$

$$N_{Ed} / (X_y * N_{Rk} / g_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed} / (XLT * M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{yz} * M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.42 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

$$N_{Ed} / (X_z * N_{Rk} / g_{M1}) + k_{zy} * M_{y,Ed} / (XLT * M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{zz} * M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.42 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

Profil correct !!!

VIII.4.9 Poutre secondaire:

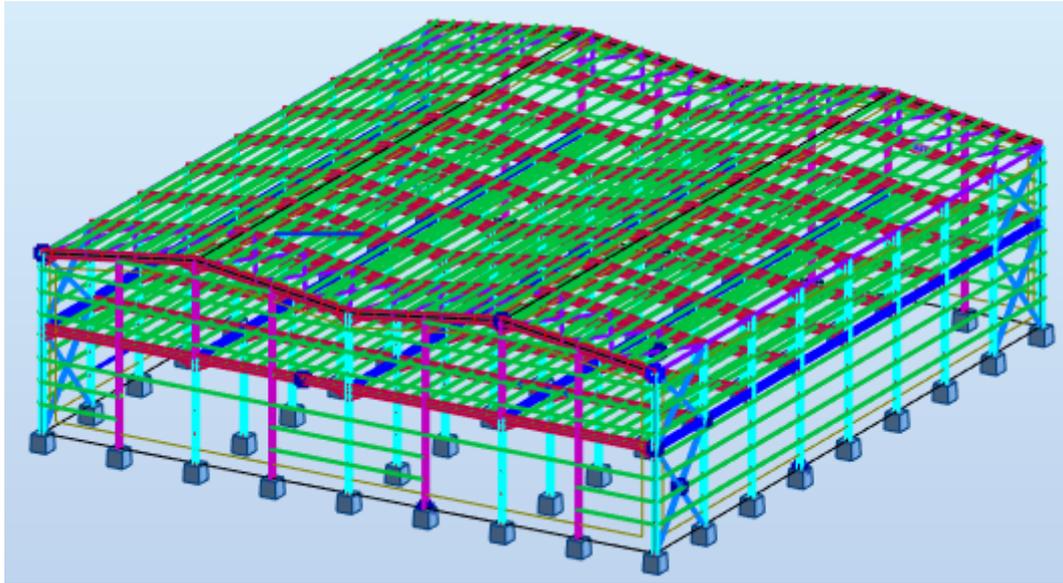


Figure VIII.9 : représentation des Poutres secondaires

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 9 P.socondaire

PIECE: 1162 Poutre_1162

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 1.00 L = 6.00 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 ELU /9/ $1 * 1.35 + 5 * 1.50 + 25 * 1.35$

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 450

$h = 45.0 \text{ cm}$	$gM0 = 1.00$	$gM1 = 1.00$	
$b = 19.0 \text{ cm}$	$A_y = 63.21 \text{ cm}^2$	$A_z = 50.84 \text{ cm}^2$	$A_x = 98.82 \text{ cm}^2$
$t_w = 0.9 \text{ cm}$	$I_y = 33742.90 \text{ cm}^4$	$I_z = 1675.86 \text{ cm}^4$	$I_x = 67.18 \text{ cm}^4$
$t_f = 1.5 \text{ cm}$	$W_{ply} = 1701.79 \text{ cm}^3$	$W_{plz} = 276.38 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 44.07 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -11.73 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 9.85 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -6.10 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 2322.27 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -11.73 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$M_{z,Ed,max} = 9.85 \text{ kN}\cdot\text{m}$
	$V_{y,T,Rd} = 857.51 \text{ kN}$		
$N_{b,Rd} = 2322.27 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 399.92 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 64.95 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -5.71 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 399.92 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{N,z,Rd} = 64.95 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 689.77 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 329.28 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 790.65 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT -	$XLT = 0.78$
$L_{cr,low} = 6.00 \text{ m}$	$\lambda_{m_LT} = 0.71$	$f_{i,LT} = 0.84$	$XLT_{mod} = 0.82$

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:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.15 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.21 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.21 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

VIII.4.10 Solives:

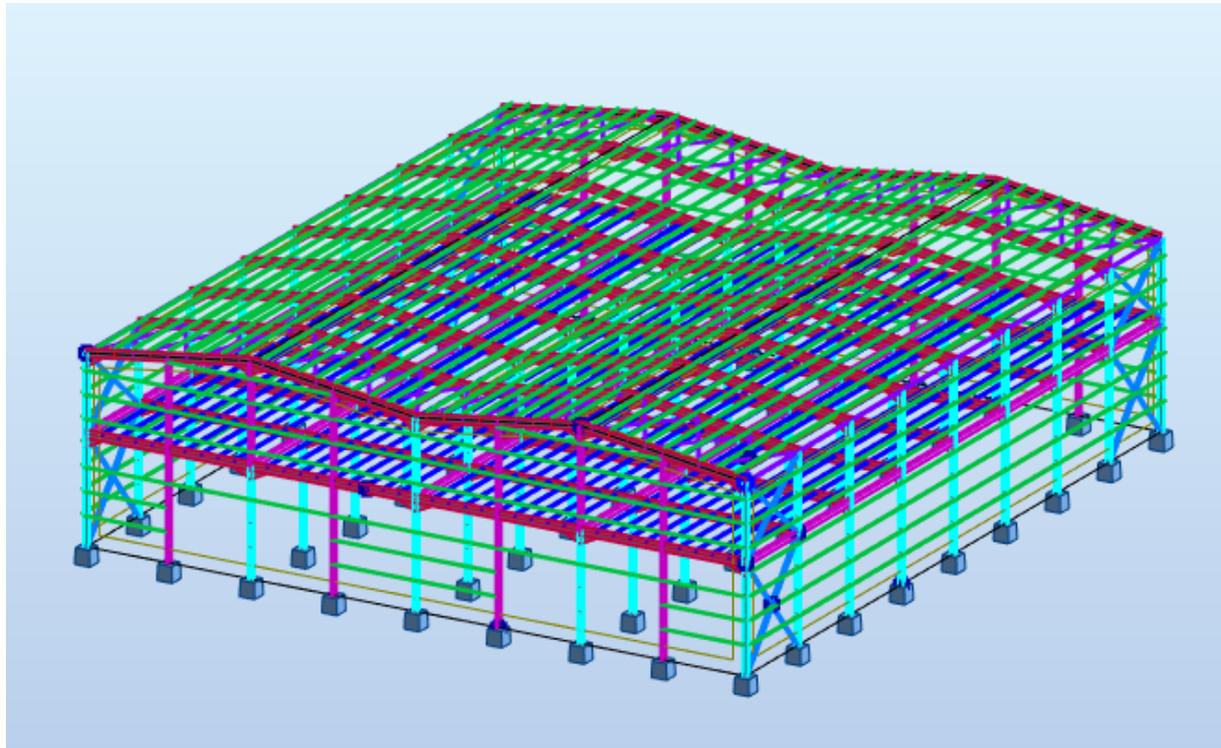


Figure VIII.10 : représentation des Solives

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 10 solives

PIECE: 1183 Poutre_1183
3.00 m

POINT: 4

COORDONNEE: $x = 0.50 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 ELU /2/ $1*1.35 + 2*1.50 + 6*0.75 + 25*1.35$

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 180

$h=18.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=9.1$ cm	$A_y=16.21$ cm ²	$A_z=11.25$ cm ²	$A_x=23.95$ cm ²
$tw=0.5$ cm	$I_y=1316.96$ cm ⁴	$I_z=100.85$ cm ⁴	$I_x=4.81$ cm ⁴
$tf=0.8$ cm	$W_{ply}=166.41$ cm ³	$W_{plz}=34.60$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = -64.62$ kN	$M_{y,Ed} = 1.12$ kN*m
$N_{t,Rd} = 562.83$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 39.11$ kN*m
	$M_{y,c,Rd} = 39.11$ kN*m
	$MN_{,y,Rd} = 39.11$ kN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

Profil correct !!!

VIII.5 Conclusion :

D'onc d'après la vérification des éléments de la structure on conclu que tous les éléments sont stables

Résultats		Messages					
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
Famille : 1 poteau							
3	OK HEA 340	ACIER E24	83.31	160.77	0.62	7 ELU /5/	
Famille : 2 potlet							
506 potlet_506	OK IPE 450	ACIER E24	48.30	216.73	0.54	7 ELU /8/	
Famille : 3 travers							
918 traverse_91	OK IPE 550	ACIER E24	31.49	43.75	0.69	7 ELU /16/	
Famille : 4 contr V							
1371 contrevente	OK 2 CAE 120x10	ACIER E24	250.92	101.47	0.58	7 ELU /3/	
Famille : 5 contr H							
1398 contrevente	OK 2 CAE 90x9	ACIER E24	256.13	171.20	0.69	7 ELU /14/	
Famille : 6 panne							
1032 panne_103	OK IPE 180	ACIER E24	80.91	292.39	0.45	7 ELU /14/	
Famille : 7 lisse							
278 panne_278	OK UAP 200	ACIER E24	70.51	238.77	0.92	7 ELU /12/	
Famille : 8 P.P							
709 poutre P_709	OK IPE 550	ACIER E24	31.47	2.47	0.42	7 ELU /3/	
Famille : 9 P.socondaire							
1162 Poutre_116	OK IPE 450	ACIER E24	32.47	145.70	0.21	7 ELU /9/	
Famille : 10 solives							
1183 Poutre_118	OK IPE 180	ACIER E24	80.91	292.39	0.11	7 ELU /2/	

Figure VIII.11 : vérification des éléments sur logiciel *ROBOT*

IX -1- Introduction :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique , une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction , Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage , c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause .

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales des éléments utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le boulonnage
- Le soudage

➤ **Le boulonnage :**

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il offre sur site . Dans notre cas, le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée , une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N / mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub} (N / mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau IX.1 : Valeurs de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons

➤ **Le soudage :**

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

- Fonctionnement par adhérence :

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

-Coefficients partiels de sécurité :

*Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{MB} = 1,25$

*Résistance des boulons à traction : $\gamma_{MB} = 1,50$ **chap.6.1.2 – eurocode3**

- Coefficient de frottement :

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment : -Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

Surface de classe A	$\mu=0,5$	Pour surfaces grenillées ou sablées
Surface de classe B	$\mu=0,4$	Pour surfaces grenillées, sablées et peintes.
Surface de classe C	$\mu=0,3$	Pour surfaces brossées
Surface de classe D	$\mu=0,2$	Pour surfaces non traitées

Tableau:IX .2 Valeur du coefficient de frottement μ selon la surface

IX-2 Rôle des assemblages :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes, généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc....) entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté.

IX-3 Fonctionnement des assemblages :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion . Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés ;
- Les assemblages boulonnés ;

- Les assemblages rivetés ;
- Les assemblages collés.

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- **Les assemblages articulés** : qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants.
- **Les assemblages rigides** : qui transmettront en outre les divers moments.

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A_s (mm²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
φ rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
φ clé (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
Tôle usuelle (mm)	2	3	4	5	6	7	8	10,14	>14	-	-
Cornière usuelle (mm)	30	35	40	50	60	70	80	120	>120	-	-

Tableau IX. 3: Principales caractéristiques géométrique.

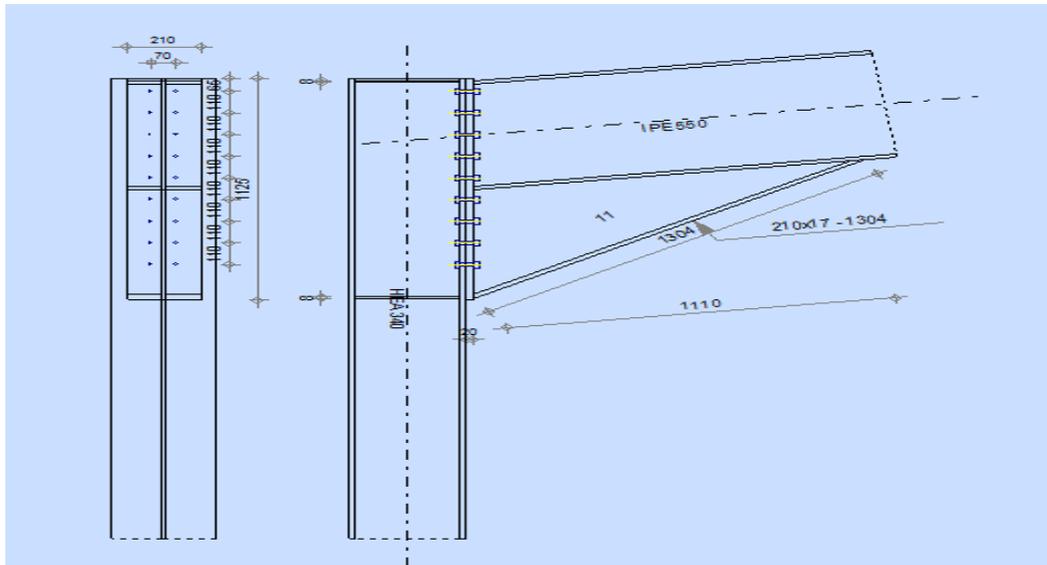
IX.4. Calcul d'assemblages :**IX.4.1 Assemblage poteau-traverse :**

Figure IX-1: Représentation de l'assemblage poteau-traverse.

a) La disposition constructive des boulons :

On choisit des boulons de classe **10.9**

- Nombre de boulons = 18
- Nombre de files : $n = 2$
- Poteau : HEA 340
- Traverse : IPE 550
- $M_{\max} = 280.45 \text{ KN.m.}$
- $N_{\max} = 55.69 \text{ KN.}$
- $V_{sd\max} = 95.15 \text{ KN.}$

b) Détermination des efforts dans les boulons :

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2} ;$$

$$d_3 = 660 \text{ mm}$$

$$d_2 = 770 \text{ mm}$$

$$d_1 = 880 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = (0.66)^2 + (0.77)^2 + (0.88)^2 = 1.8 \text{ m}^2$$

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{280.45 \times 0.88}{1.8} = 137.10 \text{ KN}$$

$$N_3 = 119.97 \text{ KN}; N_2 = 102.83 \text{ KN}$$

c)-Dimensionnement des boulons :

Il faut vérifier que : $N_1 \leq n \times F_p$

avec : $F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$ (EC3.art.6.5.8.2)

F_p : force de précontrainte dans les boulons.

f_{ub} : 1000 MPa.

n : nombre de boulon par rangé ($n = 2$).

$$A_s \geq \frac{N_1}{F_p \times n} = \frac{137.10 \times 10^3}{1000 \times 2 \times 0.7} = 135.93 \text{ mm}^2$$

Donc on choisit des boulons M16 de diamètre $d_0 = 18$ mm; de classe 10.9 $A_s = 157$ mm²

d) Disposition des boulons :(EC3.art.6.5.1.4)

❖ Entre axe des boulons :

- $P_1 \geq 2,2d_0$ $P_2 \geq 3d_0$ Avec : $d_0 = 18$ mm
- $P_1 \geq 2 \cdot 2 \times 18 = 39.6$ mm On prend : $P_1 = 90$ mm
- $P_2 \geq 3 \times 18 = 54$ mm On prend : $P_2 = 90$ mm

❖ Pince longitudinale :



$e_1 \geq 1.2d_0$ $e_1 \geq 1.2 \times 18 = 21.6$ mm On prend : $e_1 = 70$ mm.

❖ Pince transversale :

$e_2 \geq 1.5d_0$ $e_2 \geq 1.5 \times 18 = 27$ mm On prend : $e_2 = 45$ mm

e) Moment résistant effectif de l'assemblage :

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} < M_{rd} = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 109 \text{KN (par boulon)}$$

Soit $109 \times 2 = 218 \text{KN}$ (pour les deux premiers boulons)

$$M_{sd} = 280.45 < M_{rd} = \frac{218 \times 1.8}{0.88} = 445.9 \text{KN (Condition vérifiée)}$$

➤ **Vérification :**

❖ **Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction :**

Il faut vérifier que :

$$F_{b,rd} = \frac{k_s \times \mu \times \eta \times (F_p - 0.8F_{tsd})}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

- μ = coefficient de frottement
- K_s = coefficient qui est en fonction de la dimension des trous de pressage pour les trous à tolérance normal
- n = nombre d'interfaces de frottement

$$\mu = 0.3 ; \gamma_{m0} = 1.25 ; F_p = 102.9 \text{ KN} ; K_s = 1 ; n = 1$$

$$F_{tsd} = \frac{N_1}{2} = \frac{137.10}{2} = 68.55 \text{KN}$$

$$F_{b,rd} = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (134.4 - 0.8 \times 68.55)}{\gamma_{m0}} = 19.09 \text{KN}$$

*Effort de cisaillement sollicitons par boulon

$$V_{sd} = \frac{V_{sd \max}}{18} = \frac{95.15}{18} = 5.29 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 5.29 \text{KN} < V_{rd} = 19.09 \text{KN (Condition vérifiée)}$$

❖ **Vérification a la pression diamétrale :**

Il faut vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{brd}$$

Avec :

- $F_{vsd} = 5.29 \text{KN}$

$$\bullet \quad F_{brd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{F_u}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{70}{3 \times 18}; \frac{1000}{360}; 1 \right\} = 1$$

$$F_{vsd} = 3.74 \text{ KN} \leq F_{brd} = 2.5 \times 1 \times 2 \times 1.6 \times \frac{36}{1.25} = 230.4 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Il n'y a pas risque de rupture par pression diamétrale.

IX.4.2 - Assemblage traverse – traverse :

L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

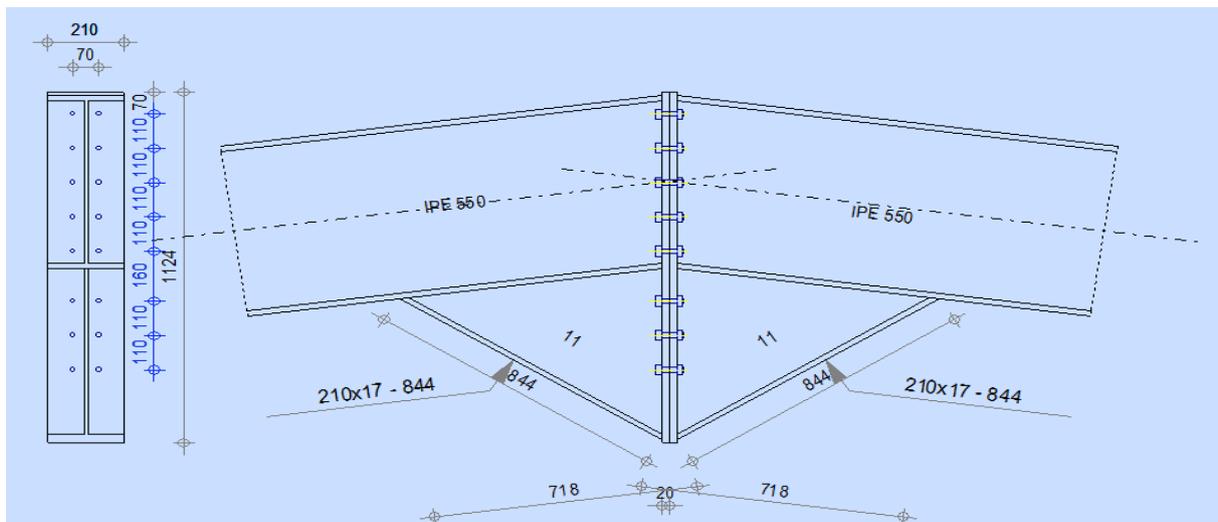


Figure IX-2: Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

a) La disposition constructive des boulons :

On choisit des boulons de classe **10.9**

- Nombre de boulons = 16
- Nombre de files : n= 2
- Traverse : IPE550

❖ Efforts de calcul :

- $M_{\max} = -85.45 \text{ KN.m.}$
- $N_{\max} = -12.90 \text{ KN.}$
- $V_{sd\max} = -6.00 \text{ KN.}$

B)-Dimensionnement des boulons :❖ **Choix des diamètres des boulons**

M16 de diamètre $d_0 = 18$ mm; de classe 10.9 $A_s = 157$ mm²

❖ **Disposition des boulons : (EC3.art.6.5.1.4)**❖ **Entre axe des boulons :**

- $P_1 \geq 2,2d_0$ $P_2 \geq 3d_0$
- $P_1 \geq 2 \cdot 2 \times 18 = 39.6$ mm
- $P_2 \geq 3 \times 18 = 54$ mm
-

Avec : $d_0 = 18$ mm (tableau 6.1 Eurocode 3)

On prend : $P_1 = 90$ mm

On prend : $P_2 = 100$ mm

❖ **Pince longitudinale :**

$e_1 \geq 1.2d_0$: $e_1 = 70$ mm.

❖ **Pince transversale :**

$e_2 \geq 1.5d_0$ $e_2 = 45$ mm

c) Détermination des efforts dans les boulons :

$d_1 = 820$ mm. $d_2 = 710$ mm. $d_3 = 600$ mm.

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$\sum d_i^2 = (0.82)^2 + (0.71)^2 + (0.60)^2 = 1.53 \text{ m}^2$$

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{85.45 \times 0.82}{1.53} = 45.79 \text{ KN}$$

$$N_2 = 39.65 \text{ KN}$$

$$N_3 = 33.50 \text{ KN}$$

d) Moment résistant effectif de l'assemblage :

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} < M_{rd} = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 109 \text{ KN (par boulon)}$$

Soit $109 \times 2 = 218$ KN (pour les deux premiers boulons)

$$M_{sd} = 85.45 \text{ KN} < M_{rd} = \frac{109 \times 1.53}{0.82} = 203.37 \text{ KN (Condition vérifiée)}$$

➤ **Vérification :**❖ **Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction :**

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} < V_{rd} = \frac{K_S \times \mu \times n \times (F_p - 0.8 F_{tsd})}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

- μ = coefficient de frottement
- K_S = coefficient qui est en fonction de la dimension des trous de pressage pour les trous à tolérance normal
- n = nombre d'interfaces de frottement

$\mu = 0.3$; $\gamma_{mb} = 1.25$; $F_p = 109 \text{ KN}$; $K_S = 1$; $n = 1$;

$$F_{tsd} = \frac{N_1}{2} = \frac{45.79}{2} = 22.89 \text{ KN}$$

$$F_{b,rd} = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (109 - 0.8 \times 22.89)}{\gamma_{m0}} = 21.76 \text{ KN}$$

Effort de cisaillement sollicitons par boulon

$$V_{sd} = \frac{V_{sd \max}}{18} = \frac{95.15}{18} = 5.29 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 5.29 \text{ KN} < V_{rd} = 19.09 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

❖ **Vérification a la pression diamétrale :**

Il faut vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{brd}$$

Avec :

- $F_{vsd} = 5.29 \text{ KN}$
- $F_{brd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{F_u}{\gamma_{mb}}$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = \min \left\{ \frac{70}{3 \times 18}, \frac{1000}{360}, 1 \right\} = 1$$

$$F_{vsd} = 5.29 \text{ KN} \leq F_{brd} = 2.5 \times 1 \times 2 \times 1.6 \times \frac{36}{1.25} = 230.4 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

IX.5. Assemblages entre quelques éléments :

Les figures sont prises à partir de logiciel *Robot 2017*

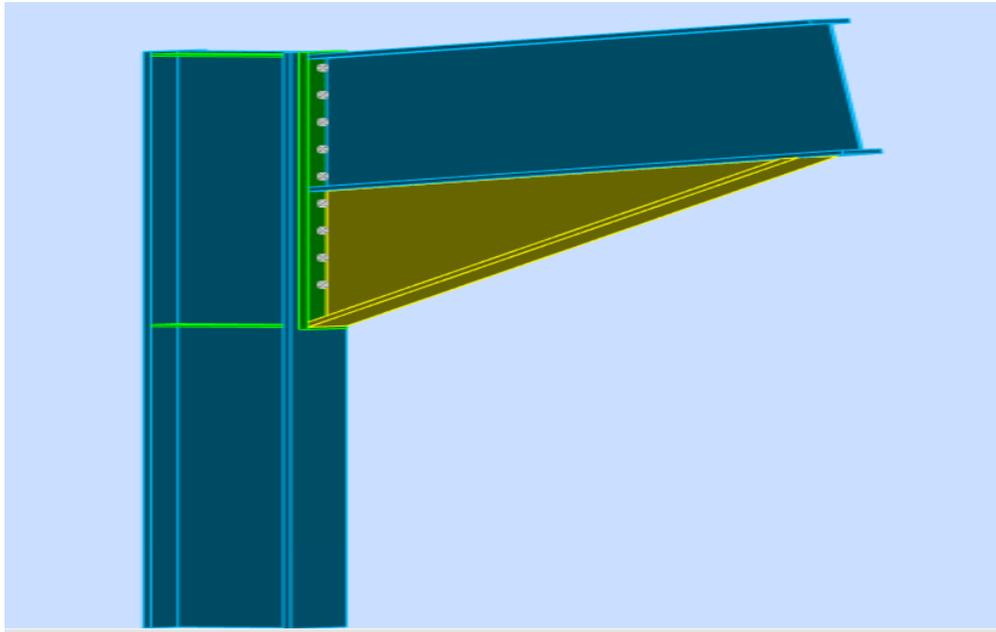


Figure IX.3 : Vue de l'assemblage poteau-traverse

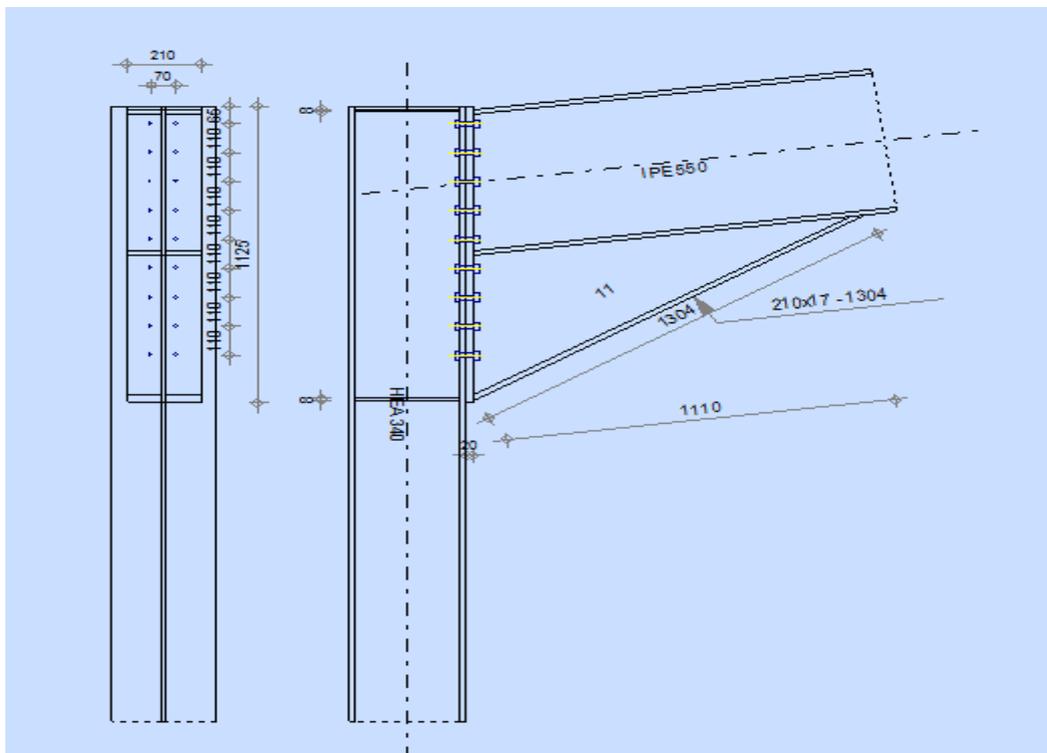


Figure IX.4 : Représentation de l'assemblage poteau-traverse

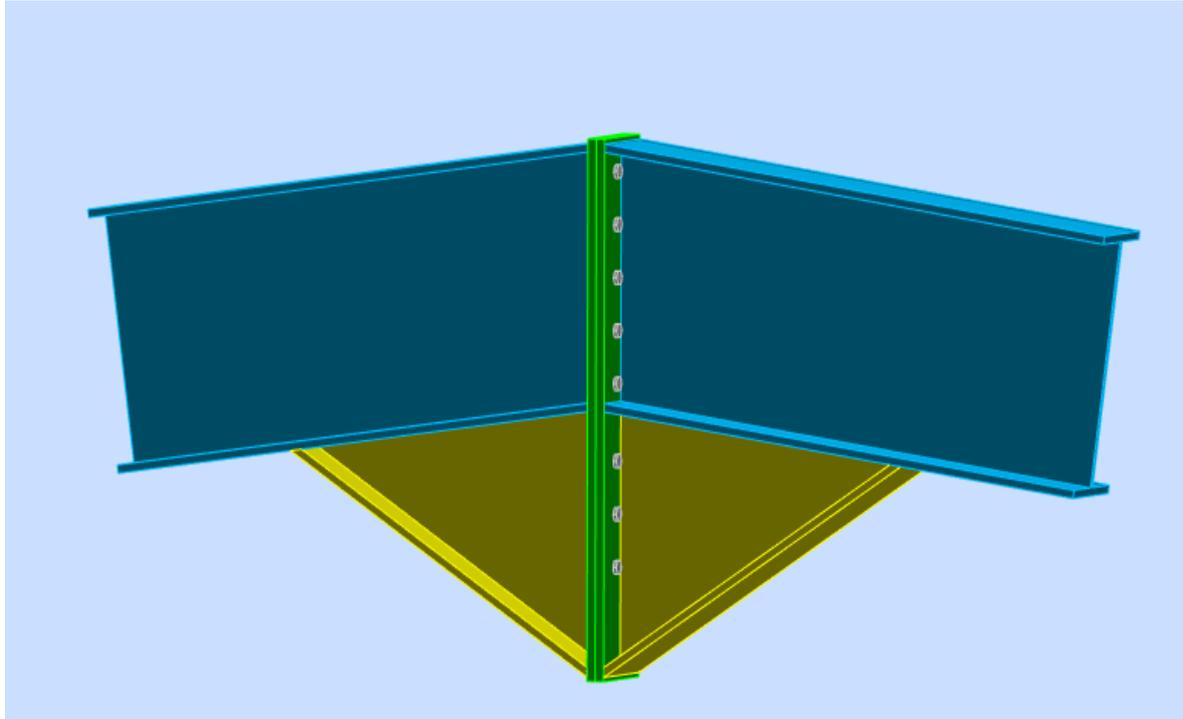


Figure IX5: Vue de l'assemblage traverse-traverse

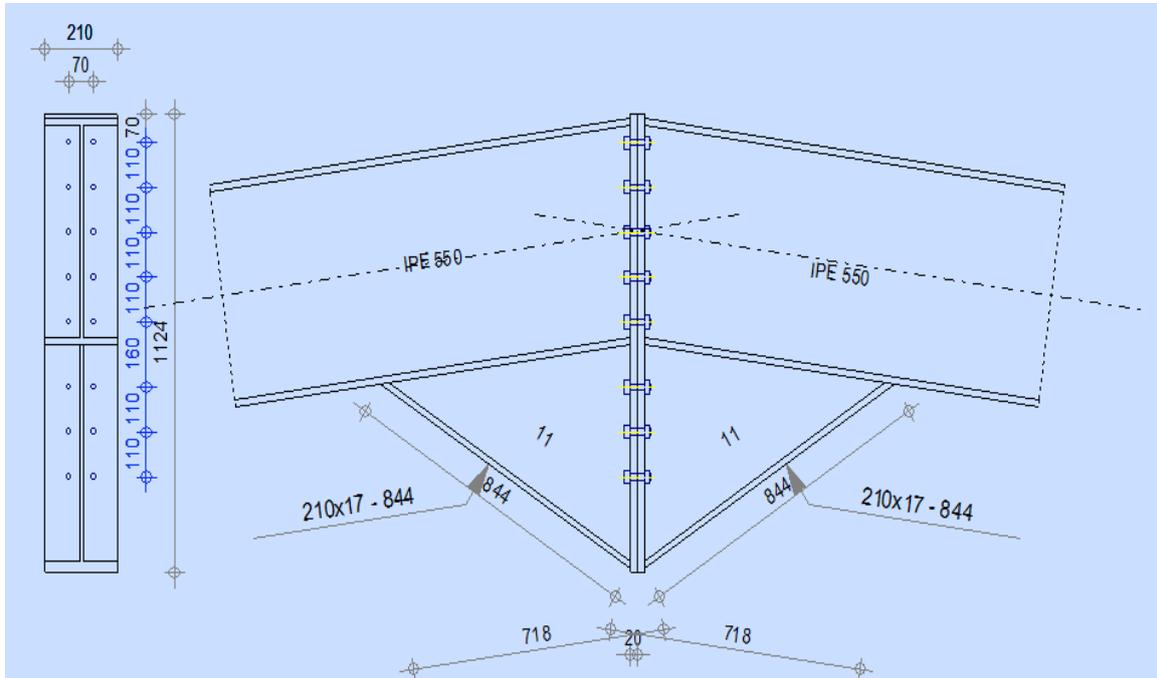


Figure IX.6: Représentation de l'assemblage traverse-traverse

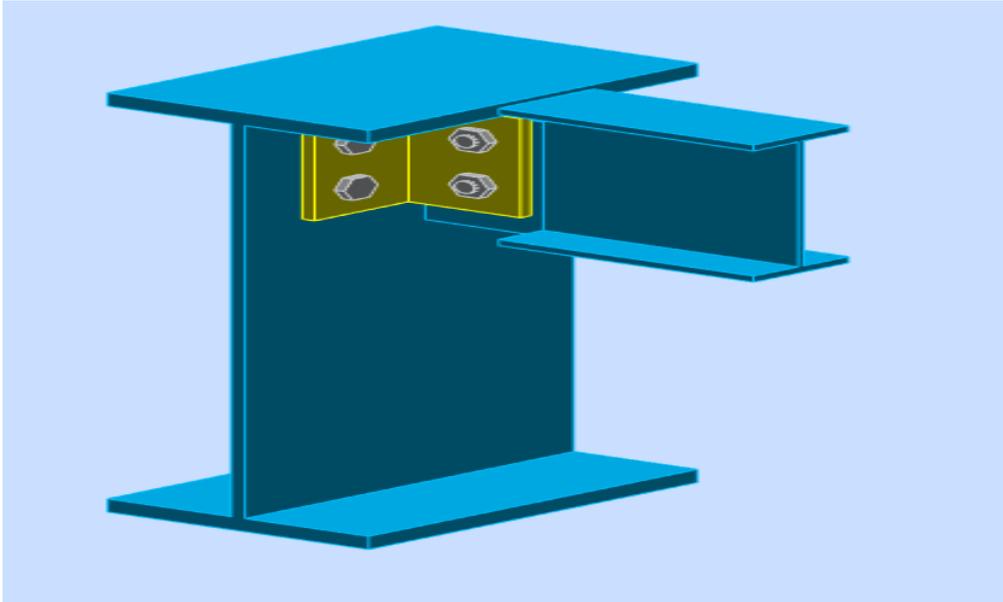


Figure IX.7: Vue de l'assemblage poutre p-solive

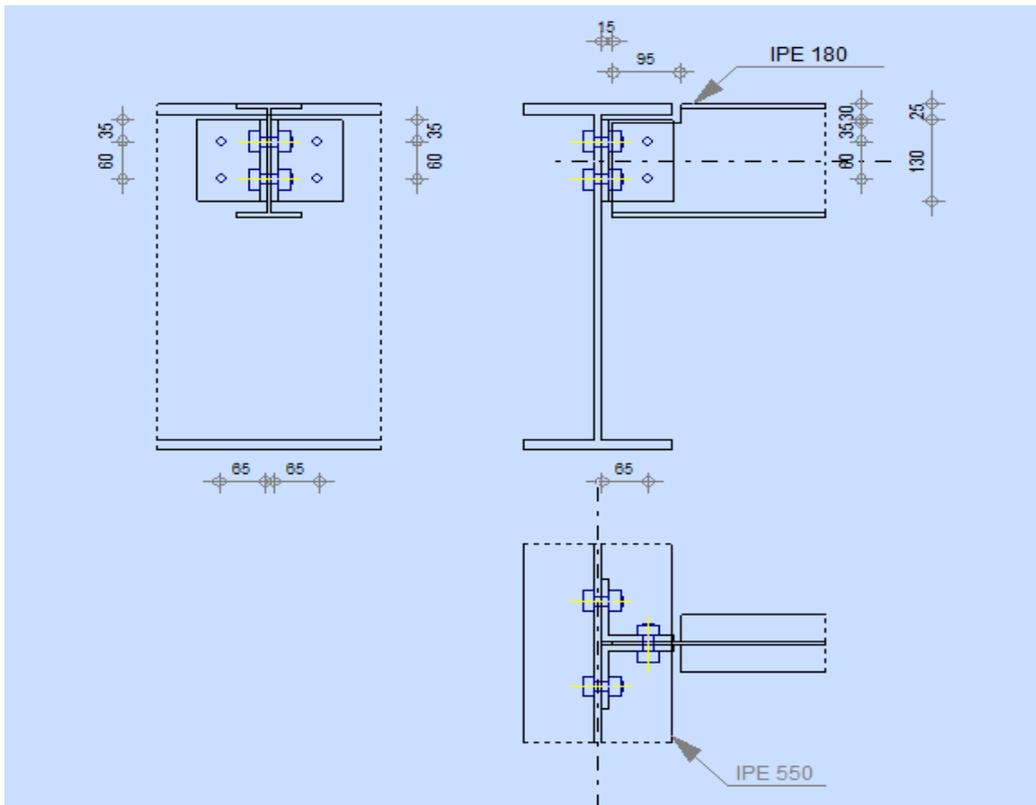


Figure IX.7: Représentation de l'assemblage poutre p-solive

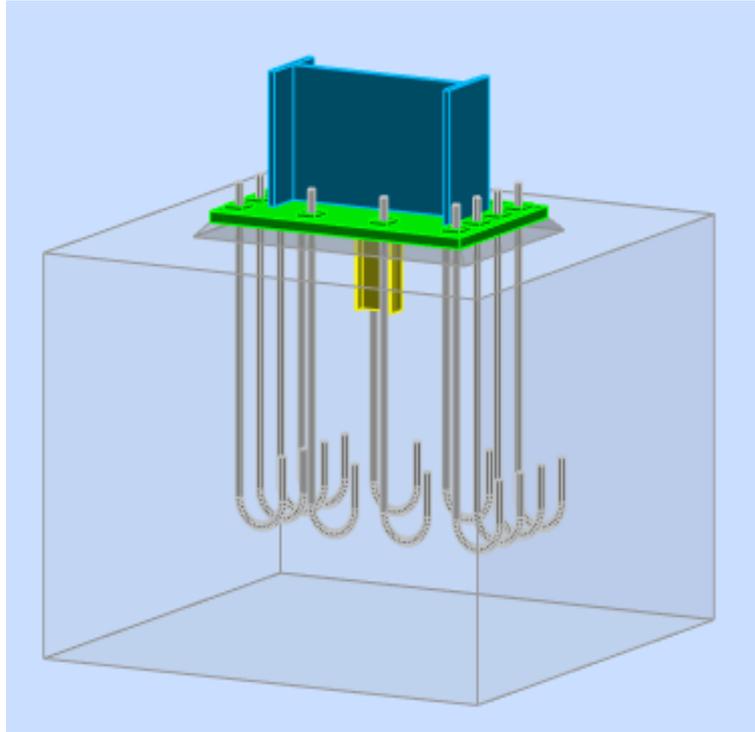


Figure IX.8: Vue de l'assemblage Pied de Poteau encasté

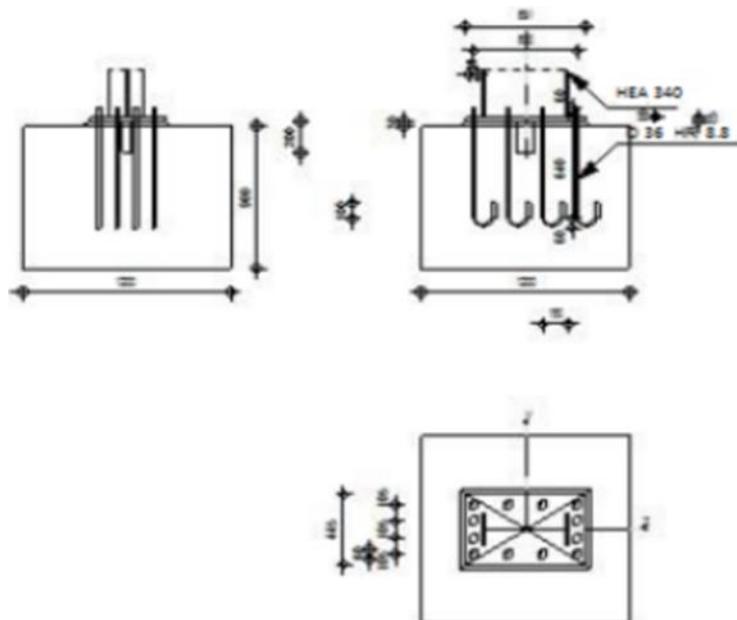
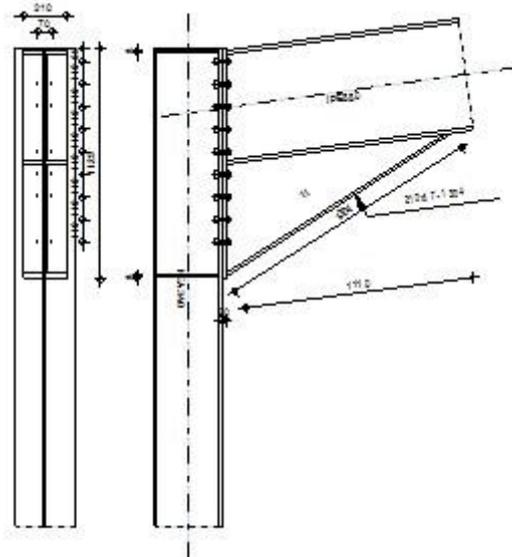


Figure IX.9: Représentation de l'assemblage Pied de Poteau encasté

IX -6-Calcul des assemblages avec logiciel Robot 2017 :

➤ **Assemblage traverse-poteau :**

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017 Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau EN 1993-1-8:2005/AC:2009	
		Ratio 0,16



GENERAL

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 17
 Barres de la structure: 22, 14

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 340
 Barre N°: 22
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 330$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau

Profilé: HEA 340
 $t_{wc} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 17$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 133,47$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 27693,10$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 550
 Barre N°: 14
 $\alpha = 7,8$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 550$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 210$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 17$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 134,42$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 67116,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

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

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 113,04$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $n_v = 9$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 65$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 70$ [mm]
 Entraxe $p_i = 110; 110; 110; 110; 110; 110; 110; 110$ [mm]

PLATINE

$h_p = 1125$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 210$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: ACIER
 $f_{yp} = 235,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d = 210$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{rd} = 17$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 550$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 1110$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 32,5$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: ACIER
 $f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 297$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: ACIER
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 297$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: ACIER
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 8$ [mm] Soudure âme
 $a_r = 13$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 8$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{rd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 7: ELU /18/ $1 \cdot 1.00 + 5 \cdot 1.50 + 25 \cdot 1.00$
 $M_{b1,Ed} = 280.45$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 65.15$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = 55.69$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

TRACTION

$A_b = 134,42$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]
 $N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $N_{tb,Rd} = 3158,87$ [kN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 133,40$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 1809,87$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,01 < 1,00$ **vérifié** (0,01)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 2787,01$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 654,95$ [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

$W_{pl} = 6310,62$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

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

$M_{cb,Rd} = 1483,00$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 1483,00$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 1086$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 1365,28$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = -51,09$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = 58,28$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = 0,00$ [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$z = 871$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$V_{wp,Ed} = -87,78$ [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs} = 44,95$ [cm²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vs} =$	44,95 [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} =$	44,95 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s =$	1097 [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	4,80 [kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	1,13 [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	1,13 [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} =$	559,66 [kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0,16 < 1,00	vérifié	(0,16)

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	10 [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	283 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	44,95 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,83	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	13,65 [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	19,81 [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} =$	987,91 [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} =$	243 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,86	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,89	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	2,76	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,00	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$			
$F_{c,wc,Rd2} =$	931,32 [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 931,32 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	9	-	115	-	110	54	69	54	69	137	35	35	35
2	9	-	115	-	110	54	178	54	178	220	110	110	110
3	9	-	115	-	110	54	178	54	178	220	110	110	110
4	9	-	115	-	110	54	178	54	178	220	110	110	110
5	9	-	115	-	110	54	178	54	178	220	110	110	110
6	9	-	115	-	110	54	178	54	178	220	110	110	110
7	9	-	115	-	110	54	178	54	178	220	110	110	110
8	9	-	115	-	110	54	178	54	178	220	110	110	110
9	9	-	115	-	110	54	69	54	69	137	35	35	35

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	20	-	70	-	110	128	163	128	163	174	134	134	134
2	20	-	70	-	110	128	169	128	169	220	110	110	110
3	20	-	70	-	110	128	169	128	169	220	110	110	110
4	20	-	70	-	110	128	169	128	169	220	110	110	110
5	20	-	70	-	110	128	169	128	169	220	110	110	110
6	20	-	70	-	110	128	169	128	169	220	110	110	110
7	20	-	70	-	110	128	169	128	169	220	110	110	110
8	20	-	70	-	110	128	169	128	169	220	110	110	110
9	20	-	70	-	110	128	169	128	169	174	140	140	140

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

- m – Distance du boulon de l'âme
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = 113,04$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 217,96$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$$

$N_{j,Rd} = 2034,72$ [kN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
---------------------------------	---------------	---------	--------

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 113,04$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 217,96$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4], [Tab.6.2]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5], [Tab.6.2]$$

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	120 , 31	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 226,08$	226 , 08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 120,31$	120 , 31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 226,08$	226 , 08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 334,33$	334 , 33	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 435,92$	435 , 92	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 559,66$	559 , 66	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 931,32$	931 , 32	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 1365,28$	1365 , 28	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	120 , 31	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 226,08$	226 , 08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 120,31$	120 , 31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226,08$	226 , 08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 334,33$	334 , 33	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 435,92$	435 , 92	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ii,Rd} = 559,66 - 120,31$	439 , 35	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 931,32 - 120,31$	811 , 02	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1365,28 - 120,31$	1244 , 98	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 452,16 - 120,31$	331 , 85	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 305,64 - 120,31$	185 , 33	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 452,16 - 120,31$	331 , 85	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 635,55 - 120,31$	515 , 24	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	120,31	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 120,31$	120,31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 334,33$	334,33	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 435,92$	435,92	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ii,Rd} = 559,66 - 240,62$	319,04	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 931,32 - 240,62$	690,71	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1365,28 - 240,62$	1124,67	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 452,16 - 120,31$	331,85	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 433,94 - 120,31$	313,63	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 678,24 - 240,62$	437,62	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 485,06 - 240,62$	244,45	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 452,16 - 120,31$	331,85	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 573,87 - 120,31$	453,56	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 678,24 - 240,62$	437,62	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 922,48 - 240,62$	681,87	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	120,31	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 120,31$	120,31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 334,33$	334,33	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 435,92$	435,92	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ii,Rd} = 559,66 - 360,92$	198,73	Panneau d'âme - compression

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 931,32 - 360,92$	570,40	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 1365,28 - 360,92$	1004,36	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 452,16 - 120,31$	331,85	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 433,94 - 120,31$	313,63	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 678,24 - 240,62$	437,62	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 576,62 - 240,62$	336,00	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 904,32 - 360,92$	543,40	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 611,87 - 360,92$	250,95	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 452,16 - 120,31$	331,85	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 573,87 - 120,31$	453,56	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 678,24 - 240,62$	437,62	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 860,81 - 240,62$	620,19	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 904,32 - 360,92$	543,40	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1209,42 - 360,92$	848,49	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	78,42	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 120,31$	120,31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 334,33$	334,33	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 435,92$	435,92	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^4 F_{ii,Rd} = 559,66 - 481,23$	78,42	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 931,32 - 481,23$	450,09	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 1365,28 - 481,23$	884,05	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 452,16 - 120,31$	331,85	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 433,94 - 120,31$	313,63	Ame du poteau - traction - groupe

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 678,24 - 240,62$	437,62	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 576,62 - 240,62$	336,00	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 904,32 - 360,92$	543,40	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 673,96 - 360,92$	313,04	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1130,40 - 481,23$	649,17	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 697,69 - 481,23$	216,46	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 452,16 - 120,31$	331,85	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 573,87 - 120,31$	453,56	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 678,24 - 240,62$	437,62	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 860,81 - 240,62$	620,19	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 904,32 - 360,92$	543,40	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 1147,74 - 360,92$	786,82	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1130,40 - 481,23$	649,17	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1496,35 - 481,23$	1015,12	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
$F_{t,fc,Rd(6)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 120,31$	120,31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 334,33$	334,33	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 435,92$	435,92	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^5 F_{ii,Rd} = 559,66 - 559,66$	0,00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 931,32 - 559,66$	371,67	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 1365,28 - 559,66$	805,63	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 452,16 - 78,42$	373,74	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 433,94 - 78,42$	355,51	Ame du poteau - traction - groupe

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 678,24 - 198,73$	479,51	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 576,62 - 198,73$	377,89	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 904,32 - 319,04$	585,28	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 673,96 - 319,04$	354,92	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1130,40 - 439,35$	691,05	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 739,53 - 439,35$	300,18	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1356,48 - 559,66$	796,82	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 755,62 - 559,66$	195,97	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 452,16 - 78,42$	373,74	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 573,87 - 78,42$	495,45	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 678,24 - 198,73$	479,51	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 860,81 - 198,73$	662,07	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 904,32 - 319,04$	585,28	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 1147,74 - 319,04$	828,70	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1130,40 - 439,35$	691,05	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1434,67 - 439,35$	995,33	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1356,48 - 559,66$	796,82	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1783,29 - 559,66$	1223,63	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	926	120,31	226,08	120,31	226,08	334,33	226,08	435,92
2	816	120,31	226,08	120,31	226,08	334,33	226,08	435,92
3	706	120,31	226,08	120,31	226,08	334,33	226,08	435,92
4	596	120,31	226,08	120,31	226,08	334,33	226,08	435,92
5	486	78,42	226,08	120,31	226,08	334,33	226,08	435,92

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}
6	376	–	226,08	120,31	226,08	334,33	226,08	435,92
7	266	–	226,08	120,31	226,08	334,33	226,08	435,92
8	156	–	226,08	120,31	226,08	334,33	226,08	435,92
9	46	–	226,08	120,31	226,08	334,33	226,08	435,92

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 404,51 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,13 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,80 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 77,21 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 113,04 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 192,72 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 192,72 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	226,08	0,35	120,31	15,20	15,55	146,83
2	226,08	0,35	120,31	15,20	15,55	146,83
3	226,08	0,35	120,31	15,20	15,55	146,83
4	226,08	0,35	120,31	15,20	15,55	146,83
5	226,08	0,35	78,42	9,91	10,26	149,41
6	226,08	0,35	0,00	0,00	0,35	154,24
7	226,08	0,35	0,00	0,00	0,35	154,24
8	226,08	0,35	0,00	0,00	0,35	154,24
9	226,08	0,35	0,00	0,00	0,35	154,24

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{ij,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{ij,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{ij,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{ij,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{ij,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{ij,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{ij,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed} = F_{ij,Ed,N} + F_{ij,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{ij,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 1353,71 \quad \text{[kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 247,03 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 86,79 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 160,25 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 271554,83 \quad \text{[cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -7,24 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 7,13 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\tau_{\parallel} = -0,94 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad \text{[4.5.3.2(7)]}$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 14,48 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 14,35 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 7,24 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 4 \quad \text{[mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{head} = 12 \quad \text{[mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{nut} = 16 \quad \text{[mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$t_{wash} = 4$ [mm] Epaisseur de la plaquette [6.2.6.3.(2)]

$L_b = 59$ [mm] Longueur du boulon [6.2.6.3.(2)]

$k_{10} = 4$ [mm] Coefficient de rigidité des boulons [6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	K _{eff,j}	K _{eff,j} h _j	K _{eff,j} h _j ²
					Somme	38,26	2432,12
1	926	1	219	109	1	6,09	563,86
2	816	1	340	93	1	7,64	623,78
3	706	1	340	93	1	6,61	467,00
4	596	1	340	93	1	5,58	332,87
5	486	1	340	93	1	4,55	221,39
6	376	1	340	93	1	3,52	132,56
7	266	1	340	93	1	2,49	66,39
8	156	1	340	93	1	1,46	22,87
9	46	1	219	109	1	0,30	1,41

$$K_{eff,j} = 1 / (\sum 1 / k_{i,j}) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j K_{eff,j} h_j^2 / \sum_j K_{eff,j} h_j$$

$Z_{eq} = 636$ [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$$K_{eq} = \sum_j K_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$K_{eq} = 6$ [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$A_{vc} = 44,95$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\beta = 1,00$ Paramètre de transformation [5.3.(7)]

$z = 636$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$k_1 = 3$ [mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement [6.3.2.(1)]

$k_2 =$ Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression [6.3.2.(1)]

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / K_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$S_{j,ini} = 157642,55$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$\mu = 1,00$ Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 157642,55 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 101565,24 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 6347,83 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$S_{j,ini} > S_{j,rig}$ RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

REMARQUES

Pince du boulon trop grande. 180 [mm] > 120 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,16
--	-------	------

$\alpha =$	-172,2	[Deg]	Angle d'inclinaison
$t_{wbl} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbl} =$	17	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{bl} =$	134,42	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	67116,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé: IPE 550

Barre N°: 12

$\alpha =$	-7,8	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	550	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	210	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	17	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	134,42	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	67116,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

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

$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	113,04	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons

$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
$n_v =$	8		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	70	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	70	[mm]	
Entraxe $p_i =$	110;110;110;110;160;110;110	[mm]	

PLATINE

$h_{pr} =$	1124	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	210	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER		
$f_{ypr} =$	235,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_{rd} =$	210	[mm]	Largeur de la platine
$t_{frd} =$	17	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_{rd} =$	550	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_{rd} =$	1110	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha_d =$	32,5	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	8	[mm]	Soudure âme
$a_t =$	13	[mm]	Soudure semelle
$a_{td} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

$\gamma_{M0} =$	1,00	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: 7: ELU /18/ 1*1.00 + 5*1.50 + 25*1.00

$M_{b1,Ed} =$	-85.45	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	-6.00	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-12.90	[kN]	Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b =$	134,42	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{cb,Rd} =$	3158,87	[kN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	133,40	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	1809,87	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,03 < 1,00	vérifié	(0,03)
----------------------------------	-------------	---------	--------

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	2787,01	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	654,95	[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

$W_{el} =$	5547,87	[cm ³]	Facteur élastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{el} f_{yb} / \gamma_{M0}$				

$M_{cb,Rd} = 1303,75$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

FLEXION AVEC EFFORT AXIAL AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$n = 0,09$ Rapport de l'effort axial à la résistance de la section EN1993-1-1:[6.2.9.1.(5)]

$$M_{Nb,Rd} = M_{cb,Rd} (1 - n)$$

$M_{Nb,Rd} = 1186,52$ [kN*m] Résistance réduite (effort axial) de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.9.2.(1)]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 1303,75$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 1086$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 1200,27$ [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:

$\beta = 7,8$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 32,5$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 269$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 72,35$ [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)]

$\sigma_{com,Ed} = 19,94$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd1} = 830,24$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 468$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1,00$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,80$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd2} = 665,74$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = D_b t_b f_{yb} / (0.8 \cdot \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 1061,03 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 665,74 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	20	-	70	-	110	128	163	128	163	174	134	134	134
2	20	-	70	-	110	128	169	128	169	220	110	110	110
3	20	-	70	-	135	128	169	128	169	270	135	135	135
4	20	-	70	-	135	128	169	128	169	270	135	135	135
5	20	-	70	-	110	128	169	128	169	220	110	110	110
6	20	-	70	-	110	128	169	128	169	220	110	110	110
7	20	-	70	-	110	128	169	128	169	220	110	110	110
8	20	-	70	-	110	128	169	128	169	174	140	140	140

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

m – Distance du boulon de l'âme

$l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} / 2 F_{c,wb,Rd,low})$$

$$N_{j,Rd} = 1331,48 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,21 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,21)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 113,04 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 264,20 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$F_{t,fc,Rd}$ – 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

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 334,33$	334,33	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528,39$	528,39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 1200,27$	1200,27	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(2)} = 334,33$	334,33	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528,39$	528,39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1200,27 - 226,08$	974,19	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 452,16 - 226,08$	226,08	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 635,55 - 226,08$	409,47	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 197,54 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 334,33$	334,33	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528,39$	528,39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1200,27 - 423,62$	776,65	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 452,16 - 197,54$	254,62	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 639,08 - 197,54$	441,54	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 678,24 - 423,62$	254,62	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 987,69 - 423,62$	564,07	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 169,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 334,33$	334,33	Ame de la poutre - traction

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$B_{p,Rd} = 528,39$	528,39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 1200,27 - 592,62$	607,65	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 452,16 - 169,00$	283,16	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 704,29 - 169,00$	535,30	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 678,24 - 366,54$	311,70	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 991,23 - 366,54$	624,69	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 904,32 - 592,62$	311,70	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1339,84 - 592,62$	747,23	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 127,48 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 334,33$	334,33	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528,39$	528,39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 1200,27 - 720,10$	480,17	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 452,16 - 127,48$	324,68	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 639,08 - 127,48$	511,60	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 678,24 - 296,48$	381,76	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 991,23 - 296,48$	694,75	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 904,32 - 494,02$	410,30	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 1278,16 - 494,02$	784,15	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1130,40 - 720,10$	410,30	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1626,78 - 720,10$	906,68	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 98,94 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 334,33$	334,33	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528,39$	528,39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 1200,27 - 819,04$	381,23	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 452,16 - 98,94$	353,22	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 573,87 - 98,94$	474,93	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 678,24 - 226,42$	451,82	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 926,02 - 226,42$	699,59	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 904,32 - 395,42$	508,90	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 1278,16 - 395,42$	882,75	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1130,40 - 592,96$	537,44	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1565,10 - 592,96$	972,14	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1356,48 - 819,04$	537,44	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1913,71 - 819,04$	1094,67	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$$

$$F_{t6,Rd} = 70,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7

F_{t7,Rd,comp} - Formule	F_{t7,Rd,comp}	Composant
$F_{t7,Rd} = \text{Min} (F_{t7,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(7)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(7)} = 334,33$	334,33	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528,39$	528,39	Boulons au cisaillement/poinçonnement

F_{t7,Rd,comp} - Formule	F_{t7,Rd,comp}	Composant
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^6 F_{ij,Rd} = 1200,27 - 889,44$	310,83	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 452,16 - 70,40$	381,76	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 573,87 - 70,40$	503,47	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum 6^5 F_{ij,Rd} = 678,24 - 169,34$	508,90	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum 6^5 F_{ij,Rd} = 860,81 - 169,34$	691,47	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum 6^4 F_{ij,Rd} = 904,32 - 296,82$	607,50	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum 6^4 F_{ij,Rd} = 1212,95 - 296,82$	916,13	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 6^3 F_{ij,Rd} = 1130,40 - 465,82$	664,58	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 6^3 F_{ij,Rd} = 1565,10 - 465,82$	1099,28	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 6^2 F_{ij,Rd} = 1356,48 - 663,36$	693,12	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 6^2 F_{ij,Rd} = 1852,04 - 663,36$	1188,68	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 6^1 F_{ij,Rd} = 1582,56 - 889,44$	693,12	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 6^1 F_{ij,Rd} = 2200,65 - 889,44$	1311,21	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t7,Rd} = F_{t1,Rd} h_7/h_1$$

$$F_{t7,Rd} = 41,86 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 8

F_{t8,Rd,comp} - Formule	F_{t8,Rd,comp}	Composant
$F_{t8,Rd} = \text{Min} (F_{t8,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(8)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(8)} = 334,33$	334,33	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528,39$	528,39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^7 F_{ij,Rd} = 1200,27 - 931,29$	268,97	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(8+7)} - \sum 7^7 F_{ij,Rd} = 452,16 - 41,86$	410,30	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7)} - \sum 7^7 F_{ij,Rd} = 650,95 - 41,86$	609,09	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6)} - \sum 7^6 F_{ij,Rd} = 678,24 - 112,26$	565,98	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6)} - \sum 7^6 F_{ij,Rd} = 937,88 - 112,26$	825,62	Ame de la poutre - traction - groupe

F_{t8,Rd,comp} - Formule	F_{t8,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5)} - \sum^5 F_{tj,Rd} = 904,32 - 211,20$	693,12	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5)} - \sum^5 F_{tj,Rd} = 1224,82 - 211,20$	1013,62	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum^4 F_{tj,Rd} = 1130,40 - 338,68$	791,72	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum^4 F_{tj,Rd} = 1576,96 - 338,68$	1238,28	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum^3 F_{tj,Rd} = 1356,48 - 507,68$	848,80	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum^3 F_{tj,Rd} = 1929,11 - 507,68$	1421,43	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum^2 F_{tj,Rd} = 1582,56 - 705,21$	877,35	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum^2 F_{tj,Rd} = 2216,05 - 705,21$	1510,83	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum^1 F_{tj,Rd} = 1808,64 - 931,29$	877,35	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum^1 F_{tj,Rd} = 2564,66 - 931,29$	1633,36	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t8,Rd} = F_{t1,Rd} h_8/h_1$$

$$F_{t8,Rd} = 13,32 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

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	871	226,08	-	-	226,08	334,33	226,08	528,39
2	761	197,54	-	-	226,08	334,33	226,08	528,39
3	651	169,00	-	-	226,08	334,33	226,08	528,39
4	491	127,48	-	-	226,08	334,33	226,08	528,39
5	381	98,94	-	-	226,08	334,33	226,08	528,39
6	271	70,40	-	-	226,08	334,33	226,08	528,39
7	161	41,86	-	-	226,08	334,33	226,08	528,39
8	51	13,32	-	-	226,08	334,33	226,08	528,39

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 584,35 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1 \quad [6.2.5.1.(3)]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,22 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,22)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,82 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 79,02 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 113,04 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 233,60 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 233,60 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	226,08	-35,51	226,08	1,33	-34,18	158,03
2	226,08	-35,51	197,54	1,16	-34,35	158,03
3	226,08	-35,51	169,00	0,99	-34,51	158,03
4	226,08	-35,51	127,48	0,75	-34,76	158,03
5	226,08	-35,51	98,94	0,58	-34,92	158,03
6	226,08	-35,51	70,40	0,41	-35,09	158,03
7	226,08	-35,51	41,86	0,25	-35,26	158,03
8	226,08	-35,51	13,32	0,08	-35,43	158,03

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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{ij,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{ij,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{ij,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 1264,28 \quad \text{[kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,04 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 247,03 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 86,79 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 160,25 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 271554,83 \quad \text{[cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -22,14 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -22,14 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\tau_{\parallel} = -2,95 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad \text{[4.5.3.2(7)]}$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 44,27 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 44,57 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 22,14 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 4 \quad \text{[mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{head} = 12 \quad \text{[mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{nut} = 16 \quad \text{[mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$L_b = 59 \quad \text{[mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$k_{10} = 4 \quad \text{[mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad \text{[6.3.2.(1)]}$$

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	142,56	8825,89
1	871	∞	∞	109	4	34,30	2988,20
2	761	∞	∞	93	4	29,61	2254,37

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
3	651	∞	∞	109	4	25,64	1669,72
4	491	∞	∞	109	4	19,34	950,13
5	381	∞	∞	93	4	14,83	565,55
6	271	∞	∞	93	4	10,55	286,32
7	161	∞	∞	93	4	6,27	101,22
8	51	∞	∞	109	4	2,02	10,37

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=3}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 619 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 23 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 1853436,87 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 1853436,87 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 101565,24 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 6347,83 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

S_{j,ini} > S_{j,rig} RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION AU NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

REMARQUES

Pince du boulon trop grande. 234 [mm] > 120 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,22

➤ **Pied de Poteau encastré :**



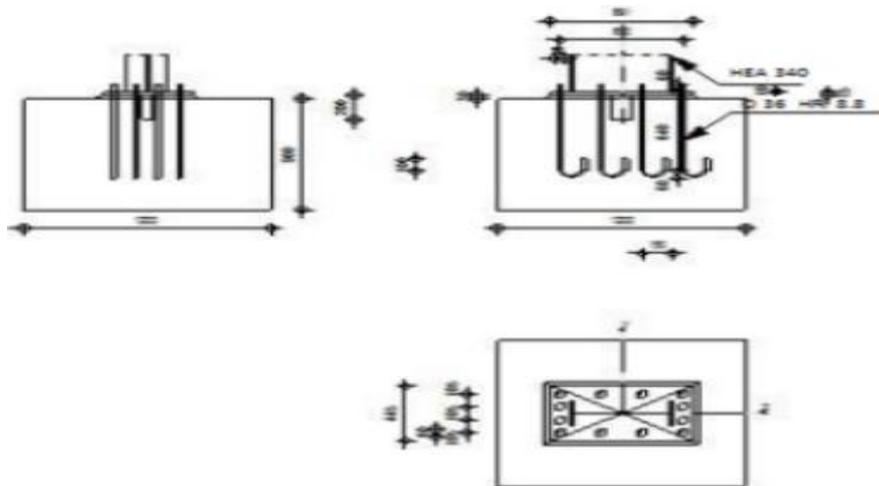
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide:
Design of fastenings in concrete



Ratio
0,36



GENERAL

Assemblage N°: 3

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 1325

Barres de la structure: 715

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 340

Barre N°: 715

$L_c = 12,00$ [m] Longueur du poteau

$L_c =$	12,00	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	330	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	17	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	133,47	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	27693,10	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER		
$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	660	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	700	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	30	[mm]	Epaisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ypd} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

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

Classe =	8.8	Classe de tiges d'ancrage	
$f_{yb} =$	550,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	800,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	36	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	8,17	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	10,18	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	2	Nombre de colonnes des boulons	

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

Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage

$n_v = 4$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 490$ [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

$f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 60$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

BECHE

Profilé: IPE 100

$l_w = 100$ [mm] Longueur

Matériau: ACIER

$f_{yw} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR

$w_s = 600$ [mm] Largeur

$h_s = 330$ [mm] Hauteur

$t_s = 10$ [mm] Epaisseur

RAIDISSEUR

$w_s = 600$ [mm] Largeur

$d_1 = 20$ [mm] Grugeage

$d_2 = 20$ [mm] Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 1300$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 1800$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 900$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON60

$f_{ck} = 60,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 6$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 4$ [mm] Bêche

$a_s = 6$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 7: ELU /16/ $1*1.00 + 4*1.50 + 25*1.00$

$N_{j,Ed} = 59,49$ [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = 0,22$ [kN] Effort tranchant

$N_{j,Ed} =$	59,49	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,z} =$	86,60	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	-202,06	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	0,21	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} =$	40,00	[MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	56,58	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c =$	$t_p \sqrt{(f_{yp} / (3 * f_j * \gamma_{M0}))}$			
$c =$	35	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	87	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	371	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	322,78	[cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	2905,00	[cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} =$	$A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1} / A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$			
$F_{rd,u} =$	3873,33	[kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j =$	0,67		Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} =$	$\beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$			
$f_{jd} =$	80,00	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,y} =$	559,98	[cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	559,98	[cm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} =$	$A_{c,i} * f_{jd}$			
$F_{c,Rd,y} =$	4479,83	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	4479,83	[kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL =$	1,00		Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} =$	2810,48	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

CL =	1,00	Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$M_{c,Rd,y} =$	660,46 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	314 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y} =$	2106,74 [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} =$	2105,95 [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	494,90 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	329 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$			
$F_{c,fc,Rd,z} =$	1504,96 [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{C,Rd,y} =$	2106,74 [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{C,Rd,z} =$	1504,96 [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b =$	8,17 [cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} =$	800,00 [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
Beta =	0,85	Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \text{beta} * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$			
$F_{t,Rd,s1} =$	400,00 [kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$\gamma_{Ms} =$	1,20	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} =$	550,00 [MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$			
$F_{t,Rd,s2} =$	374,46 [kN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$			
$F_{t,Rd,s} =$	374,46 [kN]	Résistance du boulon à la rupture	

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} =$	60,00 [MPa]	Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
$A_h =$	89,82 [cm ²]	Aire de contact de la plaque d'ancrage	CEB [15.1.2.3]
$p_k =$	420,00 [MPa]	Résistance caractéristique du béton à l'arrachement	CEB [15.1.2.3]
$\gamma_{Mp} =$	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,p} = p_k \cdot A_h / \gamma_{Mp}$			
$F_{t,Rd,p} =$	1871,28 [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.3]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} =$	450 [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 9.0[N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$			
$N_{Rk,c}^0 =$	665,48 [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} =$	1350 [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} =$	675 [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} =$	33120,00 [cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} =$	23400,00 [cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$			
$\psi_{A,N} =$	0,71	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c =$	405 [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$			
$\psi_{s,N} =$	0,88	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ec,N} =$	1,00	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm] / 200 \leq 1.0$			
$\psi_{re,N} =$	1,00	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ucr,N} =$	1,00	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} =$	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$			
$F_{t,Rd,c} =$	191,5 [kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} =$	640	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{RK,c}^0 = 9.0[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$				
$N_{RK,c}^0 =$	1128,72	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} =$	1280	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} =$	640	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} =$	30621,00	[cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} =$	22490,00	[cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$				
$\psi_{A,N} =$	0,73		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c =$	405	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$				
$\psi_{s,N} =$	0,89		Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{ec,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [9.2.5]				
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$				
$\psi_{re,N} =$	1,00		Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{ucr,N} =$	1,00		Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
$\psi_{h,N} = (h/(2 * h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$				
$\psi_{h,N} =$	0,79		Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} =$	2,16		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{RK,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} * \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$				
$F_{t,Rd,sp} =$	270,05	[kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s} , F_{t,Rd,p} , F_{t,Rd,c} , F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd} = 191,55$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 275$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 275$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 73$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} =$	275	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	14,52	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	14,52	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	793,14	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	595,16	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	766,22	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,y} =$	595,16	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} =$	325	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	325	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	73	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	17,16	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	17,16	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	937,58	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	422,76	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	383,11	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,z} =$	383,11	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} =$	1190,33	[kN]	Résistance de la semelle à la traction axiale	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$				
$F_{T,Rd,y} =$	595,16	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$				
$F_{T,Rd,z} =$	383,11	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,05 < 1,00$	vérifié	(0,05)
$e_y =$	3397	[mm]	Excentricité de l'effort axial [6.2.8.3]

$e_y =$	3397	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	157	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	245	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	228,56	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)			0,88 < 1,00	vérifié (0,88)
$e_z =$	3	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,z} =$	164	[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)]
$M_{j,Rd,z} =$	2,63	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)			0,08 < 1,00	vérifié (0,08)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$			0,96 < 1,00	vérifié (0,96)

CISAILLEMENT

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

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 1,10$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = 1,00$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

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

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \alpha_{b,y} f_{up} d t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 788,40$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,75$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 0,75$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

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

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \alpha_{b,z} f_{up} d t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 587,84$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,28$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 10,18$ [cm²] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b =$	0,28	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} =$	800,00 [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \gamma_{M2}$			
$F_{2,vb,Rd} =$	179,15 [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]
$\alpha_M =$	2,00	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} =$	2,37 [kN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} =$	63 [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} =$	1,20	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$			
$F_{v,Rd,sm} =$	62,81 [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} =$	413,76 [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 =$	2,00	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} =$	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,cp} =$	383,11 [kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y} =$	2826,0 [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} =$	0,36	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} =$	1,04	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} =$	0,82	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y} =$	1,00	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y} =$	1,00	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]

$$V_{Rk,c,y}^0 = 2826,0 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{ucr,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = 396,73 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$V_{Rk,c,z}^0 = 1313,4 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.]}$$

$$\psi_{h,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 608,07 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$N_{c,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de compression} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au glissement} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

CONTACT DE LA CALE D'ARRÊT AVEC BETON

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,y} = 560,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$F_{v,Rd,wg,z} = 308,00$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,y} = 1062,44$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
------------------------------------	---------------	---------	--------

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,z} = 810,44$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,11 < 1,00$	vérifié	(0,11)
------------------------------------	---------------	---------	--------

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,11 < 1,00$	vérifié	(0,11)
--	---------------	---------	--------

CONTROLE DES RAIDISSEURS

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

$M_1 = 11,53$ [kN*m] Moment fléchissant du raidisseur

$Q_1 = 124,46$ [kN] Effort tranchant du raidisseur

$Z_s = 60$ [mm] Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)

$I_s = 11088,00$ [cm⁴] Moment d'inertie du raidisseur

$\sigma_d = 3,12$ [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 31,20$ [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 37,72$ [MPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 65,40$ [MPa] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,28 < 1,00$	vérifié	(0,28)
---	---------------	---------	--------

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 67,08$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 67,08$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{yII} = 0,02$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

$\tau_{zII} = 24,30$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,26 < 1,00$	vérifié	(0,26)
---	---------------	---------	--------

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,39 < 1,00$	vérifié	(0,39)
--	---------------	---------	--------

$\sigma_{\perp} = 67,08$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,36 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,36)$$

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

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

$\sigma_{\perp} = 37,44$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 37,44$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 31,43$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 92,57$ [MPa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,27 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,27)$$

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

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

$\sigma_{\perp} = 48,89$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 48,89$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 65,97$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 150,40$ [MPa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,44 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,44)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} = 87$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 371$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff}) / (1.275 \cdot E)}$$

$k_{13,y} = 29$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} = 275$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 73$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$k_{15,y} = 16$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b = 376$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$k_{16,y} = 3$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,y} = 0,89$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y} = 39722,91$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [Tableau 6.12]

$S_{j,rig,y} = 145388,77$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 \cdot E)$$

$k_{13,z} = 38$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} = 325$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 73$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$k_{15,z} = 9$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b = 376$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$k_{16,z} = 3$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,z} = 1,71$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,z} = 54102,21$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$S_{j,rig,z} = 39039,00$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,z} > S_{j,rig,z}$ RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,36
--	-------	------

CONCLUSION GENERALE

Ce modeste travail nous a donné une occasion pour appliquer et approfondir toutes nos connaissances acquises durant le cursus de notre formation de master en génie civil.

Notre projet de fin d'études nous a permis d'élargir nos connaissances dans le domaine de la charpente métallique, qui prend de plus en plus d'ampleur et d'importance et d'avoir un aperçu sur la construction métallique et surtout d'appliquer les connaissances acquises sur un projet réel

Par cette démarche, certains points importants sont à soulever à savoir :

- L'effet de vent sur une construction métallique est assez prépondérant. Une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. Le calcul était mené conformément au règlement Neige et Vent (RNV99) pour déterminer les actions exercées sur les parois de l'ouvrage. En suite on s'est intéressé au pré dimensionnement et calcul des éléments (poutre poteaux.....etc.) en se basant sur la rigidité de ces derniers.
- L'agression sismique constitue un vrai test qui met le bâtiment à l'épreuve, pour ce la tout ouvrage doit être réalisé conformément aux normes et règles parasismiques.
- L'utilisation du logiciel **ROBOT** rend les calculs plus faciles, et permet de tirer les différents efforts appliqué sur la structures et de vérifié les éléments aux différents phénomènes d'instabilité conformément aux règlements en vigueur et d'avoir une meilleure approche de la réalité ainsi qu'un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques.
- Les systèmes de contreventements sont essentiels dans la stabilité de l'ouvrage

Notons enfin que ce projet qui présente pour nous une première expérience pratique, s'est fixé comme objectif, la prévention de tout risque afin de garantir la sécurité des vies et des biens, qui constituent la principale règle dans le domaine du génie civil « objectif, à savoir la sécurité et l'économie». D'où la nécessité d'un entretien permanent et d'une protection appropriée pour les éléments métalliques contre la corrosion et le feu est fortement recommander.

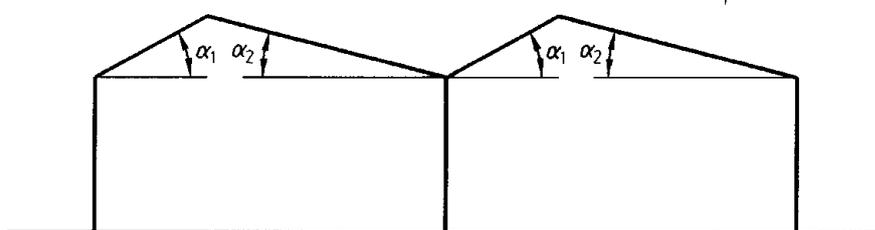
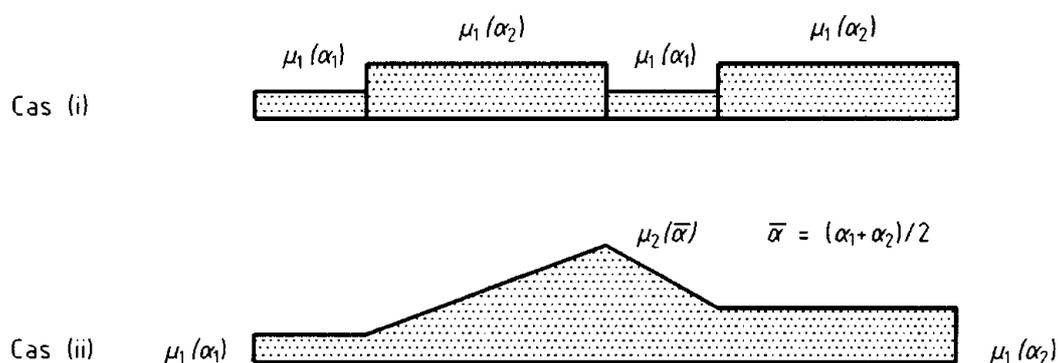
Références bibliographiques

- ✓ **EUROCODE 3** :« Calcul des structures en acier ».
- ✓ **D.T.R B.C2.2** : Charges permanentes et charges d'exploitation
- ✓ **D.T.R.C 2-4.7** : Règlement Neige et Vent « R.N.V 99 version 2013 »
- ✓ **DTR B C 2 48** : Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2003, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, CGS, Alger, 2003.
- ✓ **EUROCODE 4** : conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton
- ✓ Cours de licence et master
- ✓ Projets de fin d'étude (Université de **BEJAIA** et **TLEMCEM**)
- ✓ Site web internet

Annexe A
Chapitre II étude climatique

Charge climatique :

A.1 Neige :



(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0
coefficient μ_2	$0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30} \right)$	1.6	-

Tableau 3 : Coefficients de forme - Toitures à versants multiples

A.2- Vent :

Zone	$q_{réf}$ (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

Hauteur z (m)	Catégories de terrains				
	0	I	II	III	IV
≤ 1	0,906	0,783	0,701	0,605	0,539
2	1,014	0,901	0,701	0,605	0,539
3	1,078	0,970	0,778	0,605	0,539
5	1,157	1,056	0,875	0,605	0,539
10	1,265	1,174	1,007	0,754	0,539
15	1,329	1,243	1,084	0,841	0,634
20	1,374	1,292	1,138	0,903	0,701
25	1,408	1,330	1,181	0,951	0,753
30	1,437	1,361	1,215	0,990	0,796
35	1,461	1,387	1,245	1,023	0,832
40	1,482	1,410	1,270	1,052	0,863
50	1,517	1,448	1,312	1,100	0,915
60	1,545	1,479	1,347	1,139	0,958
70	1,569	1,505	1,376	1,172	0,994
80	1,590	1,528	1,402	1,201	1,025
100	1,625	1,566	1,444	1,249	1,078
125	1,659	1,604	1,487	1,297	1,130
150	1,688	1,635	1,521	1,336	1,172
175	1,712	1,661	1,550	1,369	1,209
200	1,733	1,684	1,576	1,398	1,240

Tableau 2.5 : Valeurs du coefficient de rugosité $C_r(z)$

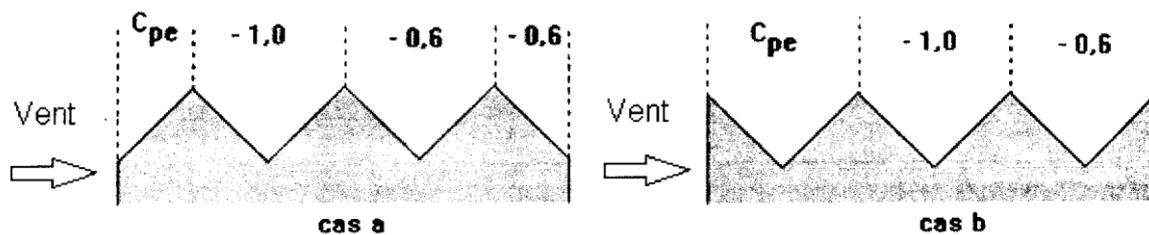


Figure 5.7 : Légende pour les toitures à versants multiples

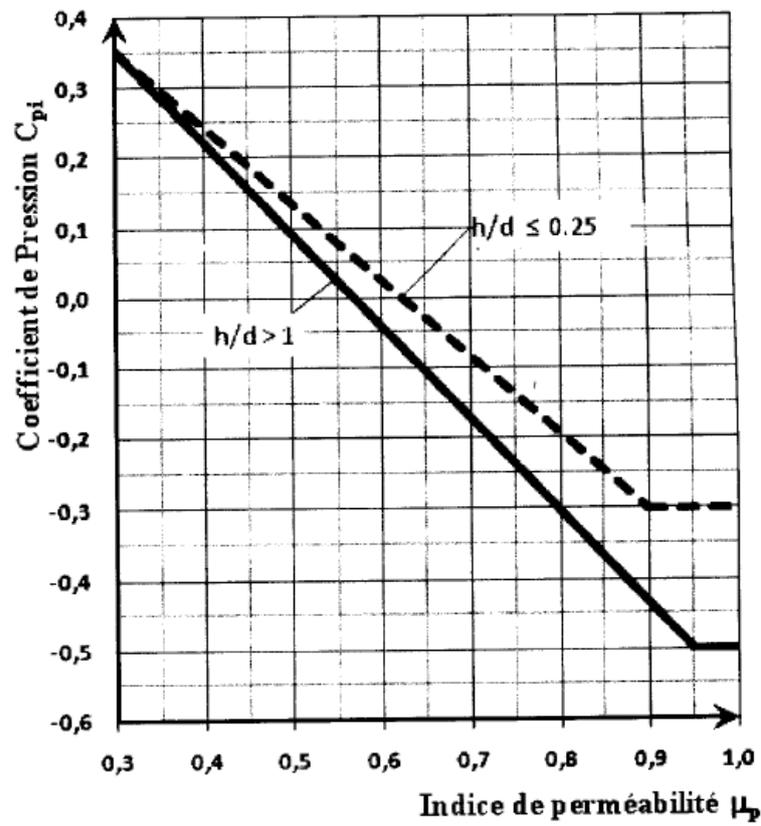
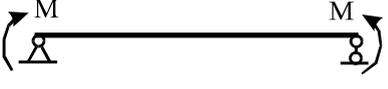
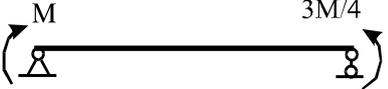
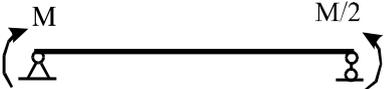
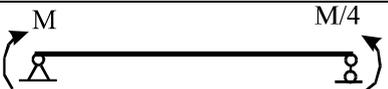
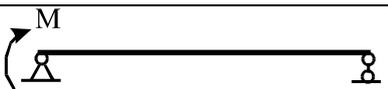
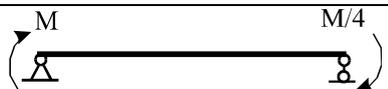
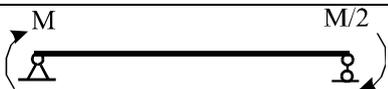
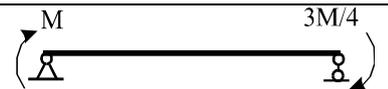
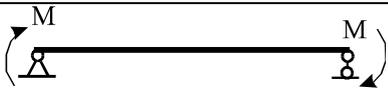
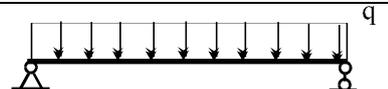
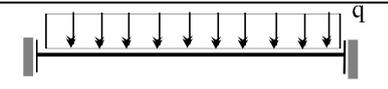
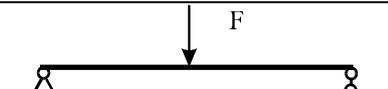
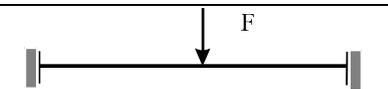


Figure 5.14 : Coefficients de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante

Annexe B

Déversement en flexion simple (cour licence)

Tableau 1 : Coefficients C_1 , C_2 et C_3 pour différentes valeurs de k

Chargement et condition d'appuis	K = 1			K = 0,5			K = 2,0		
	C_1	C_2	C_3	C_1	C_2	C_3	C_1	C_2	C_3
	1,000		1,000	1,000	--	1,144			
	1.141	--	0.998	1.305	--	2.283			
	1.323	--	0.992	1.514	--	2.271			
	1.563	--	0.977	1.788	--	2.235			
	1.879	--	0.939	2.150	--	2.150			
	2.281	--	0.855	2.609	--	1.957			
	2.704	--	0.676	3.093	--	1.546			
	2.927	--	0.366	3.348	--	0.837			
	2.752	--	0.000	3.149	--	0.000			
	1.132	0.459	0.525	0.972	0.304	0.980			
	1.285	1.562	0.753	0.712	0.652	1.070			
	1.365	0.553	1.730	1.070	0.432	3.050			
	1.565	1.267	2.640	0.938	0.715	4.800			

	1.046	0.430	1.120	1.010	0.410	1.890			
							1.28/a	0.43	--
							2.05	0.83	--

Tableau 2 : valeur de K_e et K_w

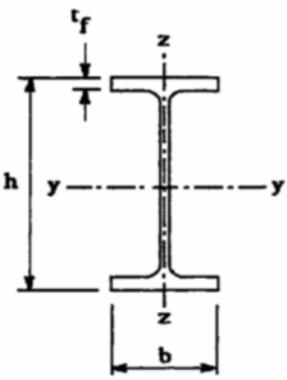
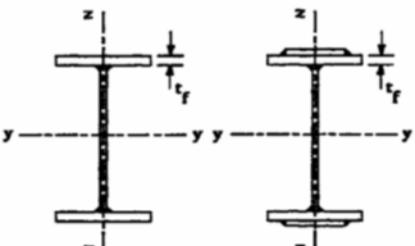
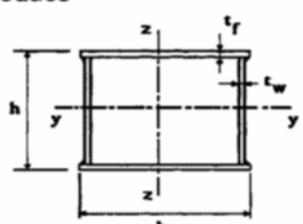
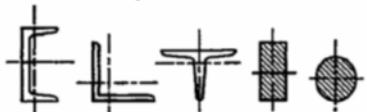
Schémas des appuis	Valeurs de k et k_{tw}	Remarques
	$k = 1.0$ $k_{tw} = 1.0$	Raidisseurs d'appuis latéraux au niveau de la membrure comprimée nécessaires afin d'empêcher la rotation de la poutre aux appuis
	$k = 1.0$ $k_{tw} = 1.0$	Liaison articulée dans laquelle les cornières doivent être suffisantes pour empêcher la rotation de la poutre aux appuis
	$k = 1.0$ $k_{tw} = 1.0$	Liaison semi-rigide avec gauchissement partiellement empêché par la plaque de tête. On néglige la résistance à la torsion de la colonne
	$k = 1.0$ $k_{tw} = 1.0$	Liaison semi-rigide avec gauchissement partiellement empêché par la plaque de tête. On néglige la résistance à la torsion de la colonne
	$k = 1.0$ $k_{tw} = 0.5$	Encastrement parfait de la poutre à la torsion gauchissement empêché par les raidisseurs. On néglige la résistance à la torsion de la colonne
	$k = 0.5$ $k_{tw} = 0.5$	Encastrement parfait de la poutre à la flexion et à la torsion, gauchissement empêché par l'appui que l'on considère comme étant rigide à la torsion
<p>Remarque : Selon l'ancien règlement (CM66) le facteur k concerne la flexion de la poutre (encastrement ou articulé au niveau des appuis) et le facteur k_{tw} concerne la torsion de la membrure comprimée (encastrement $k_{tw}=0,5$ – articulé $k_{tw}= 1$).</p>		

Flambement (cour licence)

Tableau 2 : Coefficients de réduction

$\bar{\lambda}$	Coefficient de réduction γ			
	Courbe a	Courbe b	Courbe c	Courbe d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb}^*	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya}^*	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Annexe C

Chapitre VI : étude sismique

Tableau 4.1. : coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	ZONE			
	I	Ila	Ilb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

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

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b		3,5
2	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
3		3,5
4a	Voiles porteurs	5
4b	Noyau	4
5	Mixte portiques/voiles avec interaction	2
6	Portiques contreventés par des voiles Console verticale à masses réparties Pendule inverse	2
B	Acier	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
C	Maçonnerie	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

Tableau 4.4.: valeurs des pénalités P_q

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

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau 4.7 : valeurs de T_1 et T_2

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70