



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université A. Mira de Bejaïa
Faculté De Technologie
Département De Génie Civil

Spécialité : Structures

Mémoire présenté par

BERRANI Massinissa, HADDI Djamila

*Dans le cadre de l'obtention du diplôme
de Master en Génie civil (Structures)*

Intitulé

Etude d'un bâtiment en acier composé d'éléments en PRS à section variable et section formée à froid selon l'Eurocode 3
(Etude comparative avec bâtiment conventionnel en section laminé)

Proposé par :

Mr. LARABAT Ziane Ahmed

Soutenu publiquement le 06/07/2019 devant le jury suivant

President Mr. BENYESSAD Djamel

Examineur Mr. BANOUNE Brahim

Encadreur Mr LARABAT Ziane Ahmed

Promotion : 2018/2019

Remerciement :

Nous tenons à remercier toute personne qui nous a aidé de près ou de loin.

Tout d'abord, nous adressons nos remerciements à notre encadreur M^r Larabat.Z pour ses efforts afin de nous offrir la formation en calcul des structures en charpente métalliques.

Nous adressons nos remerciements respectueux à l'architecte Mr Bouadia Fayçal qui nous a guidés la toute première fois. Mr Karim Bellal de la société ASTRON, ainsi Mr Allam pour leurs conseils et remarques.

Nous présentons au même titre, nos remerciements à la famille de l'entreprise Métal Structures qui nous ont bien orientés lors de la période de stage tout particulièrement Mr tales, Mr Belkaid.

Un grand merci est adressé à Mr Albert jacob, le responsable commercial, co- gerant de Green buildings qui a cru à nos compétences et qui a été toujours bien accueillant et encourageant.

Dédicace :

Je dédie ce travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé et soutenu durant toute ma vie, qui ont su me donner une bonne éducation qui m'a permis d'arriver à ce stade, que dieu les protège et les garde aussi très longtemps.

A mes chers frères : Djamel, Nassim et Aziz.

A ma chère sœur : Kahina

A tous mes oncles et mes tentes.

A tous les membres des familles : BERRANI, ABDELLI et HADDI

A ma binôme : Djamila

À mes chers ami(e)s en particulier : Meziane, Mayas, Hakim, Sarah, Amina, Nounou, Larbi,

A tous mes collègues ;

A tous les enseignants de l'université de BEJAIA, en particulier les enseignants de département de Génie civil.

Massinissa.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents ;

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point vous remercier comme il doit, vous étiez toujours à mes cotés pour m'encourager et m'épauler que ce travail traduit ma gratitude.

A mes frères et belles sœurs

Idir, Nouredine, Chafik et Yacine.

A mes chères sœurs

Bahia et Khoukha ainsi leurs familles que je remercie si profondément pour leurs soutiens.

A mon binôme

Berrani Massinissa que grâce à notre travail d'équipe, qu'on a réussi à réaliser ce modeste travail

A mes chers et meilleurs amis

Sarah bihnouz, Amina VH, Nounou, Ouiza que je remercie infiniment pour les meilleurs et les beaux moments qu'on a vécu ensemble, sans oublier Saïd, Sylia et Imene.

A toute personne qui m'a encouragé, tout particulièrement Monsieur Albert.

HADDI Djamila.

Tables des matières :

Remerciement	II
Dédicace	III
Dédicace:.....	IV
Liste des tableaux :.....	VI
Liste des figures :	VII
Liste des organigrammes	VIII
Liste des annexes	IX
Introduction :.....	1
Objectif du travail :	1
Présentation du projet :.....	2
Chapitre 01: Généralité sur les profilés reconstitués soudés et les profilés à parois minces.....	5
1.1 Introduction :	5
1.2 Présentation des types de la structure à étudier :.....	5
1.3 Les recommandations du système PEB :.....	7
1.3.1 Les éléments en PRS :.....	7
1.3.2 Les éléments formés à froid :	8
Chapitre 02: Etude climatique	13
2.1 Introduction	13
2.2 Evaluation de la charge de neige	13
2.3 Evaluation de la charge du vent	14
2.3.1 Détermination de la pression dynamique de référence	15
2.3.2 Détermination de la pression dynamique de pointe	15
2.3.3 Détermination des coefficients de pression C_p :.....	17
2.3.4 Détermination de la pression aérodynamique W(z_e) :.....	23
2.3.5 Calcul de la force de frottement :	25
Chapitre 03: Etude du bâtiment en profilés laminés à chaud	26
3.1 Etude des éléments secondaires en profilés laminés à chaud :.....	26
3.1.1 Etude des pannes :.....	26
3.1.2 Dimensionnement de la couverture :.....	27
3.1.3 Evaluation des charges :.....	27
3.1.4 Décomposition des charges :.....	30

3.1.5	Résultats des combinaisons de charges :.....	30
3.1.6	Vérification de la panne :	31
3.1.7	Calcul de l'échantignole :.....	34
3.1.8	Etude des lisses en laminé à chaud :	35
3.1.9	Dimensionnement du bardage :.....	35
3.1.10	Evaluation des charges :.....	36
3.1.11	Pré dimensionnement des lisses :.....	36
3.1.12	Vérification de la lisse :.....	36
3.1.13	Calcul des liernes :	37
3.1.14	Etude des potelets :.....	38
3.1.15	Evaluation du chargement :.....	38
3.1.16	Dimensionnement du potelet :.....	39
3.1.17	Vérification à l'ELU :	39
3.2	Etude des contreventements :	41
3.2.1	Calcul de la poutre au vent :.....	41
3.2.2	Vérification de la panne sablière :.....	43
3.2.3	Calcul de la palée de stabilité :.....	46
3.3	Etude des éléments principaux (poteau-traverse) :.....	48
3.3.1	Géométrie du portique :.....	48
3.3.2	Actions revenantes au portique :	49
3.3.3	Résultats d'analyse élastique :.....	52
3.3.4	Vérification du poteau :.....	55
3.3.5	Vérification de la traverse :	62
3.3.6	Conclusion :.....	70
3.3.7	Vérification du jarret :.....	70
3.3.8	Vérification de la flèche à l'ELS :.....	72
3.3.9	Validité des sections du portique :	73
Chapitre 04:	Etude du bâtiment en profilés reconstitués soudés à section variables	74
4.1	Etude des éléments secondaires à parois minces.....	74
4.1.1	Etude des pannes en élément mince formé à froid en C 200x4 :.....	75
4.1.2	Etude des lisses en élément mince formé à froid en C 200x3 :.....	91
4.2	Etude des éléments principaux en profilés reconstitués soudés à sections variables : .	107
4.2.1	Géométrie du portique :.....	107

4.2.2	Actions revenantes au portique :	108
4.2.3	Résultats d'analyse élastique :	111
4.2.4	Vérification de la résistance :	114
4.2.5	Vérification de la stabilité de la barre :	118
4.2.6	Vérification de la flèche à l'ELS :	122
Chapitre 05:	Modélisation et étude sismique	124
5.1	Modélisation et étude sismique :	124
5.2	Modélisation de la structure :	124
5.2.1	Description du logiciel RSTAB :	124
5.2.2	Etapas de modélisation :	124
5.3	Méthode de calcul :	128
Chapitre 06 :	Calcul des assemblages	137
6.1	Calcul des assemblages :	137
6.2	Calcul des assemblages du bâtiment en PCC :	137
6.2.1	Assemblage poteau-poutre :	137
6.2.2	Assemblage traverse- traverse.....	140
6.3	Calcul des assemblages du bâtiment en PRS.....	141
6.3.1	Assemblage soudé Poteau- poteau (Tronçon 1 et 2) :	141
6.3.2	Assemblage soudé traverse- traverse (Tronçon 1 et 2) :	142
6.3.3	Assemblage soudé traverse- traverse (Tronçon 2 et 3) :	142
6.3.4	Assemblage boulonné poteau- traverse :	143
Chapitre 07:	Etude comparative	145
7.1	Introduction :	145
7.2	Comparaison du poids :	145
7.2.1	Comparatif de poids des éléments secondaires :	145
7.2.2	Comparatif de poids des portiques (laminé à chaud et PRS à section variable) : ..	146
7.2.3	Comparatif de poids de la structure (laminé à chaud et PRS à section variable)..	147
7.3	Comparaison effort sismique :	147
7.4	Conclusion :	148
	Présentation du logiciel tekla et sorties	149
	Conclusion générale et perspectives	154
	Annexes	
	Références bibliographiques	

Liste des tableaux :

Tableau 2- 1 Définition de la catégorie de terrain.....	16
Tableau 2- 2 Détermination de l'intensité de turbulence.....	17
Tableau 2- 3 Détermination du coefficient d'exposition	17
Tableau 2- 4 Détermination de la pression de pointe.....	17
Tableau 2- 5 Paramètres géométriques des parois(W1).....	19
Tableau 2- 6 Coefficients de pression extérieures des parois(W1).....	20
Tableau 2- 7 Paramètres géométriques des parois (W2).....	20
Tableau 2- 8 Coefficients de pression extérieure des parois (W2)	20
Tableau 2- 9 Coefficient de pression extérieure de toiture (W1).....	20
Tableau 2- 10 Coefficient de pression extérieure de toiture (W2).....	21
Tableau 2- 11 Vérification de la toiture.	21
Tableau 2- 12 Vérification de la face dominante (Long pan)	22
Tableau 2- 13 Vérification de la face dominante (Pignon axe 9).....	22
Tableau 2- 14 Vérification de la face dominante (Pignon axe 1).....	22
Tableau 2- 15 Coefficient de pressions intérieures	23
Tableau 2- 16 Pressions aérodynamiques des parois (W ₁)	23
Tableau 2- 17 Pressions aérodynamiques de toiture (W ₁)	24
Tableau 2- 18 Pressions aérodynamiques des parois (W ₂)	24
Tableau 2- 19 Pressions aérodynamiques de toiture (W ₂)	24
Tableau 2- 20 Pressions aérodynamiques des parois (W ₃)	24
Tableau 2- 21 Pressions aérodynamiques de toiture (W ₃)	25
Tableau 2- 22 Vérification de la force de frottement.....	25
Tableau 2- 23 Force de frottement.	25
Tableau 3- 1 Evaluation des charges permanentes.....	27
Tableau 3- 2 Evaluation de la charge d'exploitation.....	28
Tableau 3- 3 Décomposition des charges.....	30
Tableau 3- 4 Résultats des combinaisons des charges à l'ELU.....	30
Tableau 3- 5 Prédimensionnement des pannes	30
Tableau 3- 6 Caractéristiques du profilé IPE160(Panne).....	31
Tableau 3- 7 Evaluation des sollicitations (moments fléchissant).....	31
Tableau 3- 8 Evaluation des sollicitations (efforts tranchants).....	31
Tableau 3- 9 Résultats de la vérification au cisaillement.....	32
Tableau 3- 10 Vérification à la flexion	32

Tableau 3- 12 Paramètres de vérification d'instabilité (déversement).....	33
Tableau 3- 13 Evaluation des charges permanentes (lisse).....	36
Tableau 3- 14 Caractéristiques du profilé IPE160(lisse)	36
Tableau 3- 15 Evaluation des sollicitations à l'ELU	37
Tableau 3- 16 Résultats de la vérification de la résistance et d'instabilité (Lisse)	37
Tableau 3- 17 Evaluation des efforts dans les liernes	38
Tableau 3- 18 Caractéristiques du profilé IPE240	39
Tableau 3- 19 Résultats de la vérification de résistance et instabilité (potelet)	40
Tableau 3- 20 Détermination des paramètres du déversement	41
Tableau 3- 21 Résultats des forces appliquées sur la poutre auvent	42
Tableau 3- 22 caractéristique du profilé HEA 120	43
Tableau 3- 23 Paramètres du déversement.....	44
Tableau 3- 24 Paramètres du flambement suivant yy	45
Tableau 3- 25 Paramètres du flambement suivant zz.....	45
Tableau 3- 26 Paramètres du déversement.....	58
Tableau 3- 27 Paramètres du déversement (1er tronçon).....	59
Tableau 3- 28 Paramètres du déversement (2ème tronçon)	60
Tableau 3- 29 paramètres de flambement du poteau selon yy	61
Tableau 3- 30 Paramètres du déversement (fin de portée de la traverse)	67
Tableau 3- 31 Paramètres du déversement (Tronçon BC)	68
Tableau 3- 32 Paramètres du flambement suivant yy	69
Tableau 4- 1 Classification des sections transversales.....	116
Tableau 4- 2 Résultats de la vérification au cisaillement.....	117
Tableau 4- 3 Vérification du cisaillement de classe 3.....	117
Tableau 4- 4 Résultats de la vérification à la compression	117
Tableau 4- 5 Résultats de la vérification à la flexion	118
Tableau 4- 6 Paramètres de la vérification des longueurs stables.....	119
Tableau 4- 7 Les propriétés des sections transversales des tronçons	121
Tableau 4- 8 Vérification du flambement latéral et du déversement	121
Tableau 4- 9 Tableau récapitulatif des sections des tronçons	123
Tableau 5- 1 Résultats des périodes T.....	130
Tableau 5- 2 Valeurs des pénalités P_q	130
Tableau 5- 3 Participations massique et les périodes propres (PCC).....	132
Tableau 5- 4 Participation massique et périodes propres (PEB).....	133
Tableau 5- 5 Résultats des forces sismiques	135

Tableau 5- 6 Résultats des déplacements	136
Tableau 6- 1 Vérification du poinçonnement (traverse-traverse)	141
Tableau 6- 2 Vérification de la soudure (traverse-traverse).....	141
Tableau 6- 3 Vérification de la soudure du Poteau	142
Tableau 6- 4 Vérification de la soudure de la traverse (tronçon 1-2)	142
Tableau 6- 5 Vérification de la soudure de la traverse (tronçon 2-3)	142
Tableau 6- 6 Vérification d'assemblage boulonné poteau- traverse.....	143
Tableau 6- 7 Vérification d'assemblage boulonné poteau- traverse.....	144

Liste des figures :

Figure 1 Vues en 3 D du bâtiment industriel	2
Figure 2 Vue du bâtiment en profilés laminé à chaud.....	3
Figure 3 Vue d'un portique du bâtiment conventionnel	3
Figure 4 Vue de l'ossature principale du bâtiment à sections variables	4
Figure 5 Portique à section variables	4
Figure 1- 1 Exemple d'une structure conventionnelle (Sétif).....	5
Figure 1- 2 Portique à sections variables	6
Figure 1- 3 Exemple d'une structure avec ossature principale en PRS(Sétif).....	6
Figure 1- 4 Phénomène du déversement des poutres	7
Figure 1- 5 Exemple de maintiens utilisée face au déversement de la traverse	7
Figure 1- 6 Soudeuse H-PRS (Métal structure)	8
Figure 1- 7 Profilés formés à froid et leurs évolutions.....	9
Figure 1- 8 Ligne de production des profilés formés à froid (Métal structure)	9
Figure 1- 9 Exemple de géométries des PAF.....	10
Figure 1- 10 Gamme des profilés formés à froid produit par Métal Structure.....	12
Aucune entrée de table d'illustration n'a été trouvée. Figure 3- 1 Détermination de la charge d'exploitation équivalente.....	28
Figure 3- 2 Pressions agissantes sur la panne étudié.....	28
Figure 3- 3 Charge équivalente sur la panne.....	29
Figure 3- 4 Echantignole	35
Figure 3- 5 Schéma statique de la poutre au vent	42
Figure 3- 6 Schéma statique du palée de stabilité	46
Figure 3- 7 Géométrie du portique.....	48
Figure 3- 8 Charges permanentes G.....	49
Figure 3- 9 Charges de neige S	49
Figure 3- 10 Actions du vent perpendiculaire au long pan W_1	49
Figure 3- 11 Actions du vent perpendiculaire au pignon axe 9 W_2	50
Figure 3- 12 Action du vent perpendiculaire au pignon axe 1 W_3	50
Figure 3- 13 Actions du vent W_1	50
Figure 3- 14 Actions du vent W_2	51
Figure 3- 15 Actions du vent W_3	51
Figure 3- 16 Résultats de la combinaison $1.35G+1.5S$	51
Figure 3- 17 Résultats de la combinaison $G-1.5W_1$	52
Figure 3- 18 Résultats de la combinaison $G-1.5W_2$	52
Figure 3- 19 Résultats de la combinaison $G-1.5W_3$	52
Figure 3- 20 Résultats de la combinaison $1.35G+1.5W_1^+$	53
Figure 3- 21 Résultats de la combinaison $1.35G+1.5W_2^+$	53
Figure 3- 22 Résultats de la combinaison $1.35G+1.5W_3^+$	53
Figure 3- 23 Résultats d'analyse de la combinaison $1.35(G+S+W_1^+)$	54
Figure 3- 24 Résultats d'analyse de la combinaison $1.35(G+S+W_2^+)$	54
Figure 3- 25 Résultats d'analyse de la combinaison $1.35(G+S+W_3^+)$	54
Figure 3- 26 Diagramme des moments fléchissants.....	55
Figure 3- 27 Position des bracons (maintiens latéraux)	59
Figure 3- 28 Diagramme des moment (zone mi-portée)	64

Figure 3- 29 Diagramme des moments (zone fin de travée)	66
Figure 3- 30 Diagramme des moments de la traverse sous G-1.5W1-	68
Figure 3- 31 Propriétés de la section transversale (Fin de portée)	71
Figure 3-- 32 Section en T (partie comprimée)	71
Figure 3- 33 Résultats de la flèche de la traverse	72
Figure 3- 34 Résultats de la flèche des poteaux	72
Figure 3- 35 Résultat de la flèche maximal de la traverse	73
Figure 4-1 1 Profilé de forme C a parois minces	74
Figure 4- 1 Géométrie du portique	107
Figure 4- 2 Charges permanentes G	108
Figure 4- 3 Charges de neige S	108
Figure 4- 4 Actions du vent perpendiculaire au long pan W1	109
Figure 4- 5 Actions du vent perpendiculaire au pignon axe 9 W2	109
Figure 4- 6 Action du vent perpendiculaire au pignon axe 1 W3	109
Figure 4- 7 Actions du vent W1	110
Figure 4- 8 Actions du vent W2	110
Figure 4- 9 Actions du vent W3	110
Figure 4- 10 Résultats de la combinaison 1.35G+1.5S	111
Figure 4- 11 Résultats de la combinaison G-1.5W1	111
Figure 4- 12 Résultats de la combinaison G-1.5W2	111
Figure 4- 13 Résultats de la combinaison 1.35G+1.5W1+	112
Figure 4- 14 Résultats de la combinaison 1.35G+1.5W2+	112
Figure 4- 15 Résultats d'analyse de la combinaison 1.35(G+S+W1+)	113
Figure 4- 16 Résultats d'analyse de la combinaison 1.35(G+S+W2+)	113
Figure 4- 17 Résultats d'analyse de la combinaison 1.35(G+S+W3+)	114
Figure 4- 18 Les différentes sections transversales	116
Figure 4- 19 Position des maintiens latéraux	118
Figure 4- 20 Vérification de la flèche verticale	122
Figure 4- 21 Vérification de la flèche horizontale	122
Figure 5- 1 Définition des matériaux et des sections	125
Figure 5-2 Définition des cas de charges	125
Figure 5- 3 L'attribution des combinaisons automatiques	126
Figure 5- 4 Définition des combinaisons de charges	126
Figure 5- 5 Choix de la méthode d'analyse	127
Figure 5- 6 Affichage des résultats	127
Figure 5- 7 Spectre de réponse suivant xx	132
Figure 5- 8 Spectre de réponse suivant yy	132
Figure 5- 9 Déformation du 1er mode(PCC)	133
Figure 5- 10 Déformation du 2eme mode(PCC)	133
Figure 5- 11 Déformation du 1er mode(PEB)	133
Figure 5- 12 Déformation du 2ème mode(PEB)	134
Figure 5- 13 Déformation du 3eme mode(PEB)	135
Figure 6- 1 Caractéristiques dimensionnelles des boulons	137
Figure 6- 2 Entraxes pour trou en quinconce	137

Figure 6- 3 Assemblage poteau -traverse (PCC).....	138
Figure 6- 4 Assemblage traverse-traverse (PCC).....	141
Figure 6- 5 Assemblage poteau-traverse (PEB).....	142
Figure 6- 6 Assemblage traverse-traverse (PEB).....	143
Figure 7- 1 Poids des éléments secondaire des deux structures (Pannes).....	145
Figure 7- 2 Poids des éléments secondaires des deux structures (Lisses).....	146
Figure 7- 3 Poids d'un portique des deux construction (PCC/PRS)	146
Figure 7- 4 Poids des deux construction (PCC/PRS).....	147
Figure 7- 5 Effort sismique V_x des deux Structures (PCC/PRS).....	147
Figure 7- 6 Effort sismique V_y des deux structures.....	148

Liste des organigrammes :

Organigramme 1- 1 Etapes de calcul des caractéristiques efficaces des profilés formés à froid..	11
Organigramme 2- 1 Evaluation de la charge de neige	13
Organigramme 2- 2 Evaluation de la charge du vent.....	15
Organigramme 2- 3 Détermination de la pression dynamique de pointe.....	16
Organigramme 2- 4 Détermination du coefficient de pression extérieure	19
Organigramme 2- 5 Détermination de l'indice de perméabilité	23
Organigramme 3- 1 Calcul d'une barre laminée à chaud sollicitée en flexion.....	27

Liste des Annexes :

Annexe 01 Plans d'architecture.....

Annexe 02 Produits utilisés (Profilés , panneaux sandwichs).....

Annexe 03 Organigrammes

Annexe 04 : Type des pannes

Annexe 05 : Règle de L'Eurocode 3 1993-1-1 :2005

**INTRODUCTION
GENERALE &
OBJECTIF DU
TRAVAIL**

Introduction :

De nos jours, les constructions à usage industriel sont en remarquable croissance, d'où la demande en structures spacieuses est en hausse, ce qui laisse l'utilisation de l'acier un choix à la fois économique et environnementale.

L'aspect vital de ces structures est bien « le temps et le cout », tels qu'il y a eu toujours un problème d'une énorme consommation d'acier dans les structures conventionnelles. Par ailleurs, au cours des 30 dernières années, diverses formes de structures ont été développées pour optimiser le coût de la structure métallique par rapport à l'espace offert. Pour cela, un exemple typique a été proposé en fabriquant des constructions avec des portiques à sections variables en PRS et des éléments formés à froids comme étant éléments secondaires ce qu'on appelle Pre-engineered building system (PEB) que beaucoup de gens ne sont pas au courant de sa perspective.

Objectif du travail :

Distinguer le type le plus avantageux des constructions n'est pas évident sans faire une étude au préalable, à ce titre un exemple d'un bâtiment industriel à un seul niveau sera étudié en deux types, le premier est le conventionnel, dont ses éléments sont en profilés laminés à chaud, le deuxième avec l'association des PRS et des éléments formés à froid, ce qui fera l'objectif de notre étude qui sera développée en 07 chapitres qui sont :

- Chapitre 01 : Généralités sur les profilés reconstitués soudés et profilés à parois minces.
- Chapitre 02 : Etude climatique.
- Chapitre 03 : Etude du bâtiment en profilés laminés à chaud
 - Section 3-1 : Etude des éléments secondaires
 - Section 3-2 : Etude des contreventements.
 - Section 3-3 : Etude des éléments principaux (Poteaux-traverses).
- Chapitre 04 : Etude du bâtiment PEB
 - Section 4-1 : Etude des éléments secondaires en profilés formés à froid.
 - Section 4-2 : Etude des Portiques en profilés reconstitués soudés à sections variables.
- Chapitre 05 : Modélisation et étude sismique.
- Chapitre 06 : Calcul des assemblages.
- Chapitre 07 : Etude comparative.
- Conclusion générale.

Présentation du projet :

Le bâtiment industriel est implanté dans la zone industrielle d'Akbou de la wilaya de Bejaïa, qui est une zone de moyenne sismicité (IIa) selon le règlement parasismique algérien 99 V2003, zone de neige : **A** et la zone **1** comme zone du vent.

- **Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

La longueur (long pan) : 64m

La largeur (pignon) : 24m

Hauteur gouttière H : 7m

Angle d'inclinaison : 5.71° (10%).

Hauteur totale : 8.2 m.

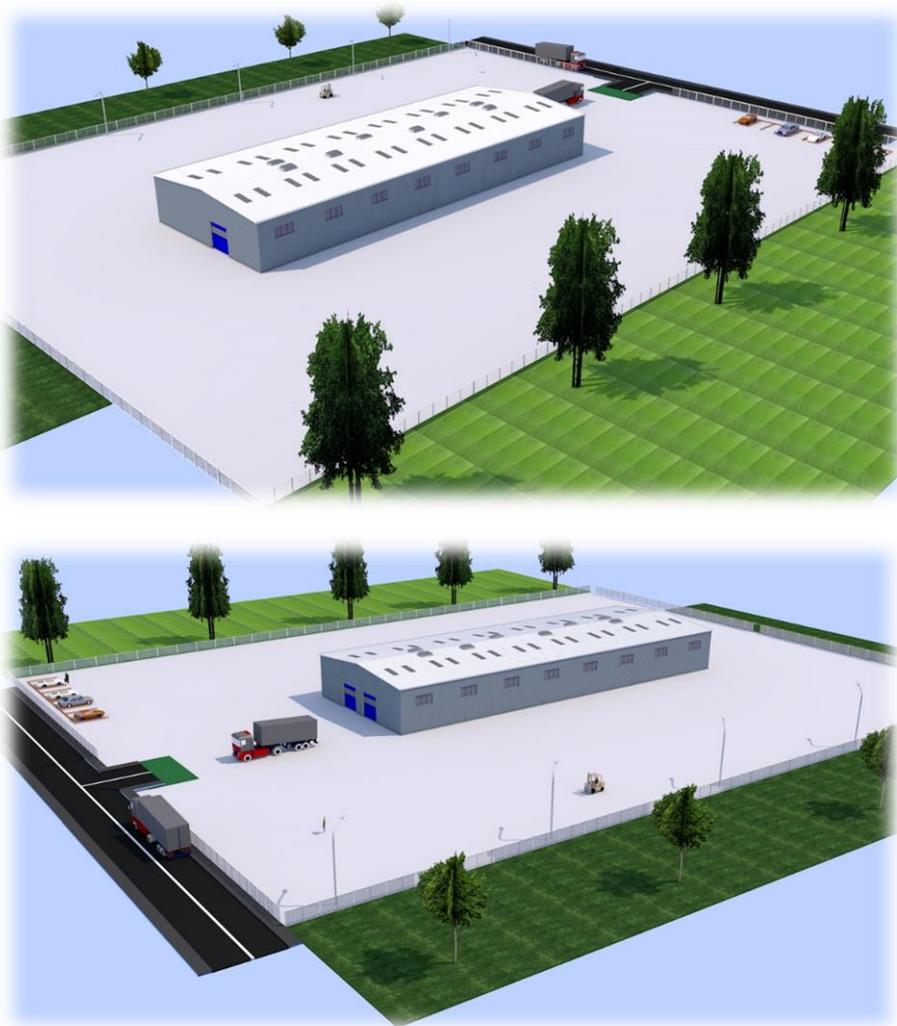


Figure 1 Vues en 3 D du bâtiment industriel

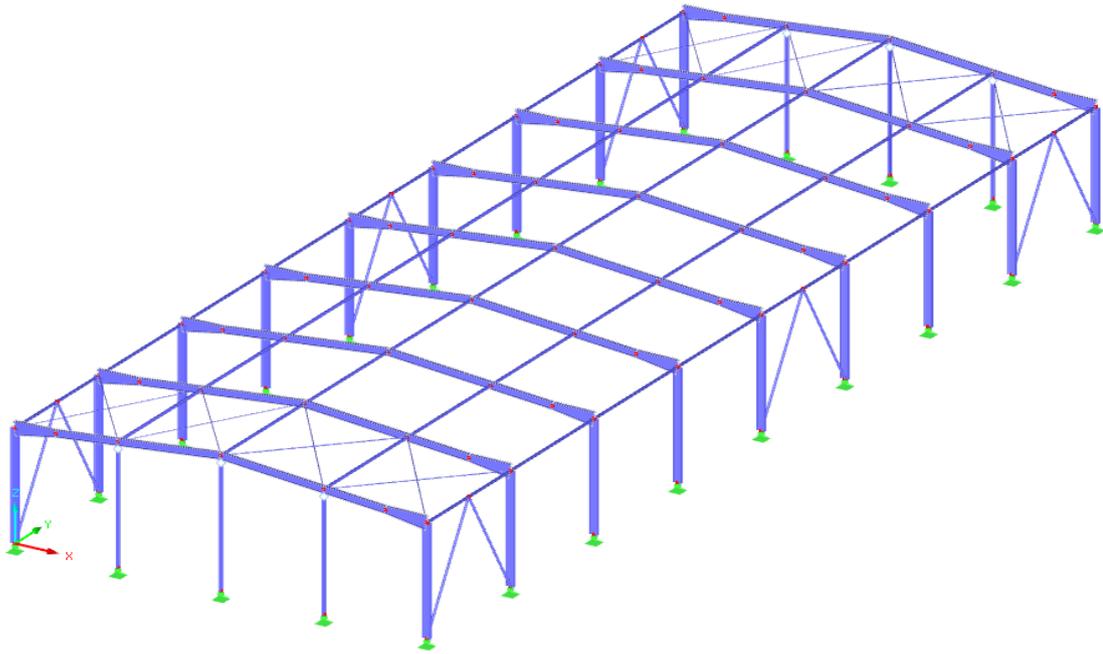


Figure 2 Vue du bâtiment en profilés laminé à chaud

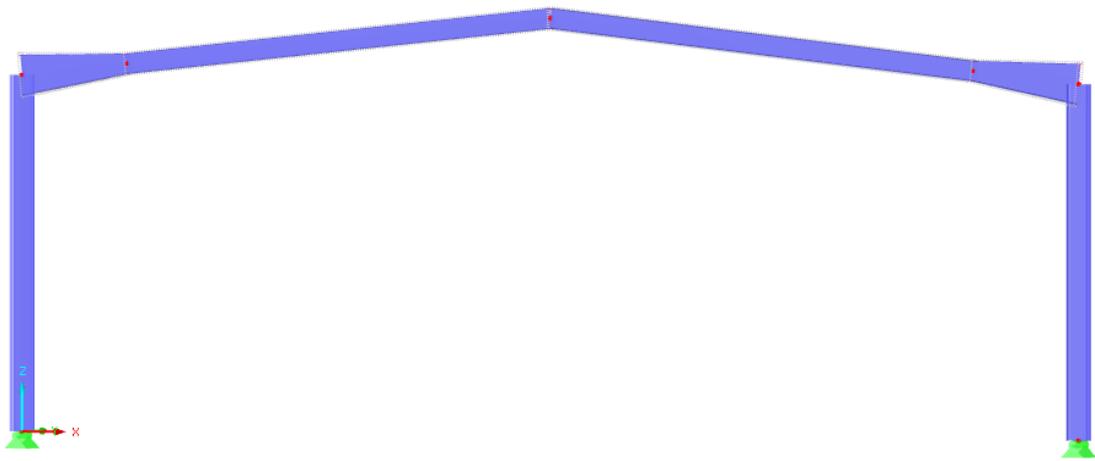


Figure 3 Vue d'un portique du bâtiment conventionnel

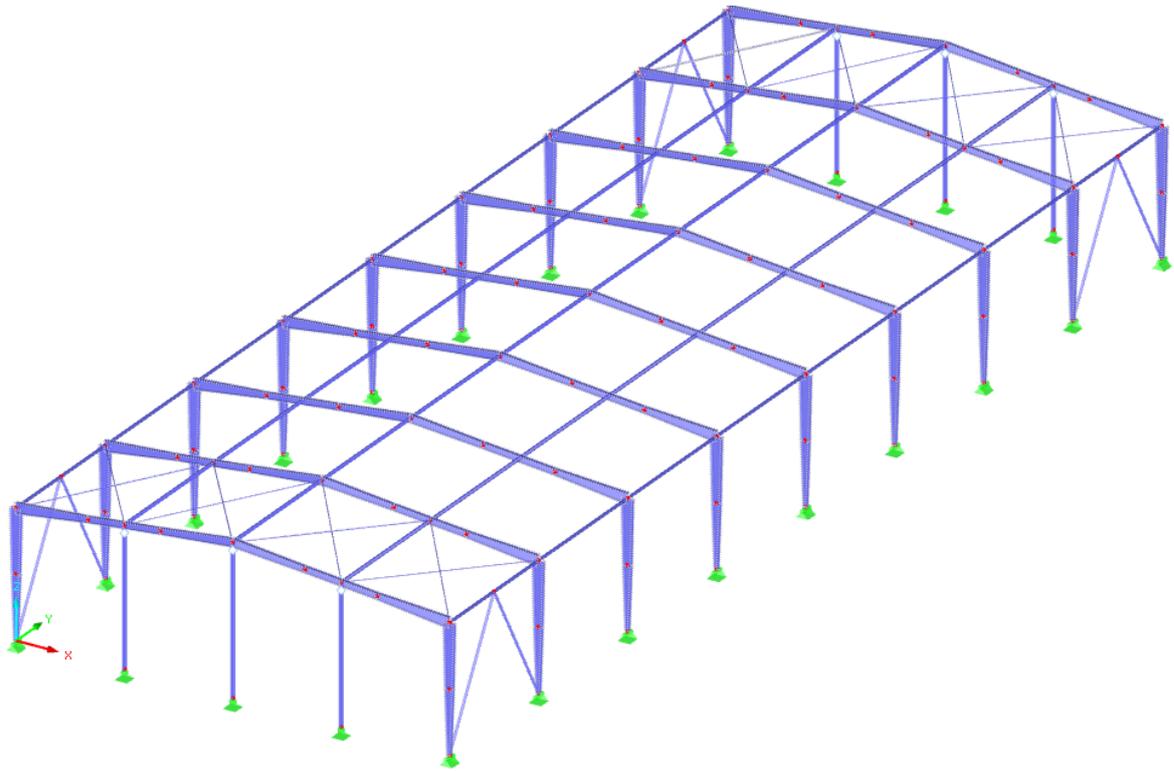


Figure 4 Vue de l'ossature principale du bâtiment à sections variables

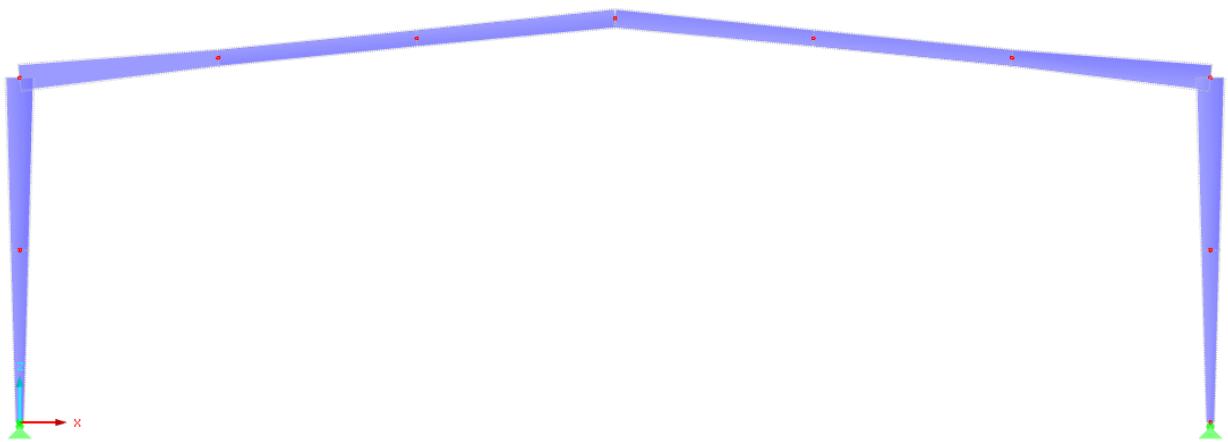


Figure 5 Portique à section variables

CHAPITRE 01

1.1 Introduction :

Les bâtiments industriels sont des structures métalliques, tel qu'un hall large et simple est la principale caractéristique de la plupart de ces bâtiments qui sont de large utilisation et qui peuvent avoir de polyvalentes fonctions. Ces derniers offrent une portée supérieure à celle du béton armé tout en étant plus légère et répondant aux besoins de l'acheteur [1].

Tout comme une charpente traditionnelle, la charpente métallique se divise principalement en deux catégories [2] :

- **Charpente primaire** : comprend tous les éléments structurels qui transmettent les charges extérieures aux fondations, il s'agit donc des fermes, des poteaux de pignon, des croix des portiques des contreventements, des chemins de roulement pour les ponts roulants et des divers éléments complémentaires associés
- **Charpente secondaire** : en principe, elle inclut les éléments supportant les panneaux de toiture et de bardage c.-à-d. : les pannes et les lisses qui transmettent les charges extérieures à la charpente primaire [3]

Pour la réalisation de ce type de construction, nous allons décrire les deux systèmes à adopter pour le cas de notre projet qui sont : le conventionnel et le PEB .

1.2 Présentation des types de la structure à étudier :

Une structure conventionnelle : est une construction composée généralement de portique symétrique à travée unique ou par d'autres types dont ses éléments sont en profilés courants de commerce ce qu'on appelle les PCC comme le montre cette figure :

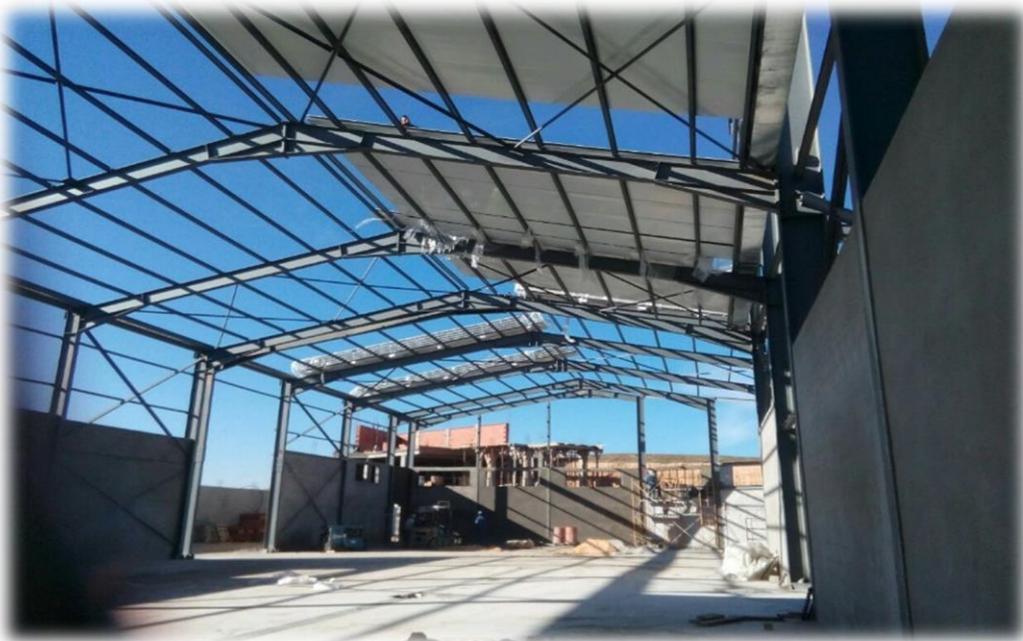


Figure 1- 1 Exemple d'une structure conventionnelle (Sétif)

Une structure en profilés reconstitués soudés à section variable : présente une construction constituée des sections variables en profilés reconstitués soudés et des éléments formés à froid, cela dépend des besoins du client. Ce type de bâtiment peut être équipé de différents accessoires (mezzanines...), et ils sont généralement de faible hauteur, très économique et rapides tel qu'aux Etats Unis près de 70% des constructions non résidentiels à un étage utilise le concept de PEB (pre-engineered building) et ses applications vont des petits hangars aux hangars d'avion de 90m de portée [4]

Pour notre cas, Les éléments structuraux de ce type peuvent être classifiés de la façon suivante :

- Profilés en I reconstitués (PRS) pour la structure principale des portiques (traverses et poteaux à section variable)
- Profilés en 'C' formés à froid pour les éléments structuraux secondaires (pannes de toits, lisses, etc.)

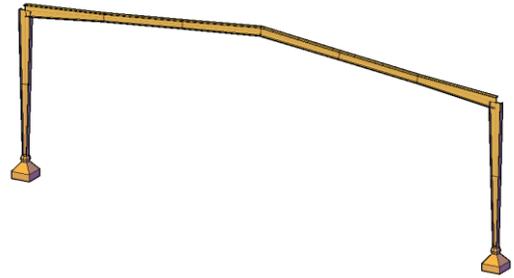


Figure 1- 2 Portique à sections variables

En Espagne, la majorité des composants des bâtiments industriels sont préfabriqués en usine et sont montés (pannes de toits, lisses, etc.). En général, les traverses à section variable ont des portées de 25-50 m mais il est possible de dimensionner des portées de 60-70 m sans appuis intermédiaires. Par ailleurs, l'espacement typique entre les portiques est de 9-10 m, et les poteaux ont une hauteur de 7-12 m. Les systèmes préfabriqués sont livrés sur chantier prêts à être assemblés, tel que le processus est complet est rapide, efficace et économique [5]



Figure 1- 3 Exemple d'une structure avec ossature principale en PRS(Sétif)

Comme il a été cité auparavant l'association des éléments principaux en PRS et des éléments secondaires formés à froid (PEB) est de plusieurs avantages, mais ce n'est pas tout car pour ce système il est recommandé de prendre en considération certains paramètres qui seront présentés dans le titre prochain.

1.3 Les recommandations du système PEB :

1.3.1 Les éléments en PRS :

Ces profilés sont réalisés par le soudage des plaques minces, et permettent d'alléger les sections en les ajustant strictement aux sollicitations à contrario de la gamme des profilés laminés à chaud. Tel qu'il peut être envisager tout en conservant des semelles égales, de réduire la section d'âme dans les zones de faible effort tranchant, de même les épaisseurs des semelles dans les zones de faible moments fléchissants. Il en résulte une réduction de poids significative, et ça devient incontournable dans le cas des portées importantes et de charges lourdes pour lesquels les PCC sont inadaptés.

Note :

Pour les sections soumises à des sollicitations statiques, il est d'usage de pré dimensionner les sections en considérant que :

- les semelles résistent au moment de flexion.
- l'âme résiste à l'effort tranchant.

Tout le problème pour le dimensionnement optimal

des éléments PRS, est de trouver le meilleur compromis entre les dimensions (hauteur/largeur) et l'élanement des parois constitutives en considérant les phénomènes d'instabilité qui sont maîtrisés en générale grâce à des dispositions constructives exemple du phénomène du déversement qui peut nécessiter l'utilisation des maintiens.

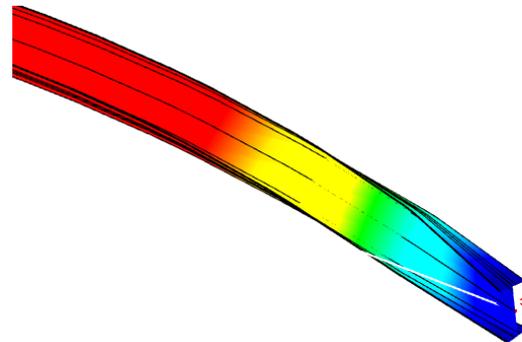


Figure 1- 4 Phénomène du déversement des poutres

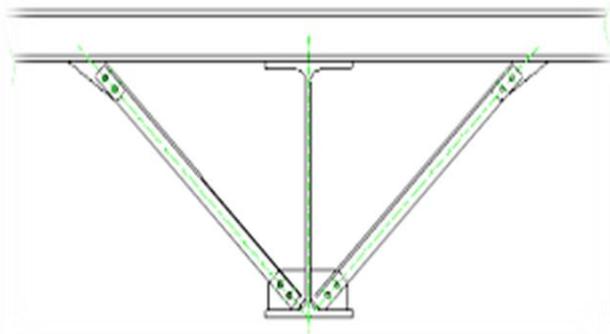


Figure 1- 5 Exemple de maintiens utilisée face au déversement de la traverse

Les PRS classiques sont constitués d'une âme et de deux semelles habituellement identiques de manière à obtenir un profilé doublement symétrique.

Chaque semelle est soudée sur l'âme au moyen de 2 cordons d'angles dimensionnés pour reprendre l'effort rasant ce qui nécessite du matériel sophistiqué afin d'assurer la bonne qualité de soudure , comme le montre la figure suivante :



Figure 1- 6 Soudeuse H-PRS (Métal structure)

Il est recommandé, pour les éléments très élancés d'examiner avec soin les conditions de transport et éviter que l'élément ne vrille pas sous son poids propre lors du levage ce qui occasionne sa ruine par flambement, flexion et torsion autour de l'axe de faible inertie [6].

De manière générale, la solution pieds de poteau encastré permet de réaliser des économies substantielles sur le dimensionnement "Acier" et elle peut être préconisée dans le cas de grand chargement, ainsi elle nécessite des fondations de plus grandes dimensions. Cependant la solution pieds de poteau articulé est la plus utilisée surtout dans la charpente légère.

1.3.2 Les éléments formés à froid :

Le procédé de formage à froid permet de réaliser des membrures légères possédant des résistances équivalentes aux membrures formées à chaud. De plus la qualité globale de l'acier , la fabrication de masse avec précision de section à formes variées et la facilité de transport et d'assemblage permettent de réduire grandement le cout final des structures en acier formées à froid.

Les profilés à parois minces (PAF) sont généralement utilisés sous formes de tabliers, de pannes, de lisses ou d'armatures [7]. Leurs portés varient entre 4 à 7m ou peut même dépasser 10 mètres. Les sections les plus courantes sont les sections en C et en Z tel que le montre la figure 1-6 qui présente certaines sections de base ainsi que leurs améliorations.

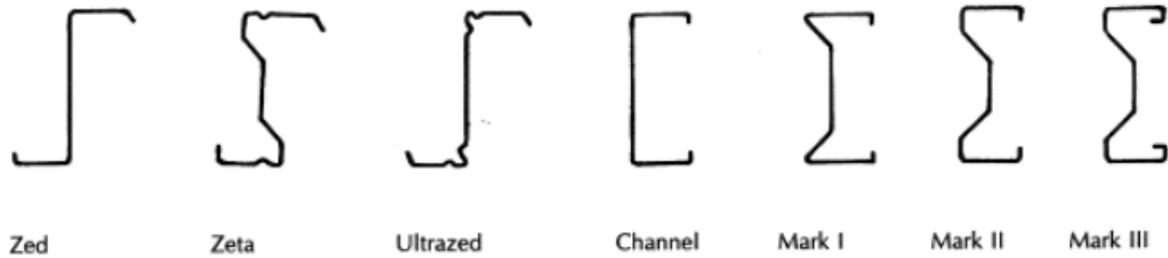


Figure 1- 7 Profilés formés à froid et leurs évolutions



Figure 1- 8 Ligne de production des profilés formés à froid (Métal structure)

Parmi les caractéristiques de ce type de profilé, ils sont non symétriques, ouverts et à parois minces (voir figure 1-7) pour lesquelles les hypothèses adoptées pour les profilés laminés à chaud ne sont

à priori pas applicables [8] , ce qui les soumit à des flexions biaxiales avec torsion. Leurs épaisseurs varient entre 0.5 à 5 mm ce qui donne un caractère systématique au voilement local, ce qui justifie qu'ils fassent l'objet de règles de calcul spécifique selon le règlement **Eurocode 3 partie 1-3** : Règles générales - Règles supplémentaires pour les profilés et plaques formés à froid. Tel qu'avant de vérifier ces éléments, la première étape à suivre est bien le calcul des caractéristiques efficaces du profilé (voir organigramme 1-1 [9]), ensuite la vérification de la résistance et de la stabilité qui sera détaillé dans le chapitre 1 de la troisième partie.

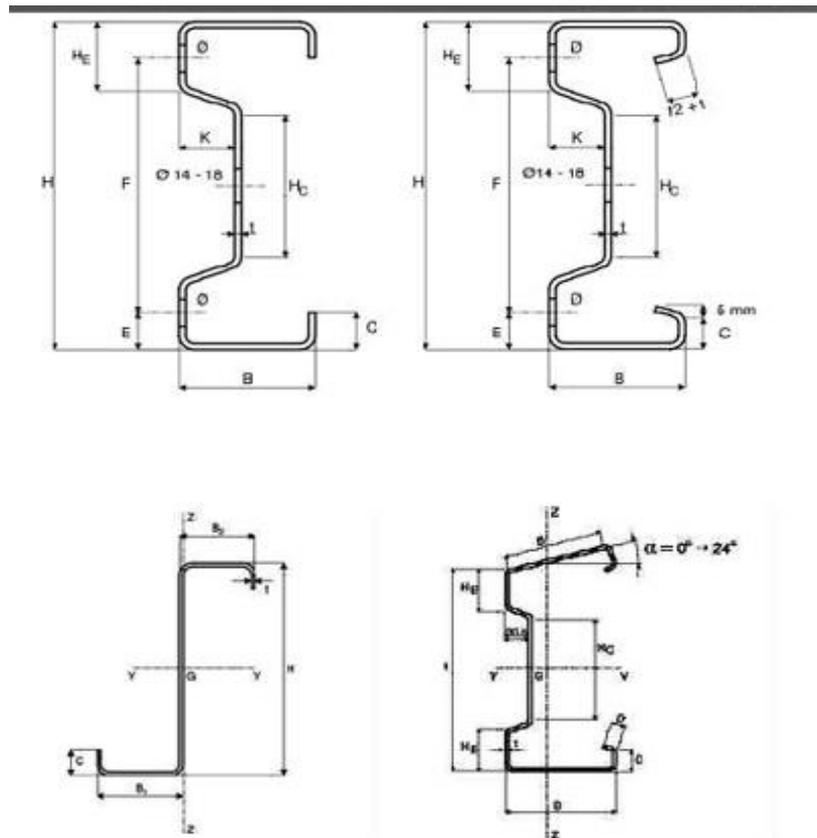
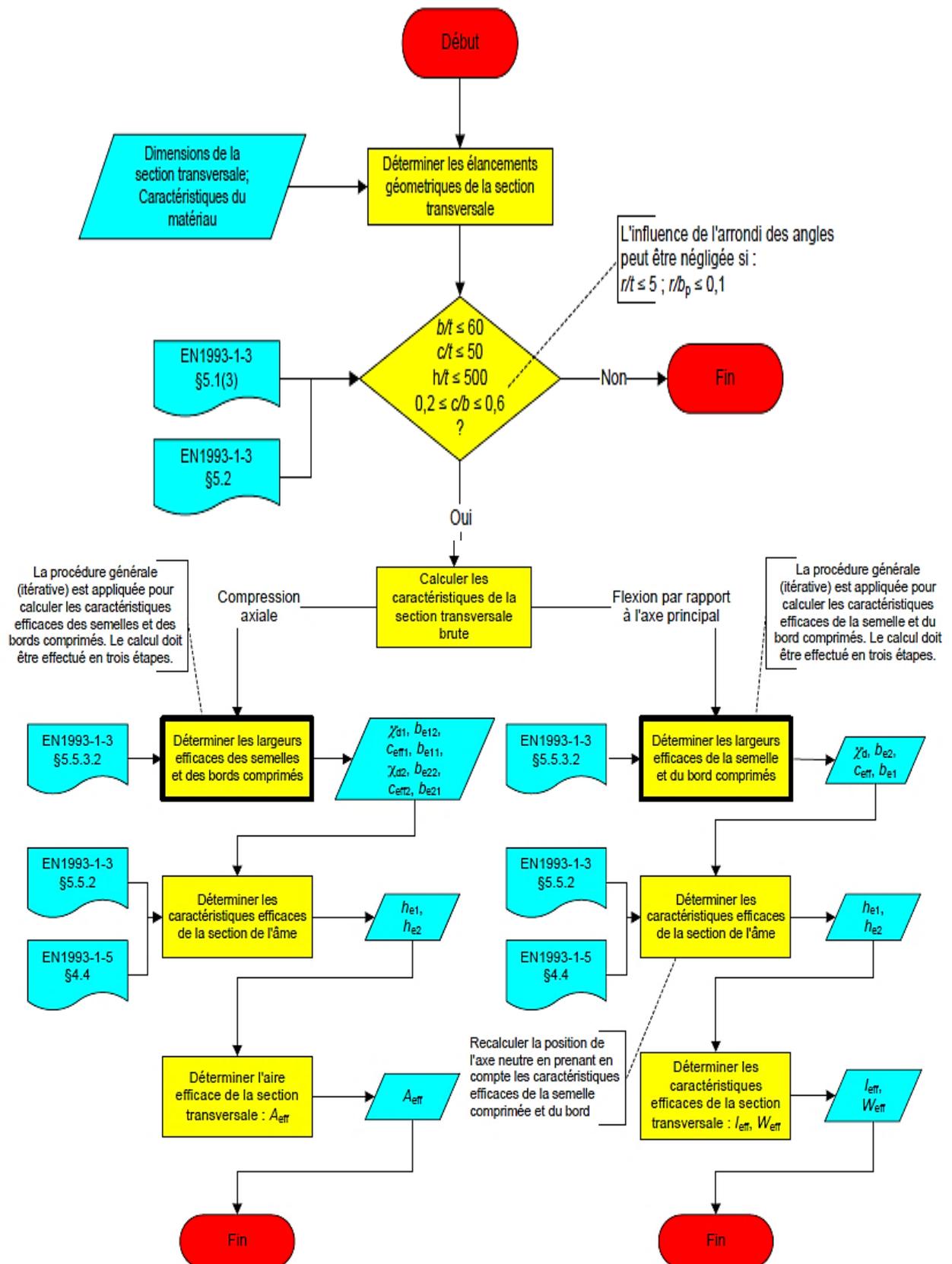


Figure 1- 9 Exemple de géométries des PAF



Organigramme 1- 1 Etapes de calcul des caractéristiques efficaces des profils formés à froid

Parmi les fabricants de ces éléments en Algérie, il existe Métal Structure filiale du Groupe Cevital, qui fabrique une large gamme de ces produits grâce à sa disposition de matériels développés, comme le montre ces figures :

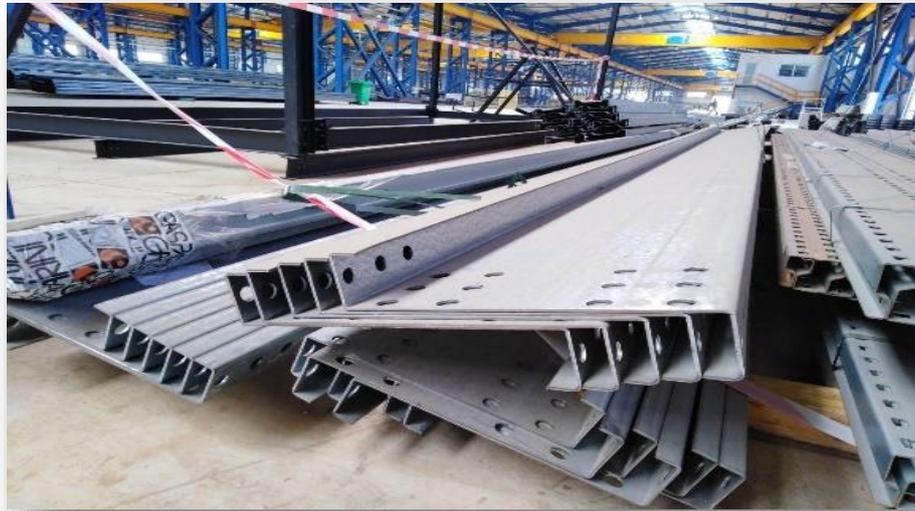


Figure 1- 10 Gamme des profilés formés à froid produit par Métal Structure

Ces éléments sont plus minces, plus légers, plus facile à fabriquer et généralement sont moins chères que ceux laminés à chaud, et existent dans un large éventail d'épaisseurs.

CHAPITRE 02

2.1 Introduction :

Une structure est en général, soumise à des actions de différentes nature : directes ou indirectes.

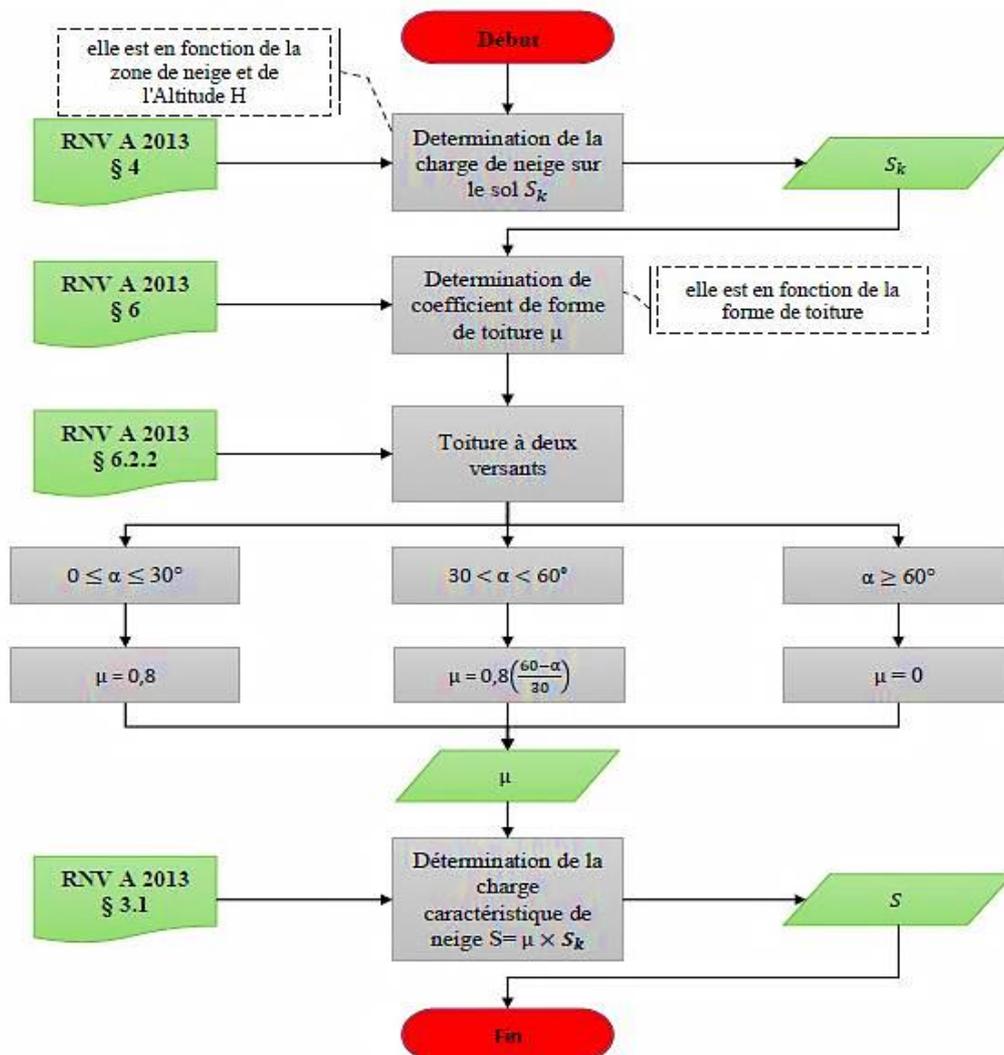
On désigne par :

- Les actions indirectes : comme la variation de température, le feu ... etc.
- Les actions directes : poids propres de l'ossature, le séisme, les chocs et enfin les charges climatique (neige et vent).

Ces dernières, plus précisément leurs effets, doivent être pris en considération dans le processus de dimensionnement de l'ossature.

Cette partie fournit l'étude climatique exhaustive d'un bâtiment à simple rez-de-chaussée selon le RNV A2013 qui se présume sur des organigrammes détaillés.

2.2 Evaluation de la charge de neige :



Organigramme 2- 1 Evaluation de la charge de neige

La charge de neige sur le toit est donnée par la formule suivante : $S = \mu \times S_k$

Où :

- μ : est le coefficient de forme de toit qui dépend de l'angle (α) du versant par rapport à l'horizontal : $0 \leq \alpha \leq 30^\circ \rightarrow \mu = 0.8$
- S_k : est la valeur caractéristique de la charge de neige sur le sol qui dépend de la région climatique

Pour un chantier situé à Bejaia (Akbou), l'expression suivante est pertinente :

$$S_k = (0.07 H + 15) / 100 \text{ (Zone A)}$$

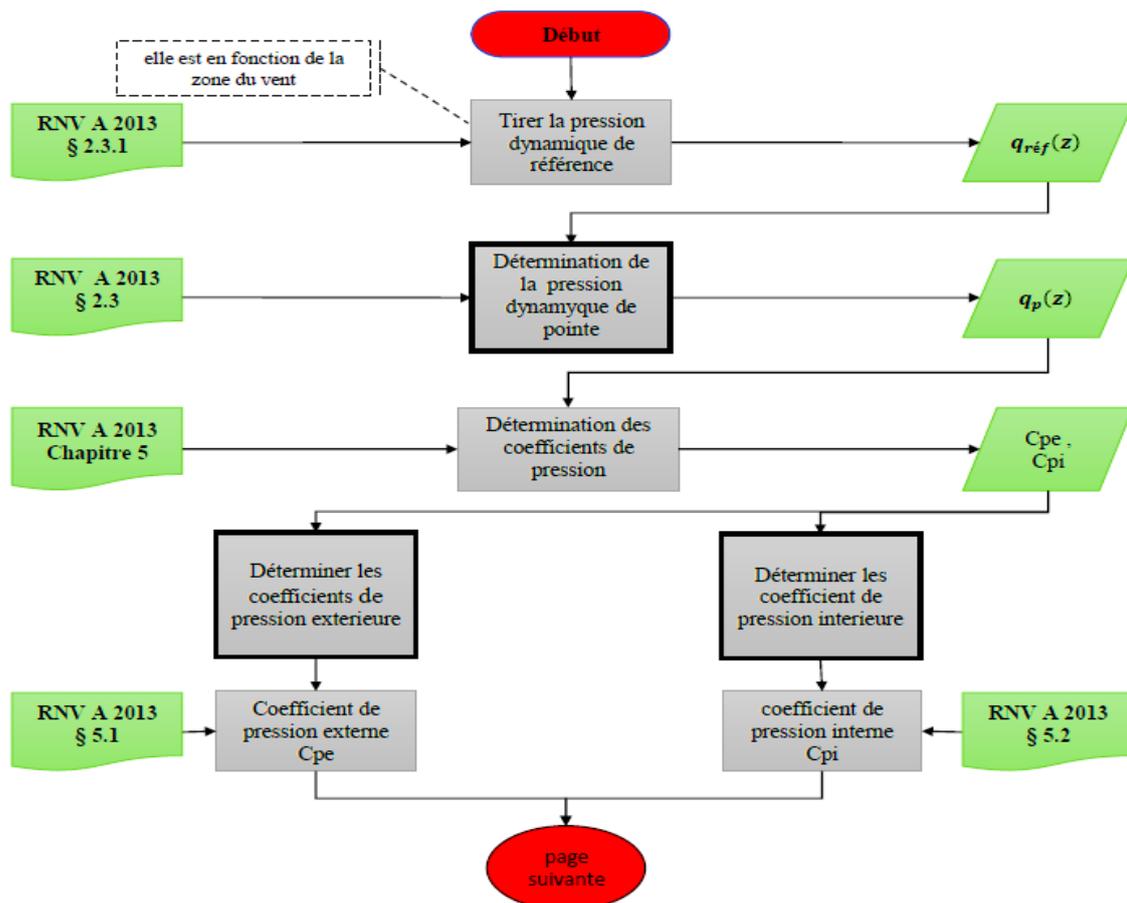
Où : H est l'altitude au-dessus du niveau de la mer, ici H=151m

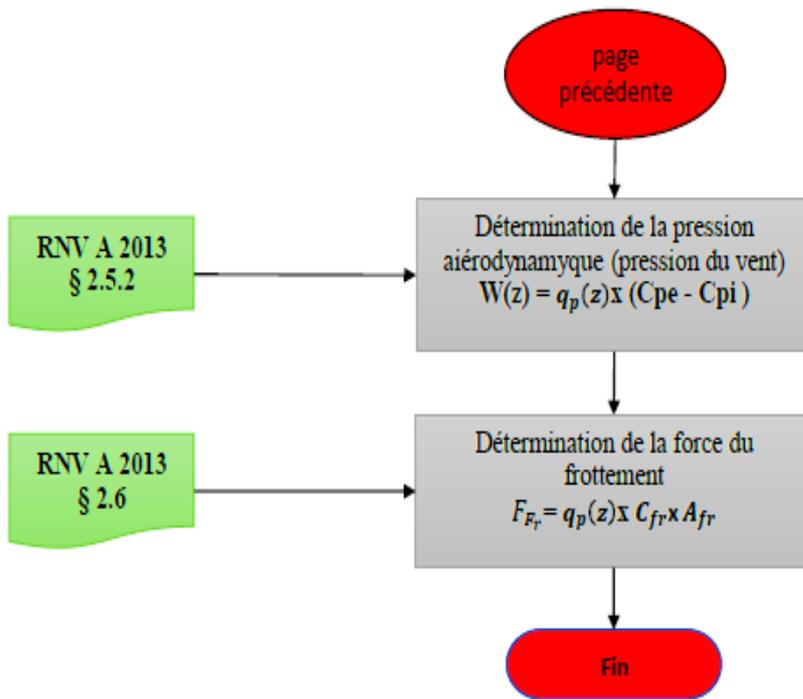
$$S_k = [(0.07 \times 151) + 15] / 100 = 25.6 \text{ daN/m}^2.$$

Alors la charge de neige sur le toit est égale : $S = 0.8 \times 25.6 = 20.5 \text{ daN/m}^2.$

2.3 Evaluation de la charge du vent :

La méthode complète de détermination de la charge du vent pour un bâtiment à un seul niveau est présentée d'une manière simplifier sur cet organigramme :





Organigramme 2- 2 Evaluation de la charge du vent

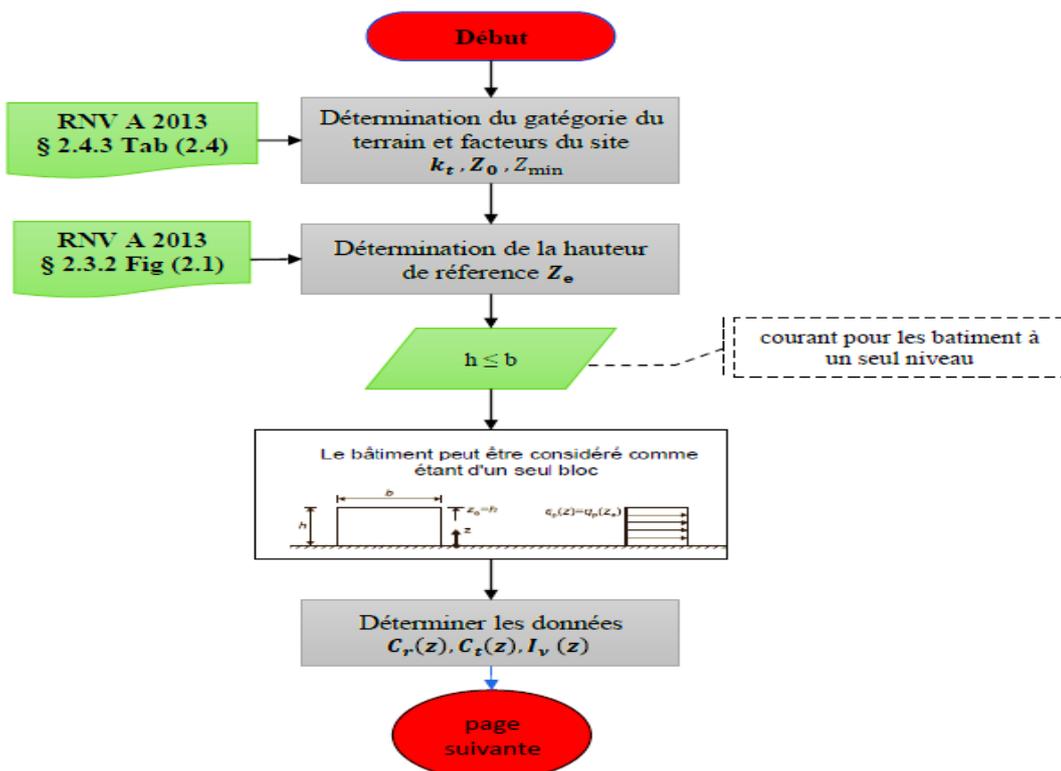
2.3.1 Détermination de la pression dynamique de référence :

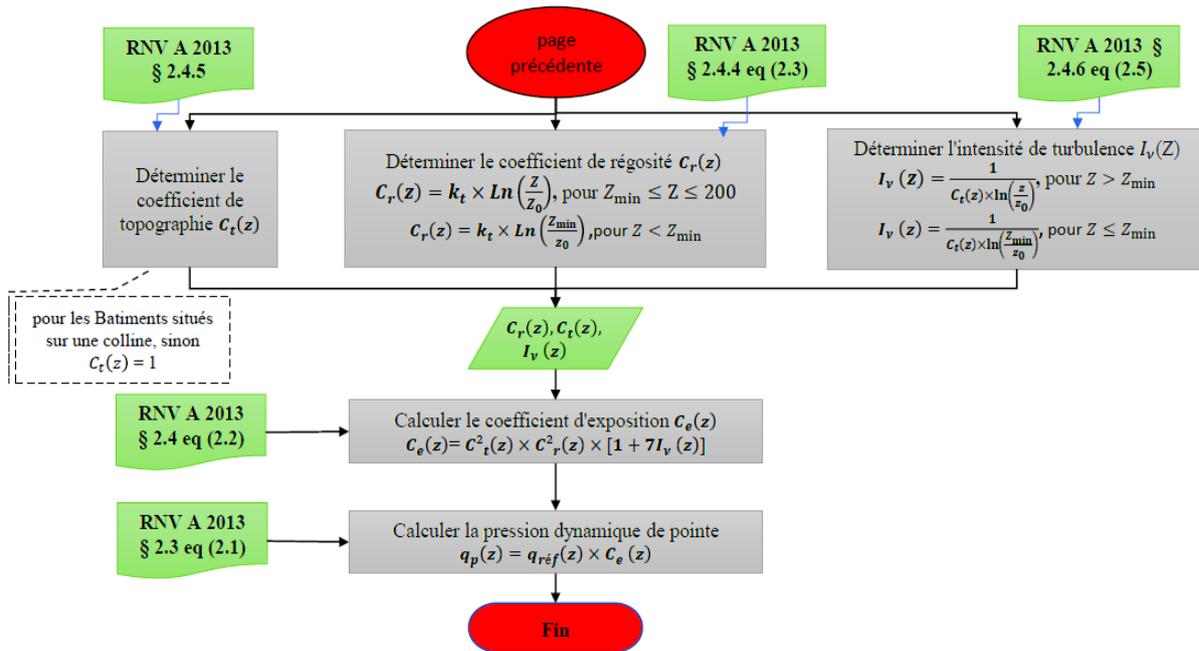
La Valeur de base de la pression dynamique de référence du vent (Voir tableau 2.2 RNV A 2013) :

$$q_{réf}(z) = 375 \text{ N/m}^2 \text{ (pour la zone I).}$$

2.3.2 Détermination de la pression dynamique de pointe :

Les étapes de calculs sont résumées dans l’organigramme suivant :





Organigramme 2- 3 Détermination de la pression dynamique de pointe

La pression dynamique de pointe est donnée par la formule suivante :

$$q_p(z) = q_{réf}(z) \times C_e(z)$$

Où :

$C_e(z)$ Est un coefficient d'exposition donné par : $C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$

Avec :

- $C_t(z)$ Coefficient de topographie donné par la formule 2.4 RNV A 2013, le bâtiment est érigé sur un terrain de très faible pente ainsi : $C_t(z) = 1$.
- $C_r(z)$ Coefficient de rugosité donné par l'équation 2.3 RNV A2013, tel que :
 - ✓ K_t : facteur du terrain (Tab 2.4 RNV A2013).
 - ✓ Z_0 : paramètre du rugosité (Tab 2.4 RNV A2013).
 - ✓ Z_{min} : la hauteur minimale (Tab 2.4 RNV A2013).
 - ✓ Z : la hauteur considérée.

Catégorie du terrain	Paramètres		Types	Hauteur (Z)(m)	$C_r(z)$
III	K_t	0.215	Parois verticales	7	0.677
	$Z_0(m)$	0.3			
	$Z_{min}(m)$	5	Toiture	8.2	0.711

Tableau 2- 1 Définition de la catégorie de terrain.

- I_v : L'intensité de turbulence I_v à la hauteur Z qui est définie comme l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent, donnée par l'équation 2.5 a et b du RNV A 2013

Type	$q_{réf}(z)(N/m^2)$	$C_t(z)$	$C_r(z)$	$I_v(z)$
Parois	375	1	0.677	0.317
Toiture	375	1	0.711	0.302

Tableau 2- 2 Détermination de l'intensité de turbulence

Les résultats obtenus du coefficient d'exposition $C_e(z)$ sont :

Type	$C_t(z)$	$C_r(z)$	$C_t^2(z)$	$C_r^2(z)$	$I_v(z)$	$C_e(z)$
Parois	1	0.677	1	0.458	0.317	1.478
Toiture	1	0.711	1	0.505	0.302	1.576

Tableau 2- 3 Détermination du coefficient d'exposition

Après avoir déterminé tous les paramètres, cela va permettre enfin de déterminer la valeur de la pression dynamique de pointe $q_p(z)$, alors :

Type	$q_{réf}(z)(N/m^2)$	$C_e(z)$	$q(z)(N/m^2)$
Parois	375	1.478	554.196
Toiture	375	1.576	591.087

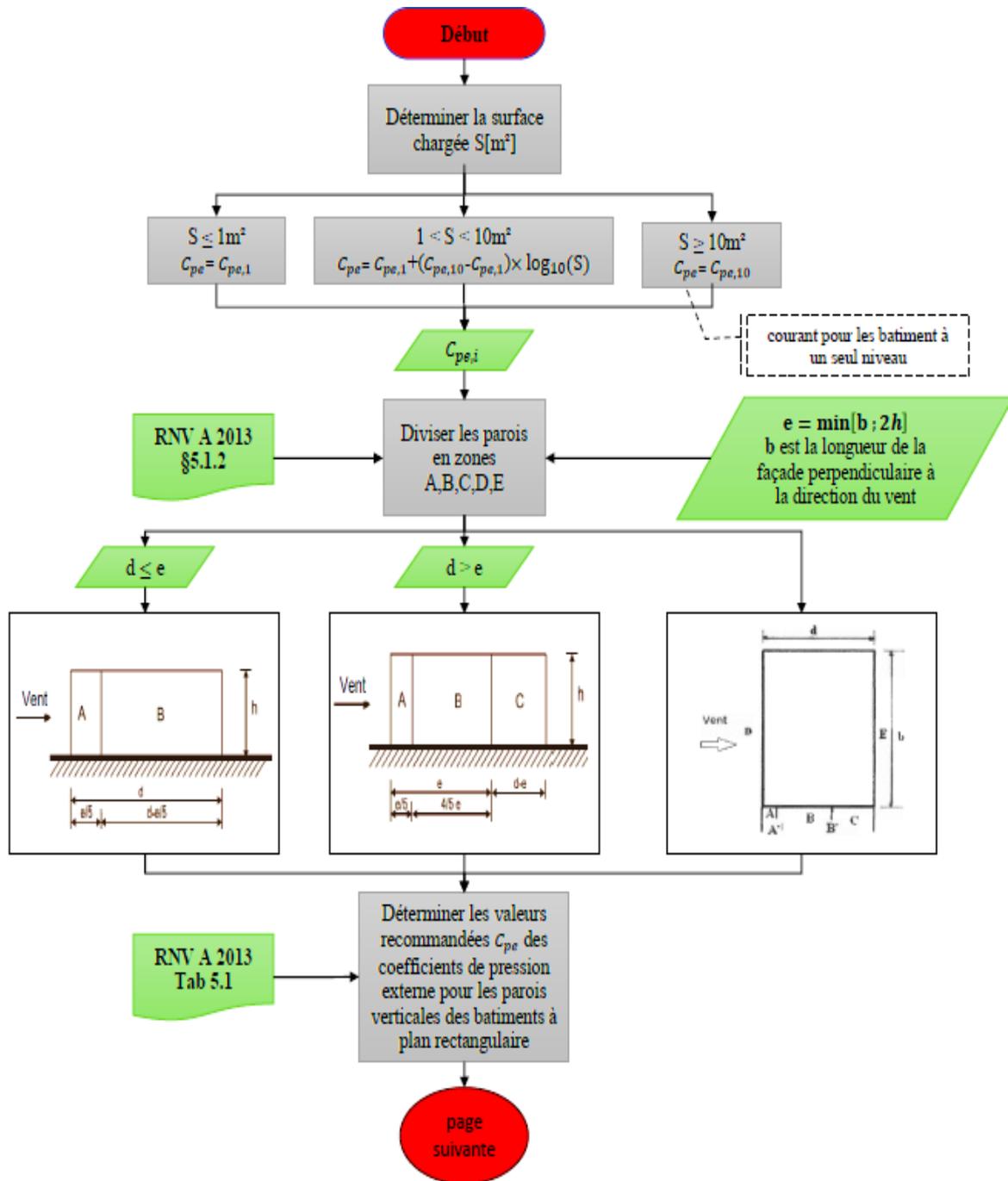
Tableau 2- 4 Détermination de la pression de pointe

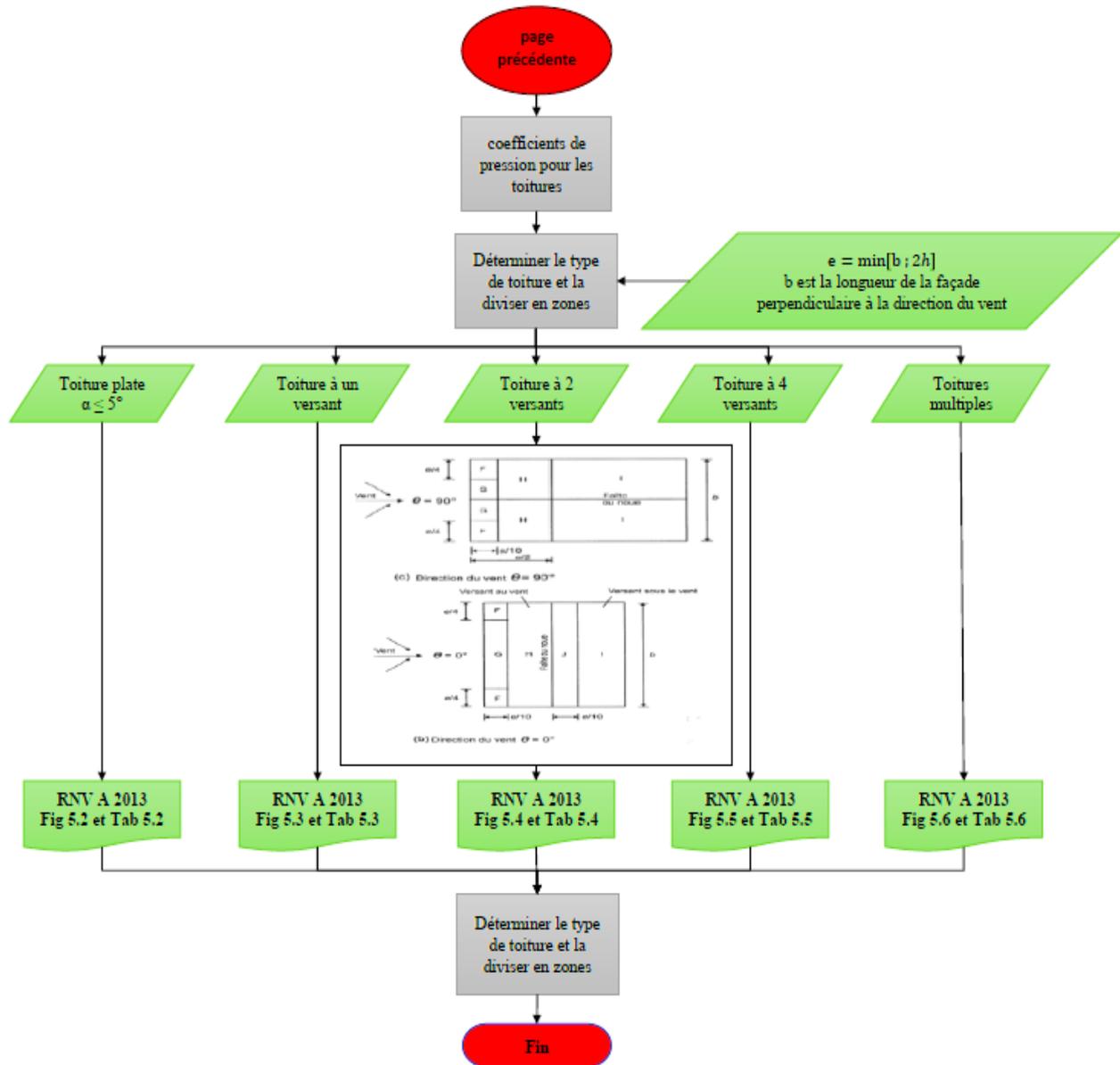
2.3.3 Détermination des coefficients de pression C_p :

2.3.3.1 Coefficient de pression extérieure C_{pe} :

Ce coefficient de pression extérieure est en fonction de la dimension de l'aire chargée à laquelle correspondent les coefficients de pression $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$, définis au chapitre 5 du **RNV A2013**.

L'organigramme ci-après traite la méthodologie de la détermination des coefficients de pression externe C_{pe} :





Organigramme 2- 4 Détermination du coefficient de pression extérieure

A. Cas des parois verticales :

- Vent perpendiculaire au long pan :

Pour cette direction du vent on a :

d(m)	b(m)	h(m)	e = min(b ; 2h)
24	64	7	14

Tableau 2- 5 Paramètres géométriques des parois(W1)

Alors :

	Parois latérales			Parois au vent	Paroi sous le vent
	A	B	C	D	E
Surface	19.6	78.4	70	448	448
$C_{pe} = C_{pe.10}$	-1	-0,8	-0,5	0,800	-0,300

Tableau 2- 6 Coefficients de pression extérieures des parois(W1)

- **Vent perpendiculaire aux pignons :**

d (m)	b (m)	h (m)	e = min(b ;2h)
64	24	7	14

Tableau 2- 7 Paramètres géométriques des parois (W2)

Alors :

	Parois latérales			Parois au vent	Paroi sous le vent
	A	B	C	D	E
Surface	19.6	78.4	350	168	168
$C_{pe} = C_{pe.10}$	-1	-0,8	-0,5	0,800	-0,300

Tableau 2- 8 Coefficients de pression extérieure des parois (W2)

B. Cas de toiture à deux versants :

Il convient de diviser la toiture selon la direction du vent en zones de pression comme la montre la figure ci-dessous :

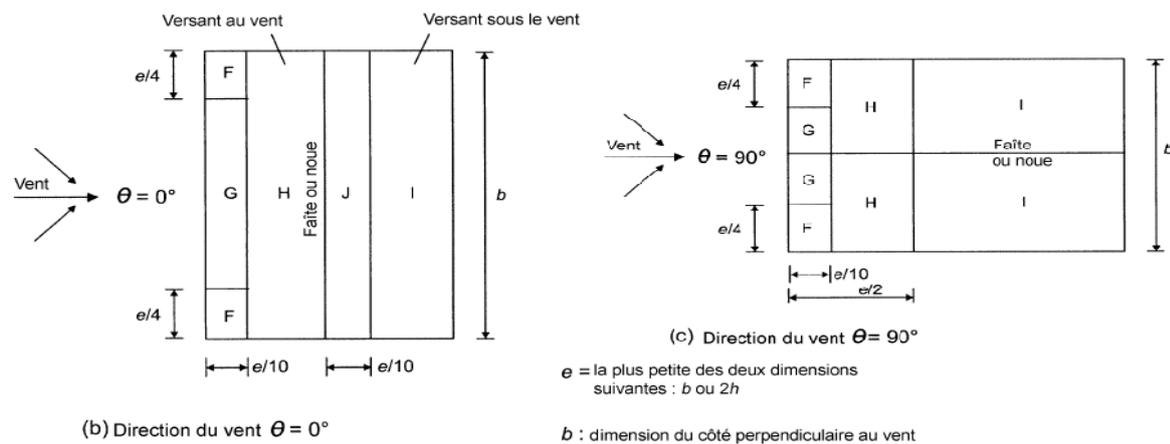


Figure 2- 1 Division de la toiture selon la direction

Les valeurs correspondantes à ces zones en fonction de la direction du vent sont données par ce tableau :

- Vent perpendiculaire au long pan ($\Theta=0$) :

Zones de pression	F	G	H	J	I
$S(m^2)$	6.72	91.512	663.04	104.960	663.04
C_{pe} (dépression)	-1.78	-1.17	-0.58	-0.63	-0.59
C_{pe} (surpression)	0.01	0.01	0.01	0.19	-0.56

Tableau 2- 9 Coefficient de pression extérieure de toiture (W1)

Remarque :

En analysant les résultats tous les coefficients de pression extérieure sont des C_{pe10} .

- Vent perpendiculaire au pignon ($\Theta=90$) :

Zone de pression	F	G	H	I
$S(m^2)$	6.72	12.96	78.72	669.6
C_{pe} (dépression)	-1.68	-1.3	-0.69	-0.59
C_{pe} (surpression)	/	/	/	/

Tableau 2- 10 Coefficient de pression extérieure de toiture (W2)

Remarque :

Dans le cas du vent perpendiculaire au pignon, les résultats des coefficients de pression sont des C_{pe10} , et il s'agit uniquement d'une dépression.

2.3.3.2 Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure dépend des dimensions et de la distribution des ouvertures dans l'enveloppe du bâtiment. D'après l'article 5.2.1.3 du RNV A2013 :

Si $S_{tot. Ouverture/face} > 30\% S_{face}$, il convient de calculer des actions exercées sur la construction à partir des règles définies pour les toitures isolées.

Toiture	Paramètres	Dimensions (m)		Surface.tot (m ²)	Surface.tot (%)
		Largeur	Longueur		
	Ouvertures (Exutoire. f)	2.4	1.20	11.520	1.492
	Versant	64	12.06	771.84	100

Tableau 2- 11 Vérification de la toiture.

$S_{tôt. Ouverture/ face} = 1.492 \% < 30\% S_{face}$. Ce qui implique le calcul des actions pour une toiture simple à deux versant.

- **Vérification des faces :**

D'après l'article 5.2.1.4 du RNV A2013, une face d'un bâtiment est considérée comme dominante lorsque l'aire des ouvertures dans ladite face est au moins égale à deux fois l'aire des ouvertures et des fuites d'aire dans les autres faces du bâtiment.

Long pan	Paramètres	Dimensions (m)		Nombre	Surface (m ²)	Stot.ouvertures (m ²)
		Largeur	Longueur			
	Ouvertures (fenêtres)	3	1.5	8	36	120

Tableau 2- 12 Vérification de la face dominante (Long pan)

Commentaire : Il s'agit d'une face non dominante.

Pignon Axe 9	Paramètres	Dimensions (m)		Nombre	Surface (m ²)	Stot.ouvertures (m ²)
		Largeur	Longueur			
	Ouvertures (porte)	4	4	1	16	120

Tableau 2- 13 Vérification de la face dominante (Pignon axe 9)

Commentaire : Il s'agit d'une face non dominante.

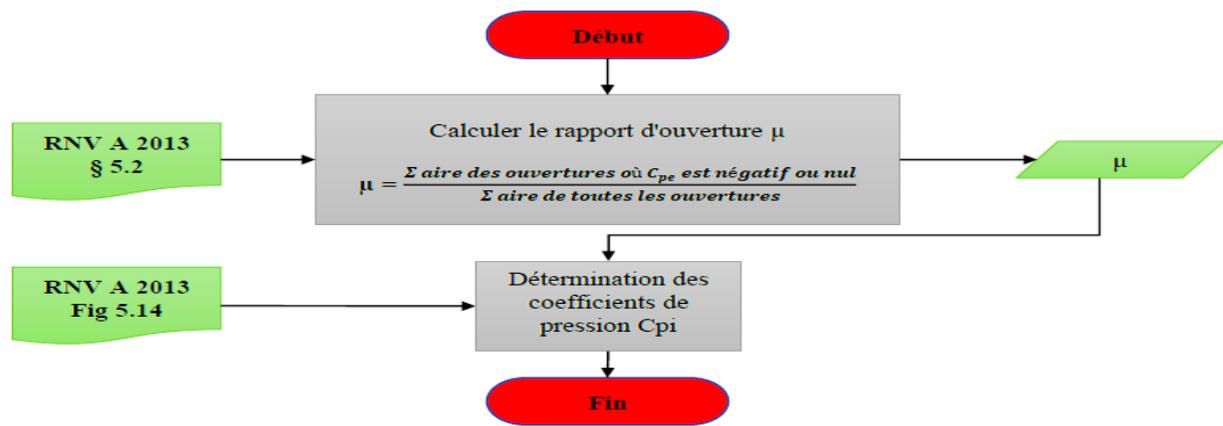
Pignon Axe 1	Paramètres	Dimensions (m)		Nombre	Surface (m ²)	Stot.ouvertures (m ²)
		Largeur	Longueur			
	Ouvertures (porte)	4	4	2	32	120

Tableau 2- 14 Vérification de la face dominante (Pignon axe 1)

Commentaire : Il s'agit d'une face non dominante.

Pour les bâtiments sans faces dominantes, le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir de la **figure 5.14 du RNV A2013**, avec (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et (μ_p) l'indice de perméabilité ce qui donne :

L'organigramme ci-dessous traite la détermination du coefficient de perméabilité μ_p :



Organigramme 2- 5 Détermination de l'indice de perméabilité

	Type	h/d	μ_p	C_{pi}
Vent perpendiculaire au long pan	Paroi	0.29	0.74	-0.146
	Toiture	0.341		-0.153
Vent perpendiculaire au pignon axe 1	Paroi	0.109	0.88	-0.26
	Toiture	0.128		-0.26
Vent perpendiculaire au pignon axe 9	Paroi	0.109	0.77	-0.17
	Toiture	0.128		-0.17

Tableau 2- 15 Coefficient de pressions intérieures

2.3.4 Détermination de la pression aérodynamique $W_{(ze)}$:

- Vent perpendiculaire au long pan :

Parois verticales	Zones	$q_p(z)$ (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W_{(z)}$ (daN/m ²)
	A	55.4196	-1	-0,146	-47.328
	B		-0,8		-36.244
	C		-0,5		-19.619
	D		0,8		52.427
	E		-0,3		-8.535

Tableau 2- 16 Pressions aérodynamiques des parois (W_1)

Toiture	Zones	$q_p(z)$ (daN/m ²)	C_{pe}		C_{pi}	$W_{(z)}$ (daN/m ²)	
			Dépression	Surpression		Dépression	Surpression
	F	59.1087	-1.64	0.01	-0,153	-87.895	9.634
G	-1.17		0.01	-60.113		9.634	
H	-0.58		0.01	-25.239		9.634	
J	-0,63		0.19	-28.195		20.274	
I	-0,59		-0.56	-25.83		-24.057	

Tableau 2- 17 Pressions aérodynamiques de toiture (W_1)

- Vent perpendiculaire au pignon axe 9 :

Parois verticales	Zones	$q_p(z)$ (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W_{(z)}$ (daN/m ²)
	A	55.4196	-1	-0.26	-41.011
	B		-0,8		-29.927
	C		-0,5		-13.301
	D		0,8		58.745
	E		-0,3		-2.217

Tableau 2- 18 Pressions aérodynamiques des parois (W_2)

Toiture	Zones	$q_p(z)$ (daN/m ²)	C_{pe}		C_{pi}	$W_{(z)}$ (daN/m ²)	
			Dépression	Surpression		Dépression	Surpression
	F	59.1087	-1.68	0	-0,26	-83.934	15.368
G	-1.3		0	-64.17		15.368	
H	-0.69		0	-25.417		15.368	
I	-0.59		0	-19.506		15.368	

Tableau 2- 19 Pressions aérodynamiques de toiture (W_2)

- Vent perpendiculaire au pignon axe 1 :

Parois verticales	Zones	$q_p(z)$ (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W_{(z)}$ (daN/m ²)
	A	55.4196	-1	-0.17	-45.998
	B		-0,8		-34.914
	C		-0,5		-18.288
	D		0,8		53.757
	E		-0,3		-7.205

Tableau 2- 20 Pressions aérodynamiques des parois (W_3)

Toiture	Zones	$q_p(z)$ (daN/m ²)	C_{pe}		C_{pi}	$W_{(z)}$ (daN/m ²)	
			Dépression	Surpression		Dépression	Surpression
	F	59.1087	-1.68	0	-0,17	-89.254	10.048
G	-1.3		0	-66.790		10.048	
H	-0.69		0	-30.736		10.048	
I	-0.59		0	-24.826		10.048	

Tableau 2- 21 Pressions aérodynamiques de toiture (W_3)**Conclusion :**

D'après les résultats obtenus dans les six derniers tableaux, la pression aérodynamique agissante sur les parois est de **58.745 N/m²** et sur la toiture, elle est de **89.254 N/m²**, qui sont les valeurs maximales.

2.3.5 Calcul de la force de frottement :

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent inférieur ou égal quatre fois l'aire total des surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent). D'après **RNVA2013 § 2.6.3**.

	Surfaces parallèles au vent (m ²)	Surfaces perpendiculaires au vent (m ²)	Résultats de la condition	Observation
W_1	1939,68	896	1939,68 < 3584	Frottement négligeable
$W_{1,2}$	2439,68	364,8	2439,68 > 1459,2	Tenir compte du frottement

Tableau 2- 22 Vérification de la force de frottement

- **Cas du vent perpendiculaire au pignon :**

D'après le §2.6.2 du RNVA2013, la force du frottement exercée sur la construction est donnée par : $F_{fr} = C_{fr} \times q_p(z) \times A_{fr}$

C_{fr} : coefficient de frottement donné par tableau 2.8 du RNVA2013, $C_{fr} = 0,04$.

A_{fr} : L'aire de la surface extérieure parallèle au vent (Cf. Tableau 2.9)

	$q_p(z)$ (N/m ²)	C_{fr}	A_{fr} (m ²)	F_{fr} (kN)
Toiture	59.109	0,04	1543,68	36,5
Parois verticales (long pan)	55.4196		896	19,86

Tableau 2- 23 Force de frottement.

Alors : la force totale du frottement est de **56,36kN**.

CHAPITRE 03

3.1 Etude des éléments secondaires en profilés laminés à chaud :

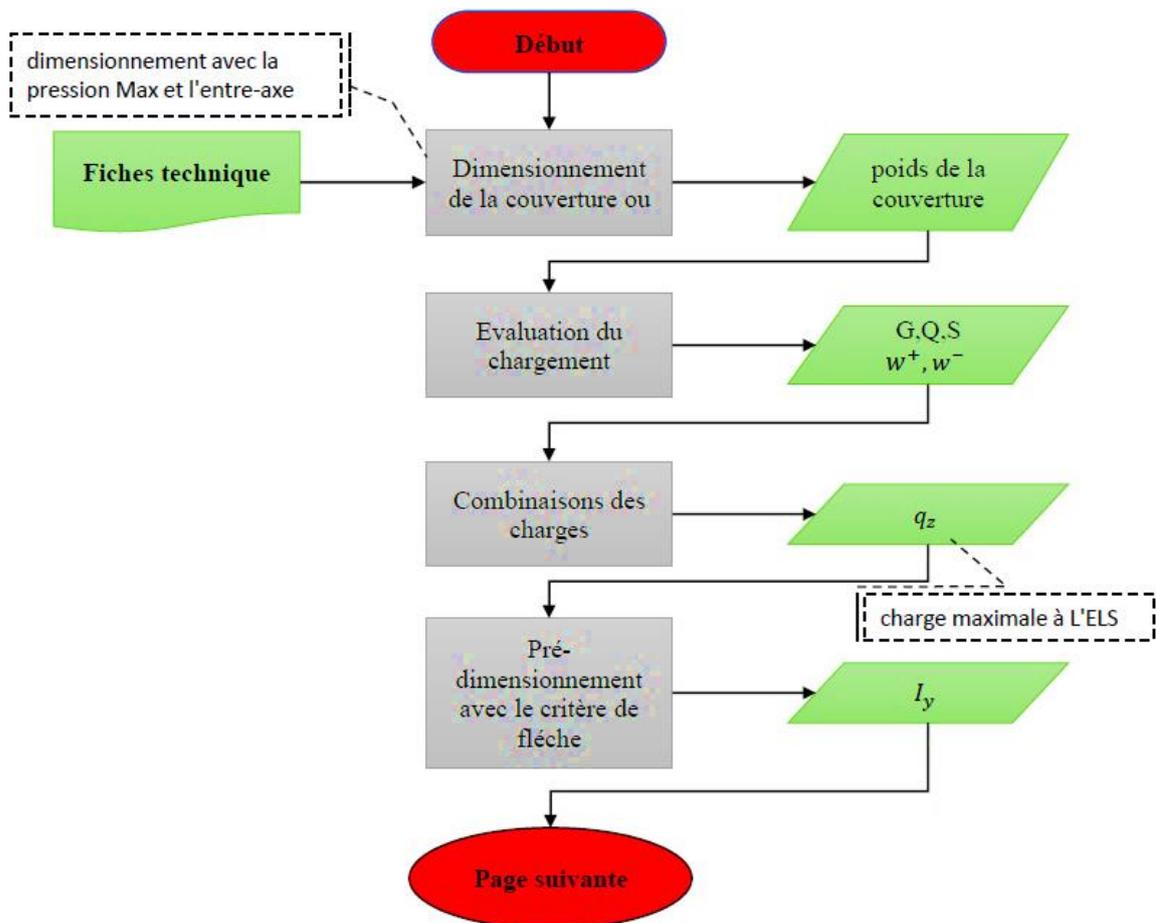
3.1.1 Etude des pannes :

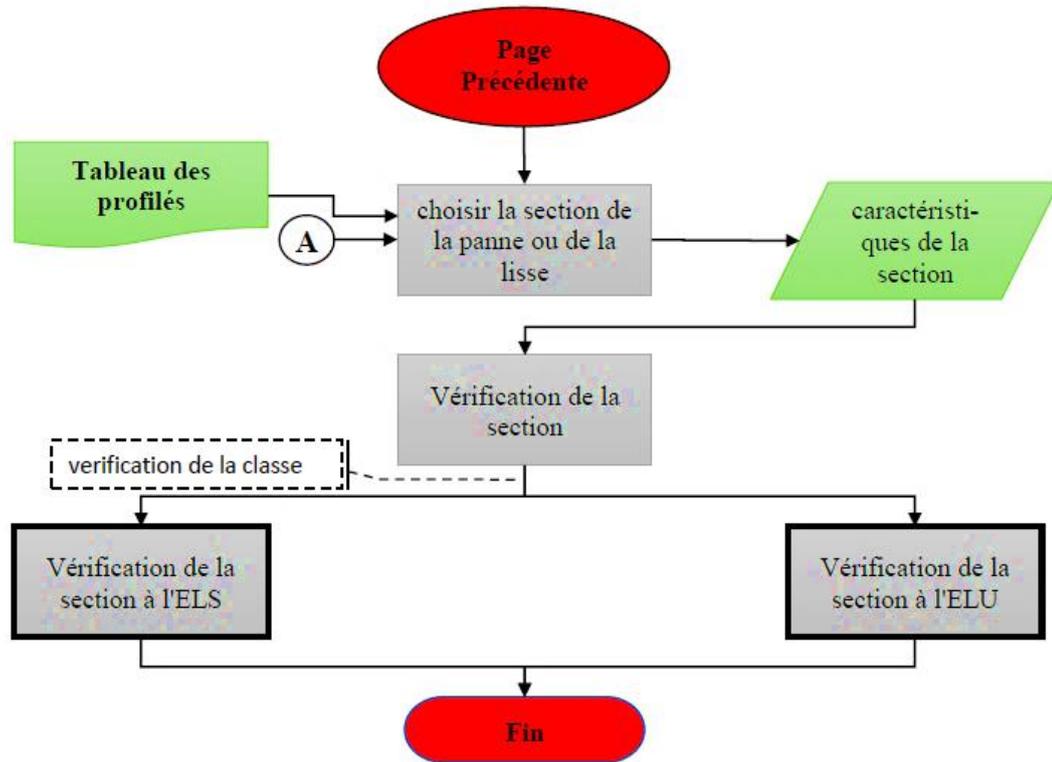
Les pannes sont principalement des éléments porteurs de la toiture qui reposent sur des traverses ou des fermes, lient ces dernières entre elles et au contreventement de toiture tout en assurant la stabilité vis-à-vis le déversement des traverses, itou transmettent les charges aux éléments porteurs, et une partie des efforts dus au vent au contreventement.

Lorsque la toiture est inclinée, les pannes peuvent être disposées soit verticalement ou perpendiculairement à la toiture. Fréquemment, la deuxième disposition est la plus usitée pour des raisons de construction, ce qui engendre la flexion gauche des pannes. [10]

On distingue 3 sortes de pannes : **faitière**, **ventrières** et **sablières**, et qui peuvent êtres soit en : **profilés laminés à chaud** ou **minces formés à froid**. Pour cette partie d'étude, le calcul sera effectué pour le premier type.

Le principe de dimensionnement et de vérification des pannes est donné par l'organigramme ci-dessous :





Organigramme 3- 1 Calcul d'une barre laminée à chaud sollicitée en flexion

3.1.2 Dimensionnement de la couverture :

Les panneaux sont de type panneaux sandwichs et leurs caractéristiques sont données par le fabricant en fonction de la charge maximale et l'espacement entre les pannes « e » (Voir ANNEXE 02)

On voit bien sur le tableau que, pour un panneau de **35mm** d'épaisseur reposant sur des pannes espacées de 2.85m correspond une charge maximale de 100daN/m². Notre cas est plus favorable, la pression maximale agissante sur la toiture est de **89.25daN/m²** et un espacement **e=1.45m**, alors on opte pour un panneau de 35mm dont le poids est de **12.4 daN/m²**

3.1.3 Evaluation des charges :

3.1.3.1 Evaluation des charges permanentes (G) :

Poids propre du panneau (kg/m ²)	Poids des accessoires (kg/m ²)	Poids propre de la panne (kg/ml)	e (m)	G(daN/ml)
12.4	5	15,8	1,45	41,03

Tableau 3- 1 Evaluation des charges permanentes

3.1.3.2 Evaluation des charges d'exploitation (Q) :

Dans ce cas, la toiture est considérée inaccessible, alors la charge à considérer représente uniquement la charge d'entretien, comme il est indiqué sur la figure ci-dessous, dont elle est obtenue par l'expression de la charge équivalente aux charges ponctuelles : $q_{eq} = 8P/3L$, on aura :

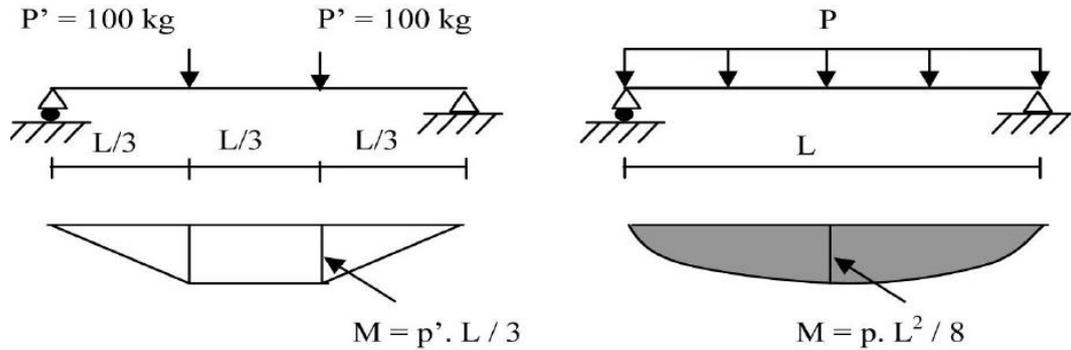


Figure 3- 1 Détermination de la charge d'exploitation équivalente

P'(kg)	Entre axe des portiques L(m)	M(kg.m)	P(daN/ml)
100	8	266,67	33,333

Tableau 3- 2 Evaluation de la charge d'exploitation

3.1.3.3 Evaluation des surcharges climatiques :

A. Evaluation de la charge du vent :

Après avoir divisé la toiture en zones de pression, les valeurs reprises pour le calcul et le dimensionnement des pannes sont les charges qui reviennent à la panne la plus défavorable selon sa position d'exposition aux chargements, comme la montre la figure ci-dessous :

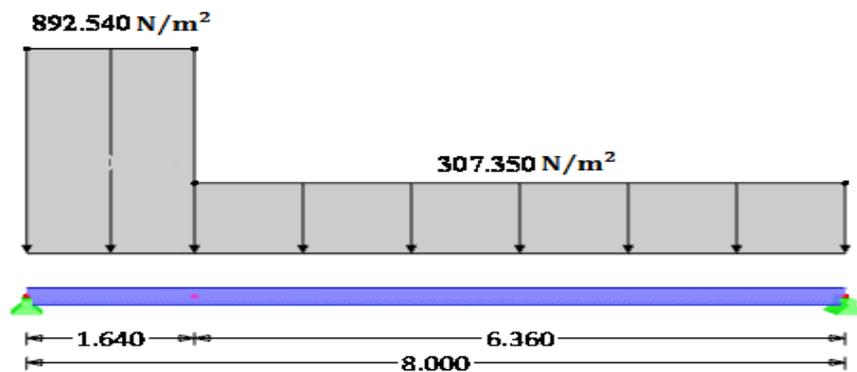


Figure 3- 2 Pressions agissantes sur la panne étudié

Remarque :

Il est admis que pour ce cas de faire les calculs sous chargement équivalent au chargement réel.

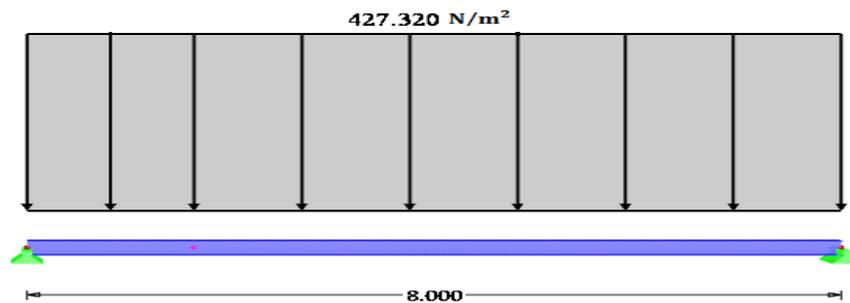


Figure 3- 3 Charge équivalente sur la panne

- Charge du vent de surpression(W^+) :

$$Q_w^+ = W^+ \times e = 20.27 \times 1.45 = \mathbf{29.4 \text{ daN/m.}}$$

- Charge du vent de dépression(W^-) :

$$Q_w^- = W_{eq}^- \times e = 61.92 \times 1.45 = \mathbf{89.79 \text{ daN/m.}}$$

Avec :

Q_w : Charge du vent (N/m).

W^+ : Surpression maximale des 3 directions du vent (daN/m²).

W_{eq}^- : Dépression équivalente (daN/m²).

e : distance entre axes des pannes (m).

Remarque :

Voir l'annexe N°04 , on remarque que les pressions maximales se retrouvent en **zone F** et **G**, néanmoins le chargement qui revient aux pannes de ces zones sont moins défavorables vu qu'elles sont de rive .

B. Evaluation de la surcharge de la neige :

$$S' = S \times \cos \alpha \times e = 20.5 \times \cos 5.71 \times 1,45 = \mathbf{29.57 \text{ daN/m.}}$$

Avec :

S : Charge de la neige sur le toit.

α : angle d'inclinaison de la toiture par rapport à l'horizontal.

S' : la charge de la neige sur la toiture inclinée.

3.1.4 Décomposition des charges :

La pente de toit est de 10% (5.71°), d'où la décomposition des charges verticales en deux composantes, l'une parallèle à l'âme et l'autre parallèle au plan du toit, est nécessaire dans le cas présent.

Axe ZZ				
G (daN/ml)	Q (daN/ml)	W ⁺ (daN/ml)	W ⁻ (daN/ml)	S' (daN/ml)
40.83	33.17	29.4	55.62	29.43
Axe YY				
G (daN/ml)	Q (daN/ml)	W ⁺ (daN/ml)	W ⁻ (daN/ml)	S' (daN/ml)
4.08	3.31	0	0	2.94

Tableau 3- 3 Décomposition des charges

3.1.5 Résultats des combinaisons de charges :

	Combinaisons à l'ELU (daN/ml)				
	1,35G+1,5Q	1,35G+1,5W ⁺	1,35G+1,5S'	1,35(G+S'+W ⁺)	G-1,5W ⁻
q _y	10,48	5,51	9,92	9,48	4,08
q _z	104,87	99,22	99,26	134,54	-52,12
q _{y max}	10,48				
q _{z max}	134,54				

Tableau 3- 4 Résultats des combinaisons des charges à l'ELU

	Combinaisons à l'ELS (daN/ml)				
	G+Q	G+W ⁺	G+S'	G+0,9(W ⁺ +S')	G-W ⁻
q _y	7,39	4,08	7,02	6,73	4,08
q _z	73,99	70,23	70,26	93,77	-21,13
q _{y max}	7,39				
q _{z max}	93,77				

Tableau 3- 5 Prédimensionnement des pannes

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

- Condition de la flèche (ELS)
- Condition de résistance à l'ELU.

En générale le prédimensionnement se fait par la condition de la flèche.

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargé (axe z-z), on a :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q L^4}{E I_y} \leq \bar{f} = \frac{L}{200} \text{ Alors : } I_y \geq \frac{1000}{384} \frac{q_z L^3}{E}$$

$$A. N : I_y \geq \frac{973.74 \cdot 8000^3 \times 0.1}{384 \times 21000 \times 1000} \rightarrow I_y = \mathbf{595.38 \text{ cm}^4}$$

D'après le tableau des sections, le profilé qui satisfait cette condition de flèche (ELS) est l'IPE 160 de caractéristiques :

G (kg/m)	h(mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	A (cm ²)
15,8	160	82	5	7.4	20.1
I _y (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	A _{vz} (cm ²)	I _z (cm ⁴)	W _{plz} (cm ³)	A _{v y} (cm ²)
869	124	9.66	68.3	26.1	12.136

Tableau 3- 6 Caractéristiques du profilé IPE160(Panne).

3.1.6 Vérification de la panne :

En ce qui concerne la vérification de la panne soumise à la flexion déviée, les calculs sont menés selon les organigrammes (Voir ANNEXE 02).

3.1.6.1 Vérification à l'ELS :

$$f_z = 27.4\text{mm} < f_{\text{adm}} = 40 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$f_y = 27.47\text{mm} < f_{\text{adm}} = 40 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les liernes ne sont pas nécessaires tant que la condition de flèche est vérifiée suivant l'axe yy.

3.1.6.2 Vérification à l'ELU :

A. Calcul des sollicitations :

- Moments fléchissant :

	Axes-y-y			Axez-z		
	q _z ^{core} (kN/m)	L(m)	M _y (kN.m)	q _y ^{max} (kN/m)	L(m)	M _z (kN.m)
1,35G+1,5Q	1,05	8	8.4	0.104	8	0.832
1,35(G+S'+W ⁺)	q _z ^{max} (kN/m)	L(m)	M _y (kN.m)	q _y ^{corre} (kN/m)	L(m)	M _z (kN.m)
	1,345	8	10,76	0.0948	8	0.7584

Tableau 3- 7 Evaluation des sollicitations (moments fléchissant)

- Efforts tranchants :

Axe y-y			Axe z-z		
q _y (kN/m)	L(m)	V _y (kN)	q _z (kN/m)	L(m)	V _z (kN)
0,104	8	0,416	1.345	8	5.38

Tableau 3- 8 Evaluation des sollicitations (efforts tranchants)

B. Classification de la section :

Le paramètre ε est fonction de la limite d'élasticité : $\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$

Paroi comprimée en console : semelle soumise à un effort de compression uniforme.

Selon le Tableau 5.2 de l'Eurocode 1993-1-1 : 2005. (Annexe 05)

$$c = (b - t_w - 2r) / 2 = (82 - 5 - 2 \times 9) / 2 = 29.5 \text{ mm}$$

$$c/t_f = 29.5/7.4 = 3.98 \leq 10 \quad \varepsilon = 10 \rightarrow \text{Classe 1}$$

Paroi comprimée interne : âme en flexion pure

$$d = h - 2t_f - 2r = 160 - 2 \times 7.4 - 2 \times 9 = 127.2 \text{ mm}$$

$$d/t_w = 127.2/5 = 25.44 < 72 \quad \varepsilon = 72 \rightarrow \text{Classe 1.}$$

La classe de la section transversale est la classe la moins favorable des classes de la semelle et de l'âme, en l'occurrence : **Classe 1**.

Ainsi, les vérifications à l'ELU doivent reposer sur la résistance plastique de la section transversale.

C. Vérification de la condition de résistance :

La condition à vérifier est :

$$\left(\frac{M_y}{M_{crd_y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{crd_z}} \right)^\beta \leq 1$$

Avec :

$\alpha = 2$, pour les profile en I

$\beta = 5n \geq 1$, $n = N/N_{pl} = 0$. D'où : $\beta = 1$

Alors :

D. Vérification du cisaillement :

Axe	Axes-Y-Y		Axe Z-Z	
Condition	V _y (kN)	V _{pl,y} (kN)	V _z (kN)	V _{pl,z} (kN)
Résultat	0,416	149,69	5,38	119.15
Observation	Pas de risque de cisaillement		Pas de risque de cisaillement	

Tableau 3- 9 Résultats de la vérification au cisaillement

E. Vérification de la flexion :

Combinaison	M _y (kN.m)	M _{crd_y} (kN.m)	M _z (kN.m)	M _{crd_z} (kN.m)	Résultat	obs
1. 35G + 1.5Q	8.4	26.49	0.832	5.57	0.245	C.V
1. 35(G + S' + W ⁺)	10.76	26.49	0.7584	5.57	0.301	C.V

Tableau 3- 10 Vérification à la flexion

F. Vérification du déversement :**• Calcul du moment fléchissant M_f :**

La semelle inférieure du profilé est susceptible de se déverser sous les actions de la combinaison **G-1.5W**, alors le moment fléchissant résultant est de **4.17 kN.m**.

Afin de déterminer le moment de résistance au déversement de la panne, le coefficient de réduction pour le déversement est déterminé à partir du moment critique de déversement élastique.

• Calcul du moment critique du déversement :

Dans ce cas, le moment critique élastique pour le déversement est déterminé par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_\omega}{I_z} + \frac{(KL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 Z_g) \right\} \dots (\text{CCM97 § B.1.3})$$

Avec :

C_1 ; C_2 : facteurs dépendant des conditions de charge et de conditions d'appuis. Donnés par le **Tab B.1.2 CCM97** ($C_1=1.132$; $C_2 = 0.459$ pour le cas d'appuis simple et de charge linéaire)

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

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

Tel que :

Z_s : coordonnée du centre de cisaillement, $Z_s=0$ section doublement symétrique.

Z_a : coordonnée du point d'application de la charge.

Dans cet exemple, Le point d'application de charge est supposé sur les semelles du profilé, d'où :

$$Z_g = Z_a = h/2.$$

Alors le moment critique est obtenu comme :

Paramètres de calcul											
Z_a	Z_g	C_1	C_2	C_3	$L(\text{mm})$	E	ν	G	$I_z(\text{mm}^4)$	$I_w(\text{mm}^6)$	$I_t(\text{mm}^4)$
80	80	1,132	0,459	0,525	8000	210000	0,3	80769.2	6.8E+05	3.96E+09	3.54E+04
M _{cr} (kN.m)											
8.28											

Tableau 3- 11 Paramètres de vérification d'instabilité (déversement).

• Calcul de l'élancement réduit ($\bar{\lambda}_{LT}$) :

L'élancement réduit s'obtient à partir de la formule suivante :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ply} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{124000 \times 235 \times 10^{-6}}{8.28}} = 1.88 > 0.4 \text{ Il y a lieu tenir compte du déversement}$$

• **Calcul de coefficient de réduction χ_{LT} :**

Dans le cas d'un profilé laminé, le coefficient de réduction pour le déversement se calcule de la façon suivante :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + [\Phi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2]^{\frac{1}{2}}}$$

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

α_{LT} est le facteur d'imperfection pour le déversement. Lorsque l'on applique la méthode pour les profilés laminés, la courbe de déversement doit être sélectionnée à partir du Tableau 6.5 (NF EN 1993-1-1 :2005(Annexe 05)

Pour $h/b = 160 / 82 = 1,95 \leq 2 \rightarrow$ Courbe **b** ($\alpha_{LT} = \mathbf{0,34}$).

Remarque : L'Annexe Nationale peut donner les valeurs de $\bar{\lambda}_{LT,0}$ et de β . Les valeurs recommandées sont respectivement 0,4 et 0,75.

On obtient : $\Phi_{LT} = 0,5[1 + 0,34(1,88 - 0,4) + 0,75 \times 1,88^2] = \mathbf{2,07}$.

$$\text{Et : } \chi_{LT} = \frac{1}{2,07 + [(2,07)^2 + (1,88)^2]^{\frac{1}{2}}} = \mathbf{0,20}$$

Calcul du moment de résistance au déversement M_{dev} :

$$M_{dev} = \chi_{LT} \beta_w W_{pl,y} f_y / \gamma_{M_1} = 0,20 \times 1 \times 124000 \times 235 \times 10^{-6} / 1,1 = \mathbf{5,43 kN.m}$$

Alors : $M_f = 4,17 < M_{dev} = 5,43 \text{ kN.m} \rightarrow$ **La condition du déversement est vérifiée.**

Conclusion : Les pannes sont des **IPE160**.

3.1.7 Calcul de l'échantignole :

L'échantignole est un dispositif de fixation qui permet de fixer les pannes sur les traverses, son rôle principal est de résister au moment de renversement du au chargement (vent de soulèvement)

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante : $2 \left(\frac{b}{2} \right) \leq t \leq 3 \left(\frac{b}{2} \right)$

Les pannes sont des IPE160 avec : $b = 82 \text{ mm}$, $h = 160 \text{ mm}$

Alors : $82 \text{ mm} \leq t \leq 123 \text{ mm}$, soit $t = 90 \text{ mm}$.

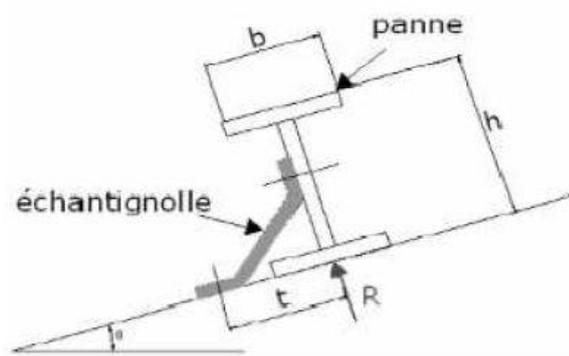


Figure 3- 4 Echantignolle

D'après les résultats obtenus dans le tableau des combinaisons de charges à l'ELU, les charges revenant à la panne sont :

$$q_z^u = 1.345 \text{ kN/m} \text{ et } q_y^u = 0.1048 \text{ kN/m}$$

Alors, les efforts repris par l'échantignolle sont :

$$R_z = \frac{q_z^u \times L}{2} = 5.38 \text{ kN}$$

$$R_y = \frac{q_y^u \times L}{2} = 0.4192 \text{ kN}$$

La condition à vérifier est :

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma M_0}$$

Avec :

$$M_{Sd} = R_z \times t + R_y \times \frac{h}{2} = 0.5177 \text{ kN.m}$$

$$\text{Alors : } W_{ely} \geq 2,423 \text{ cm}^3$$

On a :

$$W_{ely} = \frac{I}{y} = \frac{b e^2}{6}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma M_0}$$

On remplaçant W_{ely} dans la formule de M_{Rd} , on aura :

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \gamma M_0 M_{Sd}}{b f_y}} \rightarrow e = 9 \text{ mm}$$

Soit : **e=10mm.**

3.1.8 Etude des lisses en laminé à chaud :

Les lisses ou filières sont des éléments de structure servant comme appui au bardage [11], et destinés à reprendre les efforts dus au vent agissant sur la façade, leurs poids propres et le poids

du bardage. Elles sont donc soumises à la flexion biaxiale et calculées pareillement aux pannes.[12]

Les calculs sont réalisés avec la méthodologie de l'étude des pannes.

3.1.9 Dimensionnement du bardage :

Le type de bardage utilisé est de type panneau sandwichs choisis en fonction de la pression maximale qui agit sur les parois, d'une épaisseur **35mm** et d'un poids propre de **9.95 daN/m²**.

3.1.10 Evaluation des charges :

3.1.10.1 Charge permanente G :

Poids propre du panneau (kg/m ²)	Poids des accessoires (kg/m ²)	Poids propre de la lisse(kg/ml)	e(m)	G(kg/ml)
9.95	5	G'	1,35	20.183+G'

Tableau 3- 12 Evaluation des charges permanentes (lisse)

- Nombre de lisses : 6

3.1.10.2 Surcharge du vent :

La pression reprise pour le calcul est la maximale des pressions sur les parois trouvées dans la partie étude climatique (voir **tableau 2.18**) qui est de : **W=58.745 daN/m²**

D'où : la charge due au vent est égale **W' = 58.745 × 1.35 = 79.306daN/m**

3.1.11 Pré dimensionnement des lisses :

Comme nous l'avons vu déjà auparavant pour le dimensionnement des pannes, le prédimensionnement sera effectué selon le critère de flèche dont nous aurons : **I_y ≥ 503.53cm³**.

Alors le profilé choisit est un **IPE160** avec :

G' (kg/m)	h(mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	A (cm ²)
15.8	160	82	5	7.4	20.09
I _y (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	A _{vz} (cm ²)	I _z (cm ⁴)	W _{plz} (cm ³)	A _{vy} (cm ²)
869.3	123.9	9.86	68.31	26.1	12.136

Tableau 3- 13 Caractéristiques du profilé IPE160(lisse)

D'où la charge permanente réelle est de : **G=20.183+G' = 35.98daN/m**

3.1.12 Vérification de la lisse :

3.1.12.1 Calcul de la flèche :

$f_z = 23.16\text{mm} < f_{\text{adm}} = 40 \text{ mm}$ **Condition vérifiée.**

$f_y = 133.17\text{mm} > f_{\text{adm}} = 40 \text{ mm}$ **Condition non vérifiée.**

Remarque :

Les liernes sont nécessaires dans le sens y-y (le critère de flèche n'est pas vérifié).

Après avoir opter un lierne à mi-travée, il y a lieu de vérifier la flèche dans ce cas :

$$f_y = 3.42\text{mm} < f_{adm} = 20\text{mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

3.1.12.2 Vérification à l'ELU :

Dans cette partie, les étapes suivies sont les mêmes que le calcul des pannes, pour cela uniquement les résultats sont résumés sur les tableaux ci-dessous :

A. Calcul des sollicitations :

1,35G	Axes-z-z		
	q _y (kN/m)	V _y (kN)	M _z (kN.m)
	0.486	0.971	0.971
1,5W ⁺	Axes y-y		
	q _z (kN/m)	V _z (kN)	M _y (kN.m)
	1.19	1.19	9.52

Tableau 3- 14 Evaluation des sollicitations à l'ELU

Remarque : la présence des liernes à mi travée est tenue en compte de le sens y-y

B. Vérification de la résistance et de l'instabilité :

Résistance	$\left(\frac{M_y}{M_{crd_y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{crd_z}}\right)^\beta$	M _{pl,y}	M _{pl,z}	Résultat	Observation
		26.47	5.57	0.303	C. Vérifiée
	$V_{y,z} \leq V_{ply,z}$	V _y	V _{pl,y}	Résultat	Observation
		0.971	149.69	6.25E-03	C. Vérifiée
		V _z	V _{pl,z}	Résultat	Observation
		1.19	119.15	9.98E-03	C. Vérifiée
	$V_{y,z} \leq 0,5V_{ply,z}$	V _y	0.5V _{pl,y}	Résultat	Observation
		0.971	74.84	0.012	C. Vérifiée
V _z		0.5 V _{pl,z}	Résultat	Observation	
1.19		59.57	0.019	C. Vérifiée	
Instabilité	$M_f < M_{dév}$	M _f	M _{dév}	Résultat	Observation
		7.66	7.96	0.96	C. Vérifiée

Tableau 3- 15 Résultats de la vérification de la résistance et d'instabilité (Lisse)

Remarque :

Il est nécessaire de vérifier la résistance au déversement sous la charge du vent de dépression puisque la semelle comprimée est désormais non maintenue latéralement. Et la charge prise pour la vérification est de $1.5W_{max}^-$, avec W_{max}^- est la dépression max qui sollicite les parois $W_{max}^- = 47.328 \text{ daN/m}^2$)

3.1.13 Calcul des liernes :

Les liernes sont des tirants qui ont pour rôle de réduire la portée transversale des lisses et de les relier entre elle sous l'effet de la charge préjudiciable q_y .

3.1.13.1 Calcul des efforts revenants aux liernes :

La réaction au niveau de la lierne, $R = 1.25 q_y \frac{L}{2}$

Avec :

$$q_y = 0.486 \text{ kN/m}$$

$$N_t^n = (n - 1)R + T_1$$

$$N_t^{bretelle} = \frac{N_t}{2 \sin \theta} \text{ Tel que : } \theta = \text{tg}^{-1}(1.35/4) = 18.65^\circ$$

R(kN)	T ₁ (kN)	T ₂ (kN)	T ₃ (kN)	T ₄ (kN)	T ₅ (kN)
2.43	1.215	3.645	6.075	8.5	13.29

Tableau 3- 16 Evaluation des efforts dans les liernes

3.1.13.2 Calcul de la section du lierne :

Le tronçon le plus sollicité est le tronçon de la bretelle 5, alors la condition de vérification à la résistance est : $N_{sd} \leq N_{pl, Rd}$.

Avec :

$$A \geq \sqrt{\frac{N_{sd} \gamma_{M0}}{f_y}} \rightarrow A \geq 7.88 \text{ mm}^2 \rightarrow D \geq 3.16 \text{ mm.}$$

Soit : une lierne de $\Phi 6\text{mm}$.

3.1.14 Etude des potelets :

Les potelets sont des montant permettent de rigidifier les façades vis-à-vis les efforts horizontaux, et fonctionnent comme appuis des lisses. Ils sont biarticulés et travaillent à la flexion sous l'action du vent et en compression sous l'effet de leurs poids propres, de bardage et des lisses.[13]

Données :

La surface tributaire revenant au potelet le plus chargé : $S = (6 \times 8,2) = 49,2\text{m}^2$

L'entraxe des potelets : $e = 6\text{m}$

Nombre de lisses : **6**

3.1.15 Evaluation du chargement :**3.1.15.1 Evaluation des charges permanentes G :**

Le bardage (panneau sandwichs) : **9.95kg/m²**.

Les lisses IPE160 : **15.8 kg/m**.

Les accessoires de pose : **5kg/m²**

3.1.15.2 Evaluation des surcharges du vent :

Dépression du vent : **58.745daN/m²**, d'où : $q_z=58.745 \times 6=352.47 \text{ daN/ml}$.

3.1.16 Dimensionnement du potelet :

D'après le critère de flèche, on obtient : $I_y= 2409.979 \text{ cm}^4$, alors on opte pour un **IPE240** avec :

G (kg/m)	h(mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (cm²)
30.7	240	120	6.2	9.8	39.1
I_y (cm⁴)	W_{ply} (cm³)	A_{vz} (cm²)	I_z(cm⁴)	W_{plz} (cm³)	A_{vy} (cm²)
3892	366.6	19.14	283.6	73.92	28.29

Tableau 3- 17 Caractéristiques du profilé IPE240

D'où :

$$G = G_{\text{bardage}} + G_{\text{lisses}} + G_{\text{potelet}} + G_{\text{Accessoires}}$$

$$G = 9.95 \times 49.2 \times 0.01 + 15.8 \times 6 \times 6 \times 0.01 + 0.307 \times 8.2 + 0.05 \times 49.2$$

$$G = 15.56 \text{ kN}$$

3.1.17 Vérification à l'ELU :

Cette partie consiste à faire les vérifications nécessaires à l'ELU, après avoir déterminé les sollicitations, suivant la même procédure que les pannes et lisses, sauf la vérification au flambement (instabilité) qui sera détaillée.

- **Détermination des sollicitations :**

$$M_{sd} = \frac{q_z L^2}{8} = \frac{(1.5 \times 3.5247)(8.2)^2}{8} = 44.437 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = \frac{q_z L}{2} = \frac{(1.5 \times 3.5247)8.2}{2} = 21.67 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1.35G = 1.35 \times 15.56 = 21.00 \text{ kN}$$

- Vérification de la résistance et de l'instabilité :

Résistance	Cisaillement : $\frac{V_{sd}}{V_{pl,z}} \leq 1$	V_{sd} (kN)	V_{pl, z} (kN)	Ratio	Remarque
		21.67	236.07	0.091	OK
	Flexion : $\frac{M_{sd}}{M_{Rd}} \leq 1$	M_{sd} (kN.m)	M_{Rd} (kN.m)	Ratio	Remarque
		44.437	78.31	0.567	OK
	Effort axial : $\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \leq 1$	N_{sd} (kN)	N_{pl, Rd} (kN)	Ratio	Remarque
		21	835.31	0.025	OK
	Interaction M-N : $\frac{N_{sd}}{\min(0.5N_{pl,w}; 0.25N_{pl,Rd})} \leq 1$	N_{sd} (kN)	N_{min} (kN)	Ratio	Remarque
		21	166.42	0.126	OK
Instabilité	Déversement : $\frac{M_f}{M_{dév} = \chi_{LT} \beta_w w_y f_y / \gamma_{M_1}} \leq 1$	M_f (kN.m)	M_{dév} (kN.m)	Ratio	Remarque
		27.41	32.57	0.84	OK

Tableau 3- 18 Résultats de la vérification de résistance et instabilité (potelet)

Remarque :

La valeur de la charge reprise pour le calcul du moment fléchissant pour la vérification du déversement est la dépression maximale agissante sur les parois qui est de : **-29.927daN/m²**.

- Pour ce cas, la formule du moment critique M_{cr} devient :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_\omega}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} \right]^{\frac{1}{2}} \right\} \quad (\text{CCM 97 Eq.B.5}).$$

- Vérification au flambement :

Il convient de vérifier pour la stabilité de la barre uniquement son flambement sous l'effort normal N puisqu'il n'y a pas d'interaction du moment fléchissant et de l'effort normal.

La formule de la vérification est donnée par **EN 1993 1- 1 §6.3.1.1** est :

$$\frac{N_{sd}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

Avec :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M_1}} \leq 1 \quad \text{Pour les sections de classe 1.2 et 3}$$

où :

χ est le coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié, ses valeurs sont données à partir des courbes de flambement concernées en appliquant :

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi - \bar{\lambda}^2}}$$

Où :

$$\Phi = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i \lambda_1}$$

L_{cr} : est la longueur de flambement dans le plan de flambement considéré.

i : est le rayon de giration par rapport à l'axe approprié, déterminé en utilisant les propriétés de section transversale.

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\varepsilon$$

Alors :

$\bar{\lambda}$	α	Φ	χ	A(cm ²)	f_y (MPa)
0.875	0.21	0.953	0.721	39.1	235

Tableau 3- 19 Détermination des paramètres du flambement

Remarque :

Comme $\bar{\lambda} > 0.2$, alors il faut tenir compte du flambement.

D'où :

$$\frac{N_{sd}}{N_{b,Rd}} = \frac{20}{602.26} = \mathbf{0.03} < \mathbf{1} \text{ Condition vérifiée}$$

Conclusion : les potelets sont des **IPE240**.

3.2 Etude des contreventements :

Les contreventements sont des systèmes qui ont pour objet d'assurer la résistance et l'instabilité vis-à-vis l'action des forces latérales : vent, effet de séisme...etc.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et en façade « palées de stabilité ».

Le calcul est détaillé ci-dessous :

3.2.1 Calcul de la poutre au vent :

3.2.1.1 Evaluation des forces appliquées à chaque nœud :

La force appliquée au niveau de chaque nœud est donnée par la formule suivante :

$$F_i = W(z) \times S_i$$

Avec : $W(z)$: est la pression maximale du vent sur les pignons ($W_{\max} = 58.75 \text{ daN/m}^2$)

S_i : Surface afférente de chaque force donnée par : $S_i = e_i \times \frac{h_i}{2}$

Tel que : e_i représente l'entraxe des protiques et h_i la hauteur de chaque potelet.

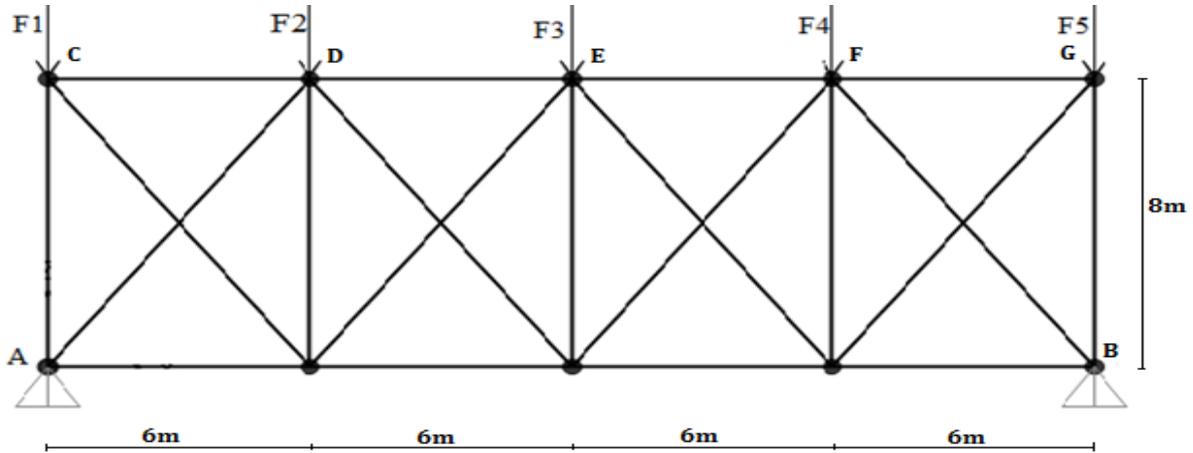


Figure 3- 5 Schéma statique de la poutre au vent

Les valeurs des Forces appliquées sur chaque nœud sont incarnées sur le tableau ci-après :

Forces	h_i (m)	e_i (m)	S_i (m^2)	$W_{(z)}$ (kN/m^2)	F_i (kN)
F_1	7	3	10,5	0,5874	6,17
F_2	7,6	6	22,8		13,39
F_3	8,2	6	24,6		14,45
$F_4 = F_2$	7,6	6	22,8		13,39
$F_5 = F_1$	7	3	10,5		6,17

Tableau 3- 20 Résultats des forces appliquées sur la poutre au vent

3.2.1.2 Evaluation des efforts dans les barres :

Pour déterminer les efforts dans les barres, on peut utiliser l'une des méthodes de la résistance des matériaux, méthode des sections, dont l'avantage est de déterminer l'effort dans une barre quelconque.

Pour cela, On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort.

- **Calcul des réactions d'appuis :**

Les valeurs de calcul de réactions sont données par la formule ci-dessous :

$$R_A = R_B = \sum F_i / 2 = 26,79 \text{ kN.}$$

- **Calcul des efforts**

Dans ce cas la diagonale la plus sollicitée en traction est celle proche à l'appui. Par la méthode des section, l'effort de traction de cette barre est :

$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_A + F_1 + F_d \cdot \sin \alpha = 0$$

$$\text{Avec : } \alpha = \tan^{-1}(8/6) = 53.13^\circ$$

$$\text{D'où : } F_d = (R_A - F_1) / \sin 53.13 = 25.77 \text{ kN.}$$

Alors : L'effort de traction dans les diagonales a l'ELU (N_{sd}) égal à $1,5F_{sd}$, alors $N_{sd} = 38.66 \text{ kN}$

3.2.1.3 Calcul de la section brute des diagonales :

À partir de l'effort de calcul de l'élément N_{sd} , l'aire de la section brute A de l'élément doit permettre de vérifier la relation suivante :

$$N_{sd} \leq N_{plRd} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = 1,81 \text{ cm}^2$$

On adopte une cornière **L45x45x3** de section $2,66 \text{ cm}^2$.

3.2.2 Vérification de la panne sablière :

Il convient de vérifier que cette dernière qui est soumise à une combinaison de flexion sous l'action de charge verticale (poids propre), et de compression sous l'effort N.

$$\text{Tels que : } N_{sd} = 1.5(R_A - F_1)$$

Les pannes sablières sont en **HEA 120** dont les caractéristiques sont incarnées dans le tableau ci-après :

G(Kg/m)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	W _{pl,y} (cm ³)
19.9	114	120	5	8	25.34	606.2	119.5
i _y (cm)	A _{v,z} (cm ²)	I _z (cm ⁴)	W _{pl,z} (cm ³)	i _z (cm)	A _{v,y} (cm ²)	I _t (cm ⁴)	I _w (cm ⁶)
4.89	8.46	230.9	58.85	3.02	19.2	5.99	6.47

Tableau 3- 21 caractéristique du profilé HEA 120

3.2.2.1 Vérification à la flexion :

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale à mi-portée doit satisfaire la condition

$$\text{suivante : } M_{sd} \leq M_{plRd} = \frac{W_{pl,Rd} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 25.53 \text{ kN.m}$$

$$\text{Avec : } M_{sd} = 1.35 \frac{GL^2}{8} = 2.15 \text{ kN.m.}$$

$$\text{D'où : } M_{sd} = 2.15 \text{ kN.m} < M_{plRd} = 25.53 \text{ kN.m}$$

Alors : La résistance de la section transversale de la poutre sablière est vérifiée.

3.2.2.2 Vérification de l'effort tranchant :

Le risque de cisaillement doit être vérifié avec l'expression (6.17) de l'EN NF 1993-1-1 :

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_{v,z} \times f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}} = 104.35 \text{ kN}$$

$$\text{Avec : } V_{Ed} = 1.35 \frac{GL}{2} = 1.075 \text{ kN}$$

$$\text{Alors : } V_{Ed} = \mathbf{1.075 \text{ kN}} < V_{pl,Rd} = \mathbf{104.35 \text{ kN}}$$

Donc la résistance au cisaillement est vérifiée.

Remarque :

Il n'est pas nécessaire de prendre en compte l'interaction entre l'effort tranchant et le moment puisque le moment maximal est obtenu à mi-portée et que l'effort tranchant maximal est obtenu aux appuis.

3.2.2.3 Vérification de la résistance à la compression :

La valeur de calcul de l'effort de compression N_{sd} dans la section transversale doit satisfaire la

$$\text{condition suivante : } N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 541.35 \text{ kN}$$

$$\text{Où : } N_{sd} = 1.5(R_A - F_1) = 30.93 \text{ kN}$$

$$\text{Alors : } N_{sd} = \mathbf{30.93 \text{ kN}} < N_{pl,Rd} = \mathbf{541.35 \text{ kN}} \dots \text{OK}$$

3.2.2.4 Interaction flexion et effort normal :

Lorsqu'il existe un effort normal, il convient de prendre en compte ses effets sur le moment résistant. Cet effort peut être négligé à condition que la formule suivante soit satisfaite :

$$N_{sd} \leq \min(0.25N_{pl,Rd} ; 0.5N_{pl,w})$$

$$\text{Avec : } N_{pl,w} = \frac{A - 2(b \times t_f) \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 131.38 \text{ kN.}$$

$$\text{D'où : } N_{sd} = \mathbf{30.93 \text{ kN}} < \min(135.33 \text{ kN} ; 65.69 \text{ kN}) = \mathbf{65.69 \text{ kN}}$$

Alors, l'incidence de l'effort normal sur le moment fléchissant peut-être négligé.

3.2.2.5 Vérification aux instabilités :

A. Vérification au déversement :

L(mm)	$\bar{\lambda}_{LT}$	ϕ_{LT}	X_{LT}	$M_{bz,Rd}$ (kN)
8000	1.19	1.17	0.58	14.91

Tableau 3- 22 Paramètres du déversement

B. Flambement dans le plan :

Le flambement dans le plan, dû à l'interaction de l'effort normal et du moment fléchissant, est vérifié lorsque l'expression (6.61 EN1993-1-1) suivante est satisfaite :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_y N_{ply,rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{ply}} \leq 1$$

Le facteur d'interaction k_{yy} est calculé comme suit : (Voir Tab B.1 EN 1993-1-1) :

$$k_{yy} = \min \left[C_{my} \left(1 + (0.6\bar{\lambda}_y - 0.2) \frac{N_{sd}}{\chi_y N_{ply,rd}} \right); C_{my} \left(1 + 0.8 \frac{N_{sd}}{\chi_y N_{ply,rd}} \right) \right]$$

L(mm)	$\bar{\lambda}_y$	α_y	ϕ_y	X_y	$N_{ply,Rd} (kN)$
8000	1.74	0.34	2.27	0.26	541.35

Tableau 3- 23 Paramètres du flambement suivant yy

L'expression de C_{my} dépend des valeurs de α_h et ψ (Voir Tab B.3 EN 1993-1-1) :

$$\alpha_h = M_s/M_h = 0$$

Donc C_{my} a pour valeur : $C_{my} = 0.95 + 0.05\alpha_h = 0.95$

$$k_{yy} = \min \left[0.95 \left(1 + (0.6(1.74) - 0.2) \frac{30.93}{0.26 \times 541.35} \right); 0.95 \left(1 + 0.8 \frac{30.93}{0.26 \times 541.35} \right) \right]$$

$$k_{yy} = \min (1.185 ; 1.75) = \mathbf{1.185}$$

D'où :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_y N_{ply,rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{ply}} = \frac{30.93}{0.26 \times 541.35} + 1.18 \times \frac{2.15}{0.58 \times 25.53} = \mathbf{0.39} < 1$$

C. Flambement hors plan :

Le flambement hors-plan, dû à l'interaction d'un effort normal et d'un moment fléchissant, est vérifié si l'expression suivante est satisfaite :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{plz,rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{ply}} \leq 1$$

Le facteur d'interaction k_{zy} est calculé comme suit (Voir Tab B.1 EN 1993-1-1) :

$$k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0.1\bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \frac{N_{sd}}{\chi_z N_{plz,rd}} \right); \left(1 - \frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25} \frac{N_{sd}}{\chi_z N_{plz,rd}} \right) \right]$$

L(mm)	$\bar{\lambda}_z$	α_z	ϕ_z	X_z	$N_{pl,z,Rd} (kN)$
8000	2.82	0.49	5.124	0.106	541.35

Tableau 3- 24 Paramètres du flambement suivant zz

$$k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0.1 \times 2.82}{(0.95 - 0.25) 0.106 \times 541.35} \frac{30.93}{0.106 \times 541.35} \right); \left(1 - \frac{0.1}{(0.95 - 0.25) 0.106 \times 541.35} \frac{30.93}{0.106 \times 541.35} \right) \right]$$

$$k_{zy} = \max (0.797 ; 0.923) = \mathbf{0.923}$$

En conséquence :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{plz,rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{ply}} = \frac{30.93}{0.106 \times 541.35} + 0.923 \frac{2.15}{0.58 \times 25.53} = \mathbf{0.673} < 1$$

Remarque :

Avant d'arriver au choix du profilé de la panne sablière, nous avons fait un tâtonnement commençant des profilés HEA80 jusqu'à arriver au HEA120 qui satisfait toutes les conditions.

Conclusion : le profilé **HEA 120** assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité, donc il est convenable pour assurer le rôle des pannes sablière.

3.2.3 Calcul de la palée de stabilité :

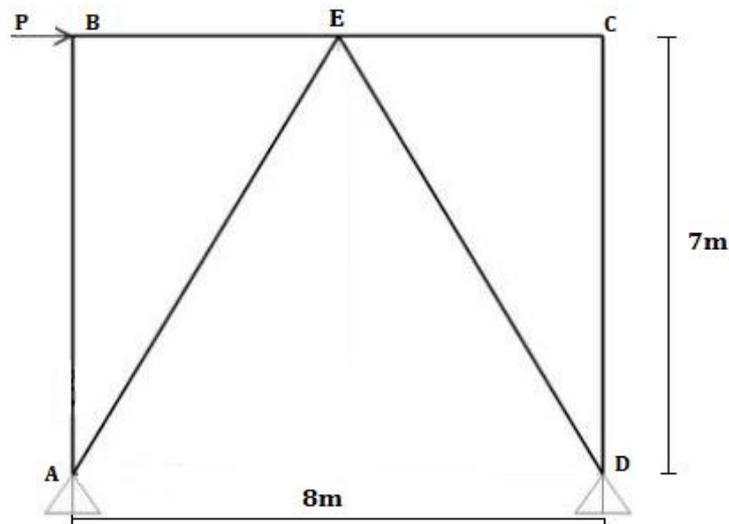


Figure 3- 6 Schéma statique du palée de stabilité

La force agissante sur la palée de stabilité P est obtenus par : $P = R_A + F_{fr}$

Avec : R_A est la réaction d'appuis de la poutre au vent, $R_A = 26.79\text{kN}$.

F_{fr} est la force de frottement revenant à la palée, $F_{fr} = F_{fr/total}/2 = 56.36/2 = 28.18\text{kN}$.

Par conséquent : $P = \mathbf{54.97\text{kN}}$.

3.2.3.1 Evaluation des efforts dans les diagonales :

Evaluation des efforts dans les diagonales se fait par la méthode des sections.

- **Isolant le nœud B :**

$$\sum F_x = 0 \rightarrow F_{BE} = -P = -54.97\text{kN}$$

- **Isolant le nœud E :**

$$\sum F_y = 0 \rightarrow F_{EA} = -F_{ED}$$

$$\sum F_x = 0 \rightarrow 2F_{EA} \cos \alpha = 54.97$$

$$\text{Où : } \alpha = \tan^{-1}\left(\frac{7}{4}\right) = 60.25^\circ$$

En conséquence :

$$\mathbf{F_{EA} = 55.39\text{kN} \text{ Et } F_{ED} = -55.39\text{kN}}$$

L'expression de l'effort de compression N_{sd} Dans la diagonale est déterminé comme suit :

$$N_{ed} = 1.5 F_{EA} = 83.085\text{kN}$$

3.2.3.2 Calcul de la section brute des diagonales :

À partir de l'effort de calcul de l'élément N_{sd} , l'aire de la section brute A de l'élément doit permettre de vérifier la relation suivante :

$$N_{sd} \leq N_{plRd} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \mathbf{3.89\text{cm}^2}$$

On adopte un tube creux de Diamètre extérieur de 133mm (e=5mm) dont la section est de 20.1mm².(produit Arcelor Mittal).

3.2.3.3 Vérification au flambement :

La résistance des diagonales comprimées est vérifiée selon l'EN NF 1993-1-1 en utilisant l'expression suivante :

$$\frac{N_{sd}}{N_{b,rd}} \leq 1$$

La longueur de flambement est égale à : $L_{cr} = 8060\text{mm}$

- **Vérification de la classe de la section :**

Nous avons $\varepsilon = 1$ pour un acier S235.

Section tubulaire : $d/t = 133/5 = 26.6 < 50 \varepsilon$, la section transversale est donc de classe 1

- **Vérification au flambement :**

L'effort normal critique est calculé à partir de l'expression suivante :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} = \frac{3.14^2 \times 210000 \times 412 \times 10^4}{8060^2} = 131.44\text{kN}$$

L'élancement réduit est alors :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{Cr}}} = \frac{20.1 \times 10^2 \times 235}{131.44 \times 10^3} = 1.89$$

Pour les section creuse, la courbe de flambement à considérer est la courbe C $\rightarrow \alpha=0.49$

Le facteur de réduction χ peut être calculé à partir des expressions suivantes :

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5[1 + 0.49(1.89 - 0.2) + 1.89^2] = 2.7$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{2.7 + \sqrt{2.7^2 - 1.89^2}} = 0.216$$

La valeur de calcul de la résistance au flambement est ainsi égale à :

$$N_{b,rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M_1}} = 92.78 kN$$

Le critère de résistance est alors :

$$\frac{N_{sd}}{N_{b,rd}} = 0.89 < 1 \text{ OK}$$

3.3 Etude des éléments principaux (poteau-traverse) :

Les portiques en acier représentent le concept dominant pour les bâtiments industriels à un seul niveau et les bâtiments commerciaux, qui sont très efficaces et économiques sous réserve que les paramètres et les hypothèses de calcul soient bien choisis.

Pour cela, cette partie consistera à l'étude d'un portique le plus vulnérable aux chargements en profilés laminés à chaud selon le règlement EN1993-1-1.

Bien que le calcul manuel soit bien efficace et utile afin d'approfondir les compréhensions, l'utilisation des logiciels adaptés est recommandée pour avoir les confirmations.

3.3.1 Géométrie du portique :

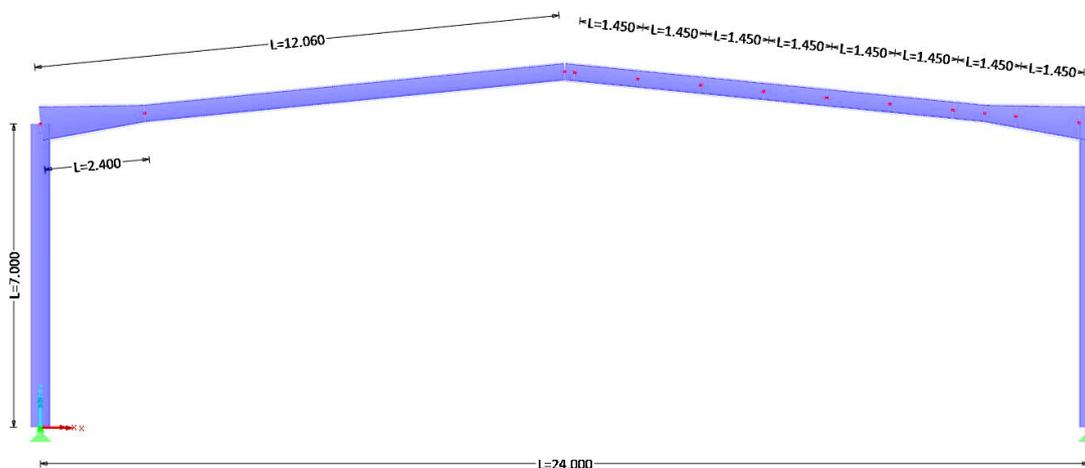


Figure 3- 7 Géométrie du portique

3.3.2 Actions revenantes au portique :

A. Charges permanentes :

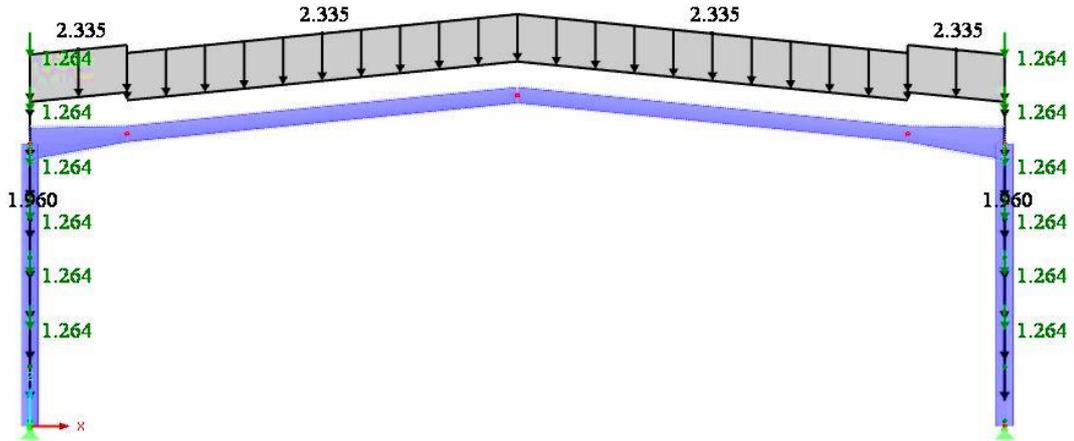


Figure 3- 8 Charges permanentes G

B. Charge de neige :

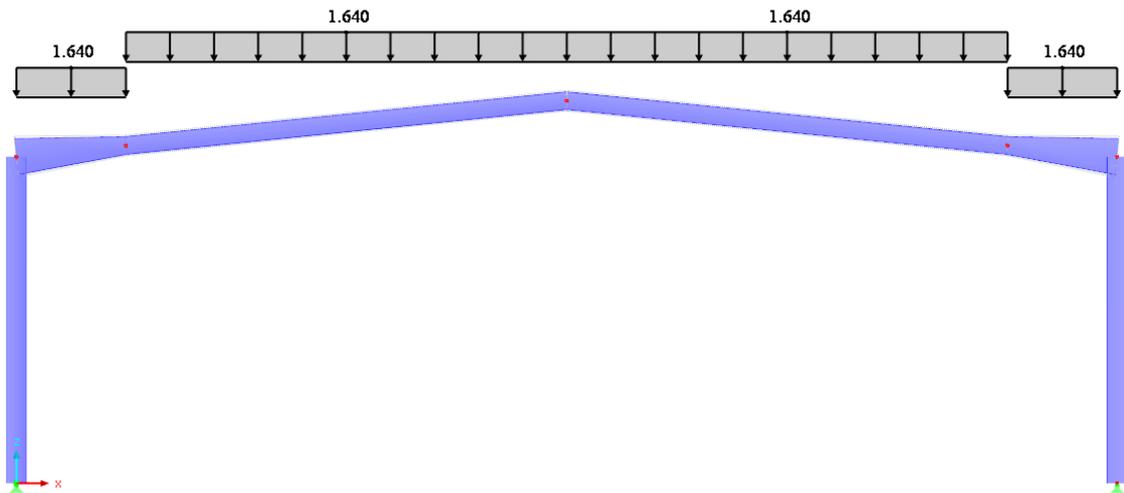


Figure 3- 9 Charges de neige S

C. Charge du vent de dépression :

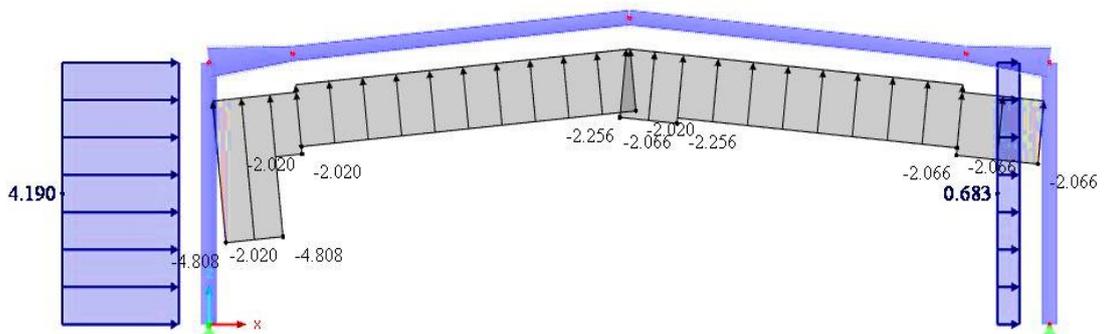


Figure 3- 10 Actions du vent perpendiculaire au long pan W₁

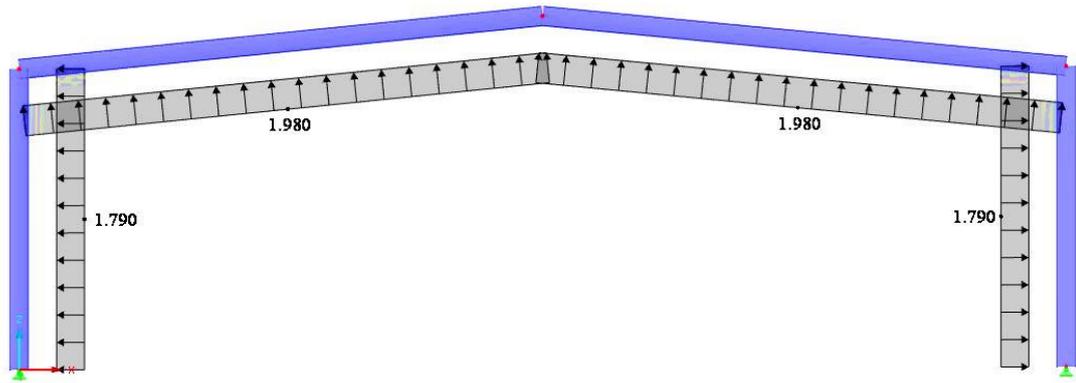


Figure 3- 11 Actions du vent perpendiculaire au pignon axe 9 W₂

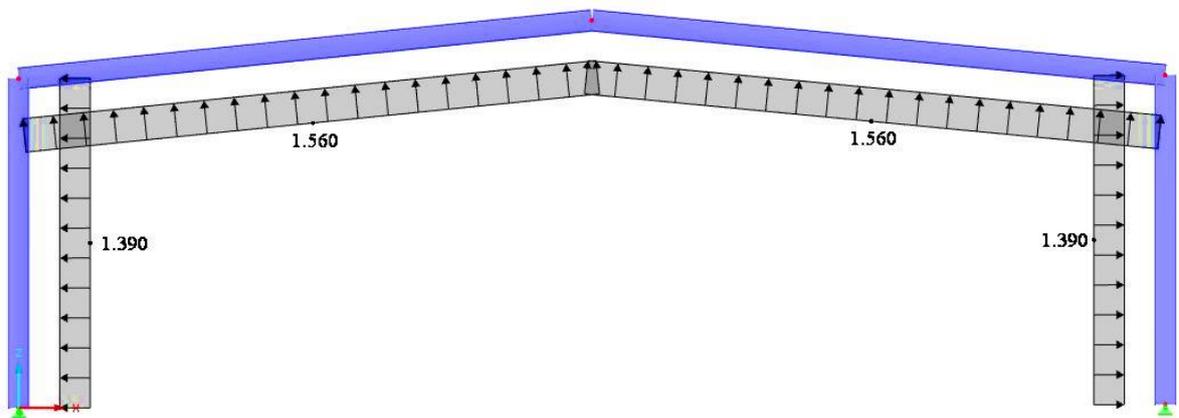


Figure 3- 12 Action du vent perpendiculaire au pignon axe 1 W₃

D. Charge du vent de surpression :

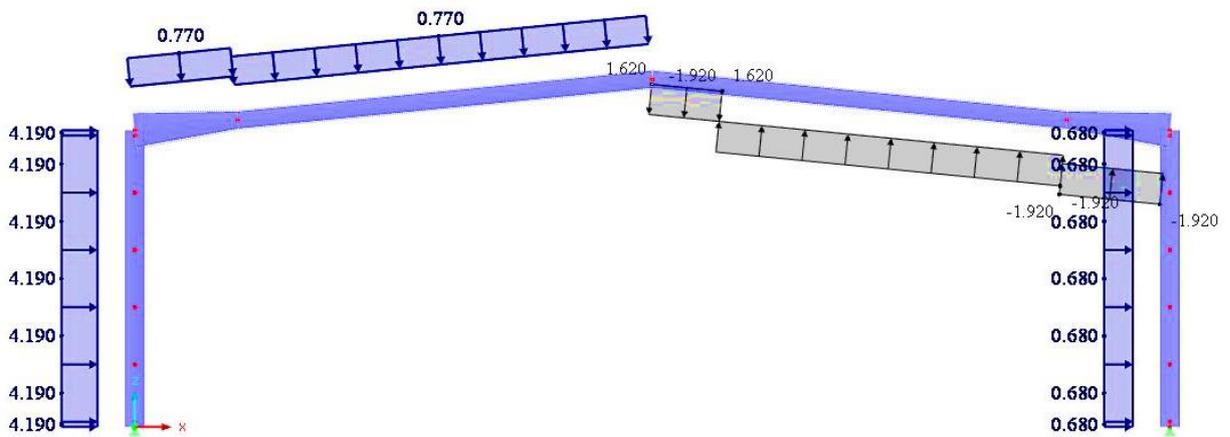


Figure 3- 13 Actions du vent W₁

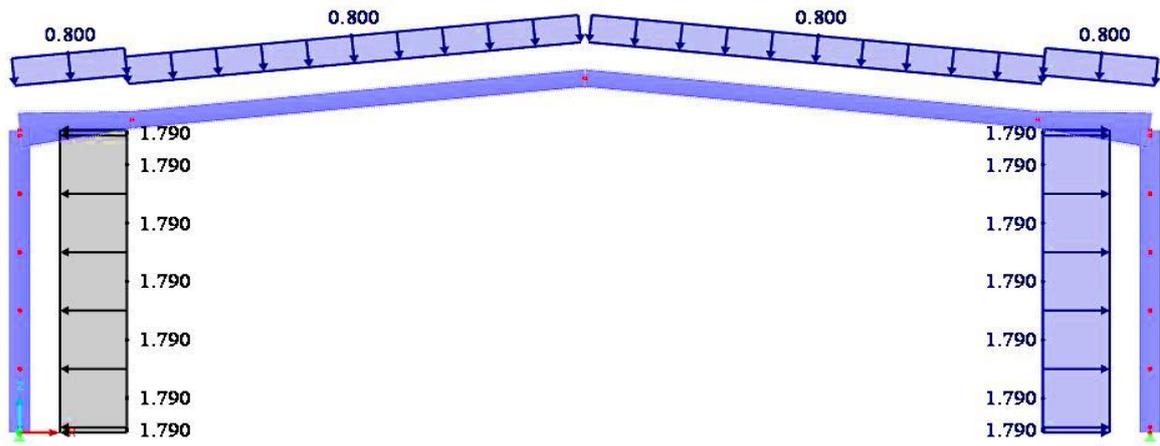


Figure 3- 14 Actions du vent W₂

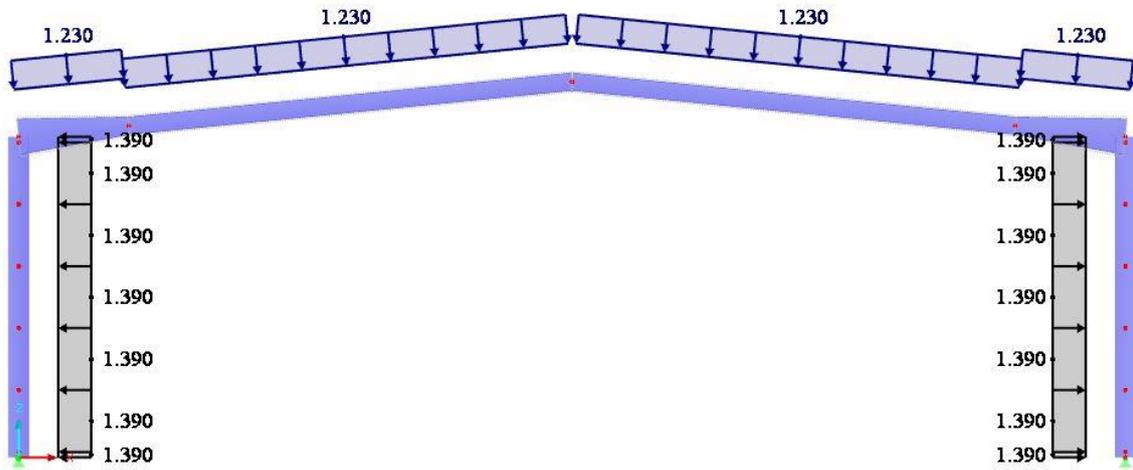


Figure 3- 15 Actions du vent W₃

3.3.3 Résultats d’analyse élastique :

- Etat limite ultime :

Les diagrammes des moments sont en kN.m

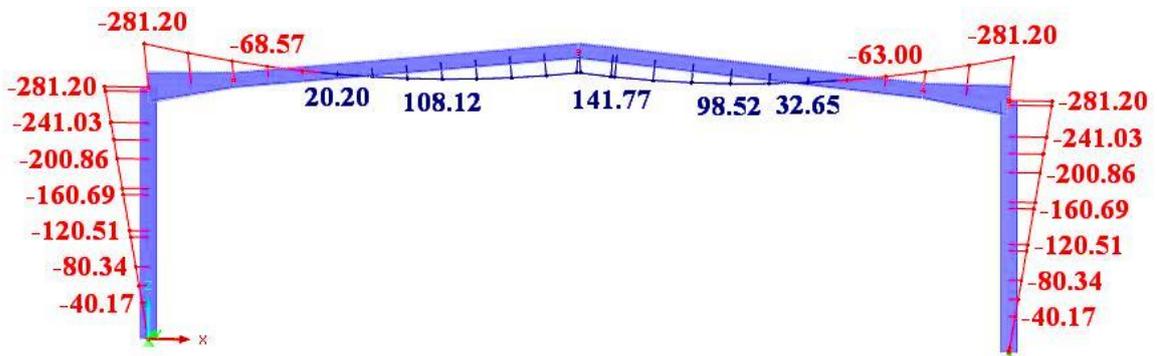


Figure 3- 16 Résultats de la combinaison 1.35G+1.5S

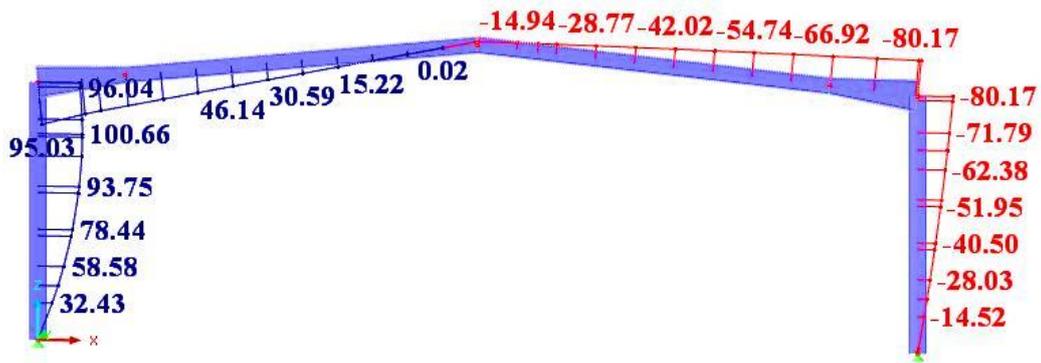


Figure 3- 17 Résultats de la combinaison G-1.5W₁

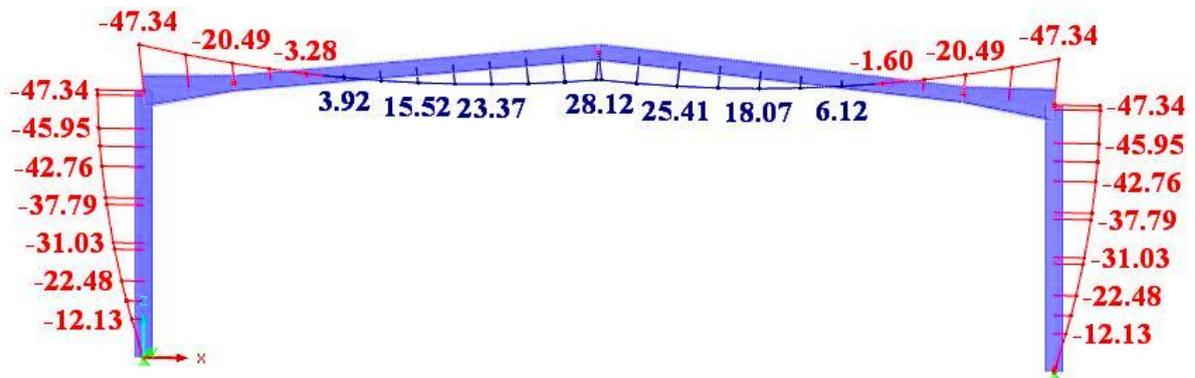


Figure 3- 18 Résultats de la combinaison G-1.5W₂

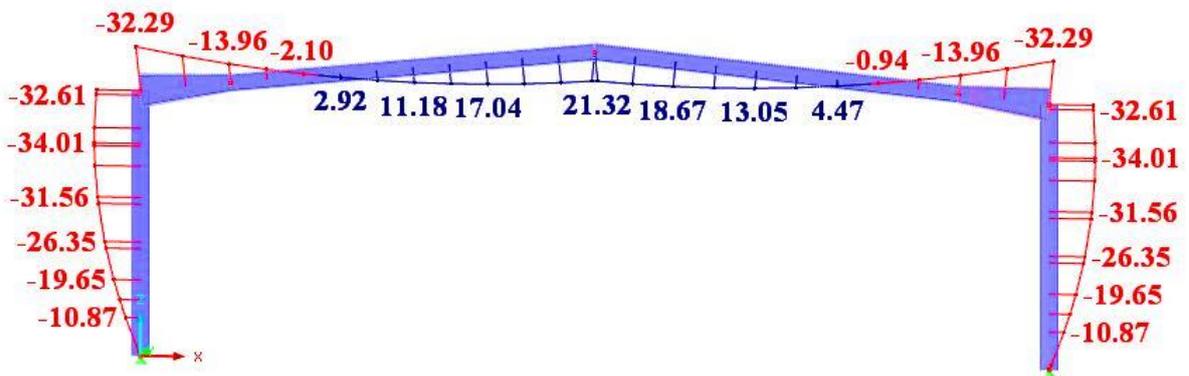


Figure 3- 19 Résultats de la combinaison G-1.5W₃

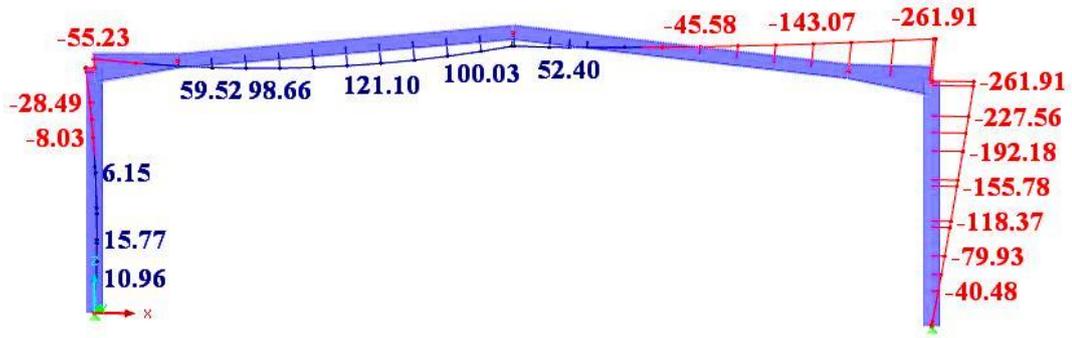


Figure 3- 20 Résultats de la combinaison 1.35G+1.5W₁⁺

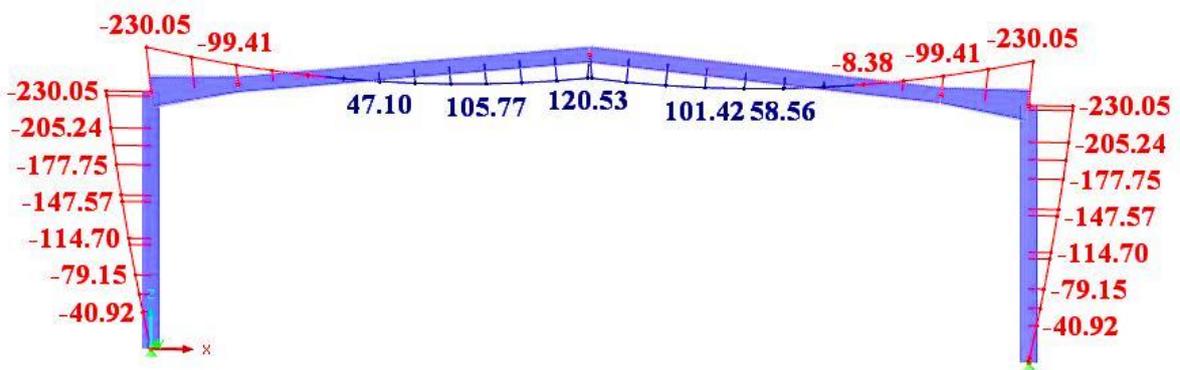


Figure 3- 21 Résultats de la combinaison 1.35G+1.5W₂⁺

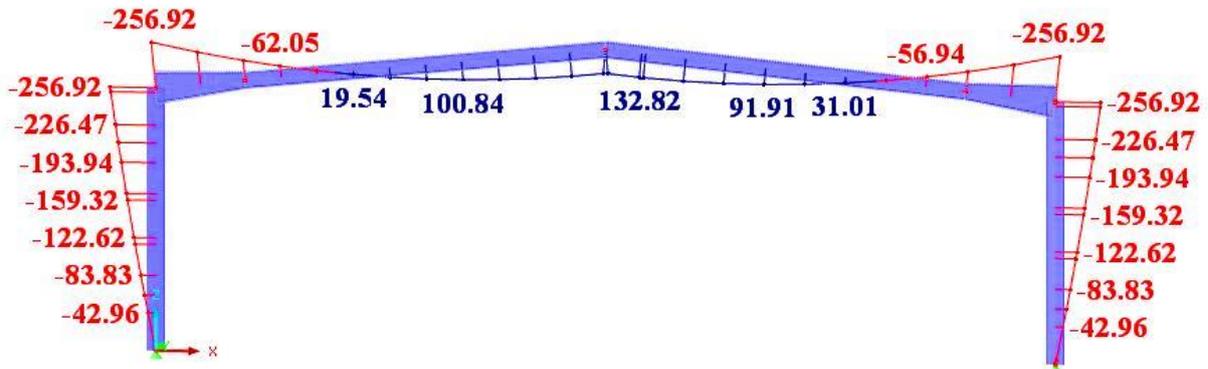


Figure 3- 22 Résultats de la combinaison 1.35G+1.5W₃⁺

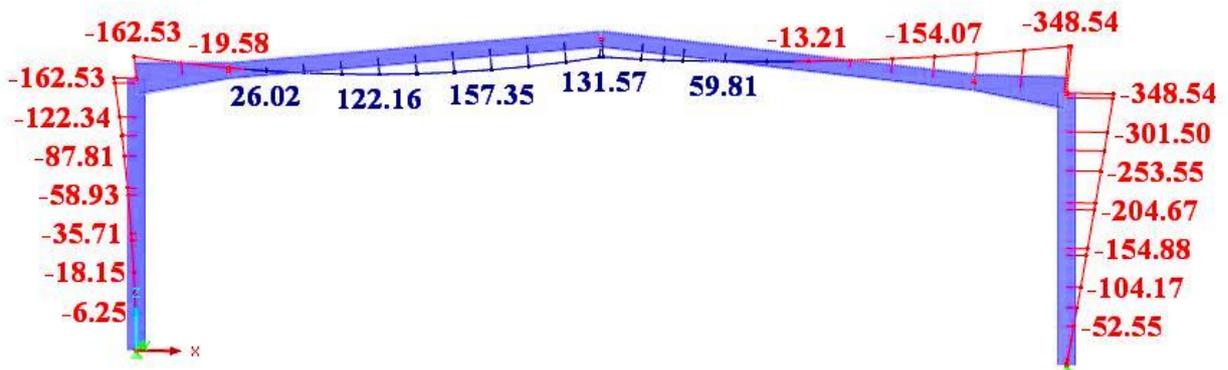


Figure 3- 23 Résultats d'analyse de la combinaison 1.35(G+S+W₁⁺)

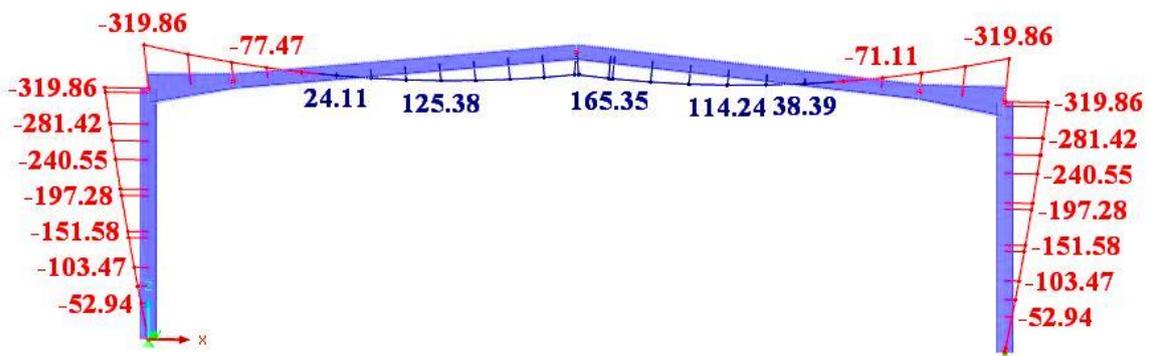


Figure 3- 24 Résultats d'analyse de la combinaison 1.35(G+S+W₂⁺)

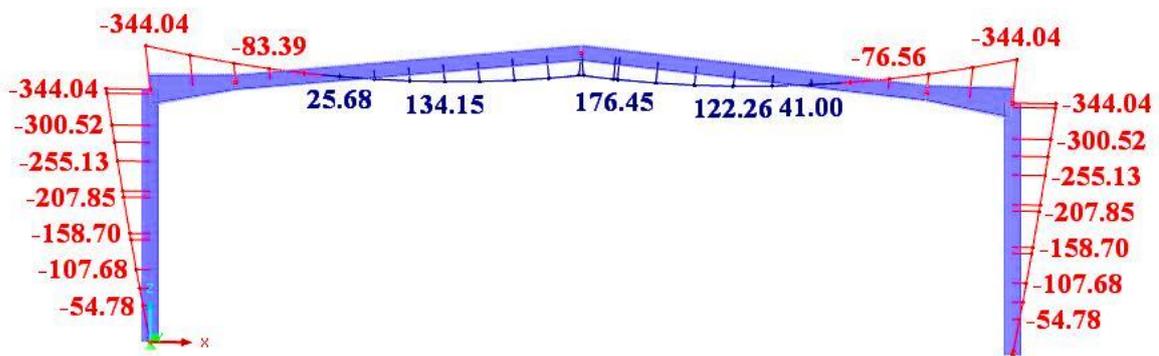


Figure 3- 25 Résultats d'analyse de la combinaison 1.35(G+S+W₃⁺)

3.3.4 Vérification du poteau :

- Classification de la section :

A. Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - (2 \times t_f)}{t_w} = \frac{450 - (2 \times 14.6)}{9.4} = 44.76$$

$$d_N = \frac{N_{Ed}}{t_w f_y} = \frac{133.54 \times 1000}{9.4 \times 235} = 60.45$$

$$\alpha_w = \frac{d + d_N}{2d} = \frac{420.8 + 60.45}{2(420.8)} = 0.57$$

$$\text{Limite de classe 1 : } \frac{396 \varepsilon}{13\alpha_w - 1} = 61.77 > 12.6 \rightarrow \text{l'âme est de classe 1}$$

B. Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w)/2}{t_f} = \frac{(190 - 9.4)/2}{14.6} = 6.18 < 9 \varepsilon \rightarrow \text{la semelle est de classe 1}$$

Profilé IPE 450- S235 ($\varepsilon=1$), de classe 1, alors la vérification de la barre reposera sur la résistance plastique de la section transversale.

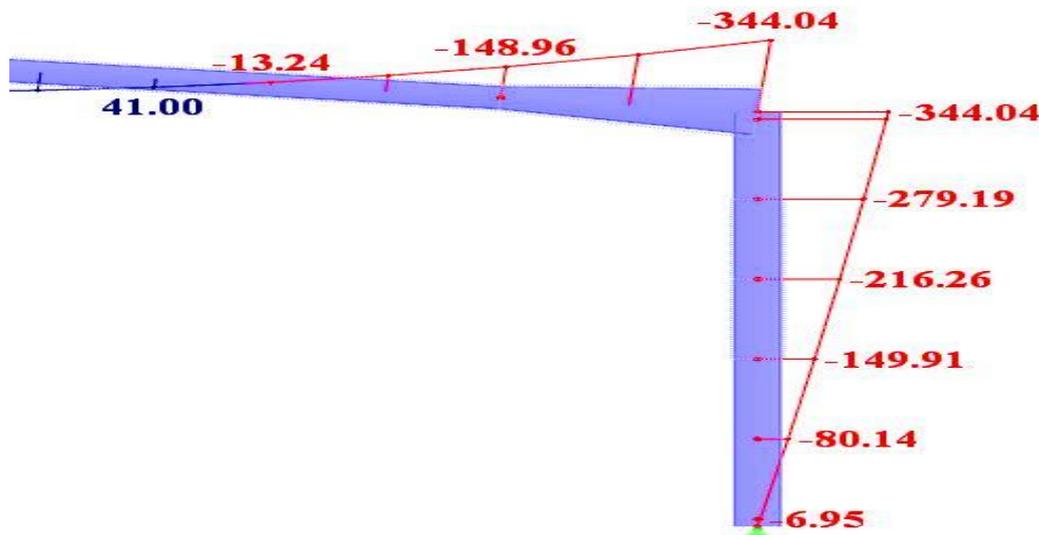


Figure 3- 26 Diagramme des moments fléchissants

On procède les vérifications de la barre pour

$$M_{ed} = 344.04 \text{ kN. m. (Au sommet du poteau).}$$

$$N_{ed} = 133.54 \text{ kN. (Supposé constant le long du poteau)}$$

$$V_{ed} = 55.72 \text{ kN.}$$

3.3.4.1 Résistance de la section transversale :

A. Vérification de l'effort tranchant :

La valeur de calcul de l'effort tranchant V_{ed} dans la section transversale doit satisfaire la condition ci-après : $V_z \leq V_{ply,z}$

$$V_{ply,z} = \frac{A_{vz} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} = \frac{50.84 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1.1} = 627.13 \text{ kN}$$

Par conséquent :

$$\frac{V_z}{V_{ply,z}} = \frac{55.72}{627.13} = \mathbf{0.08} < \mathbf{1}$$

B. Vérification de l'interaction flexion et cisaillement :

$V_{Ed} = 55.72 \text{ kN} \leq 0.5V_{pl,Rd} = 313.565 \text{ kN} \rightarrow$ L'effet de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligé.

C. Vérification de la résistance à la compression :

Il convient de vérifier la résistance de la section transversale à la compression de la façon suivante :

$$N_{ed} \leq N_{c,Rd}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{m0}} = 2111.15 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{133.54}{2111.15} = \mathbf{0.06} < \mathbf{1}$$

D. Vérification de l'interaction N-M :

$$\frac{N_{sd}}{\min(0.5N_{pl,w}; 0.25N_{pl,Rd})} \leq 1$$

$$\frac{105.1}{\min(543,06; 527,78)} = \mathbf{0.25} \leq \mathbf{1}$$

E. Vérification de la résistance du moment fléchissant :

La résistance de la section transversale, à la flexion est déterminée comme suit :

$$\frac{M_{sd}}{M_{Rd}} = \frac{344.04}{363.56} = \mathbf{0.94} \leq \mathbf{1}$$

3.3.4.2 Vérification de la stabilité de la barre :

A. Vérification de flambement hors plan :

Le risque de flambement hors-plan est vérifié avec l'expression (6.62) de l'EN1993 1-1 ci-après :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{ply,rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{ply}} \leq 1$$

Cette dernière doit être vérifiée entre les maintiens situés en différents points. Dans ce cas, les maintiens de la semelle tendue sont assurés par les lisses, espacées de 1.35m.

- **Vérification de la longueur stable entre les maintiens :**

Pour vérifier l'espacement entre ces maintiens, **L'Annexe B-B de l'EN 1993-1-1** fournit une expression pour calculer l'espacement maximum :

$$L_m = \frac{38i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{N_{Ed}}{A} \right) + \frac{1}{756C_1^2} \frac{W_{ply}^2}{A I_t} \left(\frac{fy}{235} \right)^2}}$$

Avec :

C_1 est facteur qui tient compte de la forme du diagramme de moment fléchissant. Pour un diagramme linéaire il dépend du rapport entre les moments fléchissant.

Les rapports de moment fléchissant pour les tronçons médiane et inférieur du poteau sont les suivants :

$$\psi = \frac{6.95}{80.14} = 0.085 \rightarrow C_1 = 1.69$$

$$\psi = \frac{80.14}{149.91} = 0.528 \rightarrow C_1 = 1.335$$

$$\psi = \frac{149.91}{216.26} = 0.693 \rightarrow C_1 = 1.212$$

$$\psi = \frac{216.26}{279.19} = 0.774 \rightarrow C_1 = 1.154$$

$C_1 = 1.16$ Étant le cas le plus défavorable qui sera analysé.

Alors :

$$L_m = \frac{38 \times 41.2}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{133.54 \times 10^3}{98.8 \times 10^2} \right) + \frac{1}{756 \times 1.15^2} \frac{(1702 \times 10^3)^2}{98.8 \times 10^2 \times 66.87 \times 10^4} \left(\frac{235}{235} \right)^2}} = 1994.2$$

L'espacement entre lisses : $1350\text{mm} < L_m = 1994.2\text{mm}$ par conséquent, il est possible de tenir compte des maintiens de la semelle tendue. (Présence des lisses).

Dans un premier temps, le poteau est étudié dans son intégralité. Si les vérifications vis-à-vis du flambement par flexion, du déversement et de leur interaction, sont satisfaites sur toute la longueur du poteau.

B. Vérification du flambement par flexion par rapport à l'axe faible $N_{bz,Rd}$

On a:

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2.36 \text{ et } t_f = 14.6 \text{ mm (courbe } \mathbf{b} \text{)} \rightarrow \alpha_z = 0.34$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\epsilon \text{ et } \bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i_z \lambda_1} = \frac{1350}{41.2 \times 93.9} = 0.349 > 0.2 \rightarrow \text{Tenir compte du flambement}$$

$$\text{Et : } \Phi = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) = 0.586 \rightarrow \chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi - \bar{\lambda}^2}} = 0.945$$

Alors :

$$N_{bz,Rd} = \frac{\chi_z \times A \times f_y}{\gamma_{m_1}} = 1996.516 \text{ kN.}$$

Ce qui donne :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} = \frac{133.54}{1996.516} = \mathbf{0.05} \leq \mathbf{1}$$

C. Vérification du déversement :

La résistance au déversement d'une barre étant donnée par :

$$M_{dév} = \chi_{LT} \beta_w w_y f_y / \gamma_{M_1}$$

Pour la longueur totale du poteau (sans renfort), on a :

$$\psi = \frac{0}{359.38} = 0 \rightarrow C_1 = 1.77$$

D'où :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_\omega}{I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$M_{cr} = 1.77 \times \frac{3.14^2 \times 210000 \times 1676 \times 10^4}{1450^2} \left[\frac{790 \times 10^9}{1676 \times 10^4} + \frac{7000^2 \times 80769.23 \times 66.87 \times 10^4}{3.14^2 \times 210000 \times 1676 \times 10^4} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$M_{cr} = 440.33 \text{ kN.m}$$

$L_{dév} \text{ (mm)}$	$\bar{\lambda}_{Lt}$	α_{Lt}	Φ_{Lt}	χ_{Lt}	$M_{b,Rd} \text{ (kN.m)}$
7000	0.95	0.49	0.98	0.667	242.88

Tableau 3- 25 Paramètres du déversement

Alors le critère de résistance au diversement :

$$\frac{M_f}{M_{b,Rd}} = \frac{344.04}{242.88} = \mathbf{1.42} > \mathbf{1}$$

La vérification de résistance au déversement seul n'étant pas satisfaite, il est inutile de mener celle concernant l'interaction entre l'effort normal et le moment fléchissant.

Puisque le moment fléchissant M_f est nettement supérieur au moment résistant du diversement, plutôt que d'opter pour un profil supérieur de poteau, il est plus économique et plus judicieux de conserver le profil IPE 450 et de le stabiliser en disposant un/des maintien(s) pour assurer le maintien latéral de la semelle comprimé.

Dans ce cas, le maintien doit être positionné au niveau de la lisse puisqu'il est réalisé par l'intermédiaire d'un bracon disposé entre celle-ci et la semelle interne du poteau.

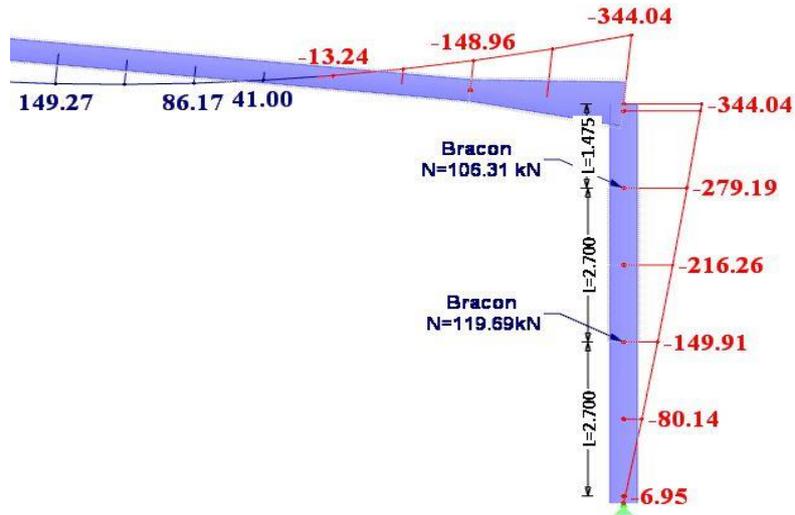


Figure 3- 27 Position des bracons (maintiens latéraux)

3.3.4.3 Vérification des trois tronçons :

Comme précédemment, les vérifications du flambement par flexion et du déversement sont menées séparément avant de procéder à la vérification de leur interaction.

- Résistance au flambement par flexion par rapport à l’axe faible $N_{bz,Rd}$:

Les résultats de la résistance au flambement par flexion par rapport à l’axe faible seront les mêmes que ceux déjà calculés.

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} = \frac{133.54}{1996.516} = 0.06 \leq 1$$

A. Vérification du premier tronçon (1475mm) :

- Résistance au déversement $M_{b,Rd}$:

Comme auparavant, le facteur C_1 doit être calculé pour pouvoir déterminer le moment critique de déversement de la barre.

$$\psi = \frac{279.19}{344.04} = 0.811 \rightarrow C_1 = 1.13 \text{ (Tronçon 1)}$$

Ce qui donne :

$L_{dév}$ (mm)	M_{cr} (kN.m)	$\bar{\lambda}_{Lt}$	χ_{Lt}	$M_{b,Rd} = M_{pl,y,Rd}$
1475	1337.74	0.31 < 0.4	1	363.59

Tableau 3- 26 Paramètres du déversement (1er tronçon)

- Vérification de l’interaction effort normal et moment fléchissant -flambement hors-plan :

Ce Phénomène est dû à l'interaction de l'effort normal et du moment fléchissant, et il est vérifié si cette condition est satisfaite :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,rd}} + k_{zy} \frac{M_{y_{sd}}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

Avec :

$$C_{mLT} = 0.6 + 0.4\psi = 0.92$$

$$k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0.1\bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \frac{N_{sd}}{N_{bz,rd}} \right); \left(1 - \frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25} \frac{N_{sd}}{N_{bz,rd}} \right) \right]$$

$$k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0.1 \times 0.349}{0.92 - 0.25} \frac{105.10}{1996.516} \right); \left(1 - \frac{0.1}{0.92 - 0.25} \frac{105.10}{1996.516} \right) \right]$$

$$k_{zy} = \max(0.997; 0.992) \rightarrow k_{zy} = 0.997$$

Alors :

$$\frac{105.1}{1996.516} + 0.997 \frac{344.04}{363.59} = 1.01 \approx 1$$

B. Vérification du deuxième et troisième tronçon (2700mm) :

Dans ce cas, la vérification se fera pour le cas le plus défavorable des deux tronçons

- **Résistance au déversement $M_{b,Rd}$:**

Le moment de déversement peut être calculé à l'aide du facteur C_1 , tel que :

$$\Psi = \frac{149.91}{279.19} = 0.53 \rightarrow C_1 = 1.33 \text{ (Tronçon 2)}$$

$$\psi = \frac{0}{149.91} = 0 \rightarrow C_1 = 1.77 \text{ (Tronçon 3)}$$

Ce qui donne :

$L_{dév} \text{ (mm)}$	$M_{cr} \text{ (kN.m)}$	$\bar{\lambda}_{Lt}$	α_{Lt}	Φ_{Lt}	χ_{Lt}	$M_{b,Rd} \text{ (kN.m)}$
2700	1538.74	0.51	0.49	0.62	0.938	341.14

Tableau 3- 27 Paramètres du déversement (2ème tronçon)

- **Vérification de l'interaction effort normal et moment fléchissant -flambement hors-plan :**

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,rd}} + k_{zy} \frac{M_{y_{sd}}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

$$k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0.1\bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \frac{N_{sd}}{N_{bz,rd}} \right); \left(1 - \frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25} \frac{N_{sd}}{N_{bz,rd}} \right) \right]$$

Avec :

$$C_{mLT} = 0.6 + 0.4\psi = 0.808$$

$$k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0.1 \times 0.349}{0.812 - 0.25} \frac{133.54}{1996.516} \right); \left(1 - \frac{0.1}{0.812 - 0.25} \frac{133.54}{1996.516} \right) \right]$$

$$k_{zy} = \max(0.996; 0.99) \rightarrow k_{zy} = 0.996$$

Alors :

$$\frac{133.54}{1996.516} + 0.996 \frac{279.19}{341.14} = \mathbf{0.882} < \mathbf{1}$$

- **Flambement dans le plan :**

L'interaction avec le flambement dans le plan est vérifiée en utilisant l'expression (6.61) de l'EN 1993-1-1.

$$\frac{N_{sd}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

- **Vérification du flambement par flexion par rapport à l'axe fort $N_{by,Rd}$:**

D'après le **Tableau 5.5.2 de l'Eurocode 3** (Choix de la courbe de flambement correspondant à une section) :

$$\frac{h}{b} = 2.36 ; t_f = 14.6\text{mm}$$

Flambement selon l'axe y-y → Courbe **a** pour les sections En I laminées à chaud

$L_{cr,y}$ (mm)	$\bar{\lambda}_y$	α_y	Φ_y	χ_y	$N_{by,Rd}$ (kN)
7000	0.4	0.21	0.6	0.949	2003.48

Tableau 3- 28 paramètres de flambement du poteau selon yy

Alors le critère de résistance au flambement dans le plan est :

$$\frac{N_{sd}}{N_{b,y,Rd}} = \frac{133.54}{2003.48} = \mathbf{0.066} < \mathbf{1}$$

- **Résistance au déversement :**

$M_{b,Rd}$ Est le plus faible des moments résistants calculés auparavant :

$$M_{b,Rd} = \min(363.59 ; 341.14) = 341.14 \text{ kN.m}$$

- **Interaction effort normal et moment fléchissant -flambement dans le plan :**

En plus des vérifications hors-plan exposées ci-dessus, il convient de satisfaire la vérification dans le plan en utilisant l'expression 6.61.

$$\frac{N_{sd}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

Avec :

$$k_{yy} = \min \left[C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \frac{N_{sd}}{N_{b,y,Rd}} \right); C_{my} \left(1 + 0.8 \frac{N_{sd}}{N_{b,y,Rd}} \right) \right]$$

A partir du tableau B.3 de l'EN 1993 1-1 C_{my} est donnée par :

$$\psi = 0$$

$$D'où : C_{my} = 0.6 + 0.4\psi = 0.6$$

Alors :

$$k_{yy} = \min \left[0.6 \left(1 + (0.4 - 0.2) \frac{133.54}{2003.48} \right); 0.6 \left(1 + 0.8 \frac{133.54}{2003.48} \right) \right]$$

$$k_{yy} = \min(0.606; 0.625) = \mathbf{0.608}$$

Donc le critère d'interaction est :

$$\frac{133.54}{2003.48} + 0.606 \frac{344.04}{341.14} = \mathbf{0.679} \leq \mathbf{1}$$

3.3.5 Vérification de la traverse :

3.3.5.1 Résistance de la section transversale :

La section est de Classe 1 (d'après le tableau des profilés). La vérification de la barre sera fondée sur la résistance plastique de la section transversale.

La résistance de la section transversale (IPE400) est vérifiée avec les efforts maximaux sur la longueur de la barre.

$M_{ed} = 209.38$ kN.m (Moment max sur la traverse en excluant le jarret sous la combinaison 1.35G + 1.35S + 1.35W₃⁺)

$V_{ed} = 91.03$ kN (Effort tranchant max sous la combinaison 1.35G + 1.35S + 1.35W₃⁺)

$N_{ed} = 53.09$ kN (Effort normal max sous la combinaison 1.35G + 1.35S + 1.35W₁⁺)

A. Résistance au cisaillement :

En général, la résistance plastique au cisaillement d'une section transversale, $V_{pl,Rd}$ peut être prise égale à :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} = \frac{42.69 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1.1} = 526.55 \text{ kN}$$

$$\frac{V_z}{V_{plz}} = \frac{91.03}{526.55} = \mathbf{0.17} < \mathbf{1}$$

B. Interaction moment fléchissant et cisaillement :

Lorsque l'effort tranchant et le moment fléchissant agissent simultanément sur une section transversale, l'effort tranchant peut être ignoré s'il est inférieur à 50 % de la résistance au cisaillement plastique de la section transversale.

$$V_{ed} = 91.03 < 0.5V_{plz} = 263.275 \text{ kN.}$$

Par conséquent, l'effet de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligé

C. Résistance à la compression :

La valeur de calcul de l'effort N_{ed} dans la section transversale doit satisfaire la condition suivante : $N_{ed} < N_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{84.5 \times 10^2 \times 235}{1.1} = 1805.227 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{53.09}{1805.227} = \mathbf{0.03} < \mathbf{1}$$

D. Interaction effort normal et moment fléchissant :

Quand l'effort normal et le moment fléchissant agissent simultanément sur la section transversale, l'effort normal peut être ignoré à condition que l'expression suivantes soit vérifiée :

$$\frac{N_{sd}}{\min(0.5N_{pl,w}; 0.25N_{pl,Rd})} \leq 1$$

Avec :

$$N_{pl,w} = \frac{(A - 2bt_f)f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{(84.5 \times 10^2 - 2 \times 180 \times 13.5)235}{1.1} = 766.95 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{sd}}{\min(0.5N_{pl,w}; 0.25N_{pl,Rd})} = \frac{53.09}{383.48} = \mathbf{0.14} < \mathbf{1}$$

Alors, l'effet de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligé.

E. Résistance au moment fléchissant :

Il convient de déterminer la résistance à la flexion pour une section transversale de classe 1 et 2 par le critère suivant : $M_{y,ed} \leq M_{pl,y}$.

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1307 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 279.22 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_{y,ed}}{M_{pl,y}} = \frac{209.38}{279.22} = \mathbf{0.749} < \mathbf{1}$$

3.3.5.2 Flambement hors-plan

L'interaction avec le flambement hors plan est vérifiée à l'aide de l'expression (6.62) de l'EN 1993-1-1 :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{plz,rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{ply}} \leq 1$$

La traverse doit être vérifiée entre les maintiens en torsion. S'il est avantageux de considérer les maintiens intermédiaires de la semelle tendue (les pannes), leur espacement doit également être vérifié.

A. Zone de mi-portée :

Dans cette zone, l'espacement des pannes est de 1.45m.

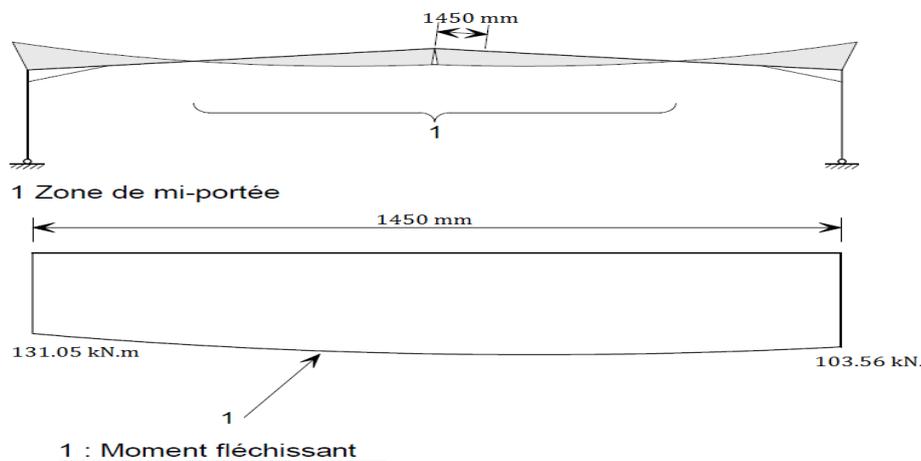


Figure 3- 28 Diagramme des moment (zone mi-portée)

- **Résistance au flambement par flexion par rapport à l'axe faible :**

Pour le flambement selon l'axe faible, la courbe de flambement à considérer est la courbe b puisque :

- ✓ L'acier est de nuance S235
- ✓ $h/b = 2.22 > 1.2$
- ✓ $t_f = 13.5\text{mm} < 100\text{mm}$

Le facteur d'imperfection est donc : $\alpha_z = 0.34$

La longueur de flambement est égale à : $L_{crz} = 1450\text{mm}$.

D'où, l'élancement réduit est :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{crz}}{i_z \lambda_1} = \frac{1450}{39.5 \times 93.9} = 0.391$$

Le facteur de réduction X_z peut être calculé à partir de ces expressions :

$$\phi_z = 0.5(1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2) = 0.5(1 + 0.34(0.391 - 0.2) + 0.391^2) = 0.608$$

$$X_Z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0.931$$

La valeur de calcul de la résistance au flambement est égale à :

$$N_{bz,Rd} = \frac{X_Z A f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0.931 \times 84.5 \times 10^2 \times 235}{1.1} = 1681.47$$

Le critère de résistance est :

$$\frac{N_{ed}}{N_{bz,Rd}} = \frac{53.09}{1681.47} = \mathbf{0.032} < \mathbf{1}$$

- **Résistance au déversement :**

Dans cette zone, le déversement est vérifié entre les maintiens qui, ici, sont les pannes. Pour des pannes équidistantes, la longueur critique se situe au point où le moment fléchissant est maximum. Afin de déterminer le moment critique de la traverse, le facteur C1 tient compte de la forme du diagramme de moment fléchissant.

$$\psi = \frac{101.86}{128.09} = 0.79 \text{ D'où : } C1 = 1.14$$

$$M_{cr} = C1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left[\frac{I_\omega}{I_z} + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$M_{cr} = 1.14 \times \frac{3.14^2 \times 210000 \times 1318 \times 10^4}{1450^2} \left[\frac{490 \times 10^9}{1318 \times 10^4} + \frac{1450^2 \times 80769.23 \times 51.01 \times 10^4}{3.14^2 \times 210000 \times 1318 \times 10^4} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$M_{cr} = 2972.31 \text{ kN.m}$$

Par conséquent :

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\frac{W_{ply} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1307 \times 10^3 \times 235}{2972.31 \times 10^6}} = 0.32 < 0.4$$

Dans ce cas la vérification au déversement est inutile, alors : $M_{brd} = M_{pl,rd} = 279.22 \text{ kN.m}$.

Donc :

$$\frac{M_{ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{128.09}{279.27} = \mathbf{0.45} < \mathbf{1}$$

- **Interaction effort normal et moment fléchissant- flambement hors plan**

Le flambement hors-plan, dû à l'interaction entre l'effort normal et le moment fléchissant, est vérifié si l'expression suivante est satisfaite :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

Pour $\bar{\lambda}_z < 0.4$ le facteur d'interaction k_{zy} est calculé comme suit (**Tab B.2 EN 1993-1-1**):

$$k_{zy} = \min \left[(0.6 + \bar{\lambda}_z); \left(1 - \frac{0.1 \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right) \right]$$

Le facteur du moment équivalent C_{mLT} selon le tableau B.3 EN1993 1-1 pour $\psi = 0.79$ est obtenu comme : $C_{mLT} = 0.6 + 0.4\psi = 0.916$

$$k_{zy} = \min \left[(0.6 + 0.391); \left(1 - \frac{0.1 \times 0.391}{0.916 - 0.25} \frac{53.09}{1681.47} \right) \right] = \min(0.991; 0.998)$$

$$k_{zy} = 0.991$$

Alors, le critère d'interaction est :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} = \frac{53.09}{1618.47} + 0.991 \frac{218.39}{279.22} = \mathbf{0.48} < \mathbf{1}$$

B. Zone de fin de travée :

Dans cette zone, la semelle inférieure est comprimée et la stabilité doit être vérifiée entre les maintiens en torsion.

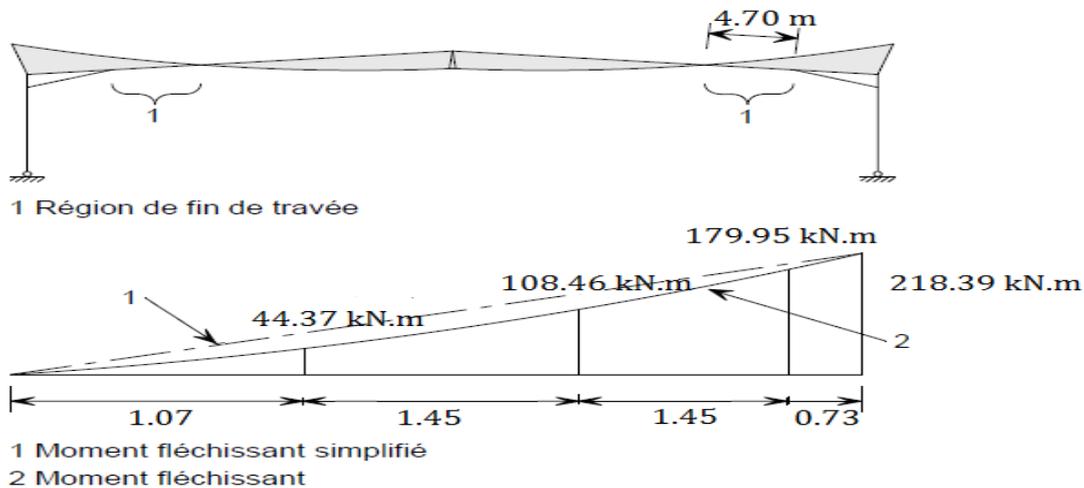


Figure 3- 29 Diagramme des moments (zone fin de travée)

La longueur de diversement est prise à partir du maintien en torsion en sortie de jarret jusqu'au maintien « virtuel » qu'est le point d'inflexion du diagramme de moment fléchissant, c'est-à-dire là où le moment fléchissant est nul.

A partir de l'analyse de la structure, la longueur de flambement au point d'inflexion est 4.70 m.

Pour le flambement, la semelle tendue est maintenue par les pannes, et si l'espacement entre ces maintiens de la semelle tendue est assez petit, nous pouvons tirer avantage de cette situation.

Afin de déterminer si l'espacement entre les maintiens est, ou non, assez petit, l'Annexe BB de l'EN 1993-1-1 donne une expression pour calculer l'espacement maximum :

- **Vérification de l'espacement entre maintiens intermédiaires :**

Dans ce cas le maintien de la semelle tendue est assuré par les pannes. Celles-ci sont espacées de 1450mm.

$$L_m = \frac{38i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{N_{Ed}}{A}\right)^2 + \frac{1}{756C_1^2} \frac{W_{ply}^2}{AI_t} \left(\frac{fy}{235}\right)^2}}$$

$$\psi = \frac{101.49}{171.77} = 0.591$$

$C_1 = 1.28$ Étant le cas le plus défavorable, c'est donc celui qui sera analysé.

$$L_m = \frac{38 \times 39.5}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{53.09}{84.5 \times 10^2}\right)^2 + \frac{1}{756 \times 1.288^2} \frac{(1307 \times 10^3)^2}{84.5 \times 10^2 \times 51.08 \times 10^4}}} = 2653.68\text{mm}$$

L'espace des pannes est de 1450mm < 2302.36mm donc il est possible de tenir compte des maintiens de la semelle tendue.

Par conséquent, les résultats de la résistance au flambement par flexion par rapport à l'axe faible seront les mêmes que ceux déjà calculés.

- **Résistance au déversement :**

Par simplification, le diagramme de moment fléchissant est considéré linéaire, ce qui est légèrement sécuritaire.

$$\psi = \frac{0}{209.38} = 0 \rightarrow C_1 = 1.77$$

Les résultats obtenus seront résumés dans le tableau ci-après :

$L_{dév}$ (mm)	$\bar{\lambda}_{Lt}$	α_{Lt}	Φ_{Lt}	χ_{Lt}	$M_{b,Rd}$ (kN.m)
4700	0.73	0.49	0.78	0.808	225.88

Tableau 3- 29 Paramètres du déversement (fin de portée de la traverse)

- **Interaction effort normal et moment fléchissant – Flambement hors-plan.**

L'expression du flambement hors-plan donné par :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

Pour $\bar{\lambda}_z < 0.4$ le facteur d'interaction k_{zy} est calculé comme suit :

$$k_{zy} = \min \left[(0.6 + \bar{\lambda}_z); \left(1 - \frac{0.1\bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right) \right]$$

Dans ce cas $\psi = 0$, alors, $C_{mLT} = 0.6 + 0.4\psi = 0.6$

D'où :

$$k_{zy} = \min \left[(0.6 + 0.391); \left(1 - \frac{0.1 \times 0.391}{0.6 - 0.25} \frac{53.09}{1618.47} \right) \right] = \min(0.991; 0.996) = 0.991$$

Par conséquent :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y_{sd}}}{M_{b,Rd}} = \frac{53.09}{1618.45} + 0.991 \frac{218.39}{225.88} = \mathbf{0.95} < 1$$

3.3.5.3 Vérification de la traverse vis-à-vis du vent de soulèvement :

Cependant, il est nécessaire de vérifier la résistance de la traverse au déversement sous le moment négatif (sous la combinaison **G-1.5W1**) puisque la semelle comprimée est désormais non maintenue latéralement.

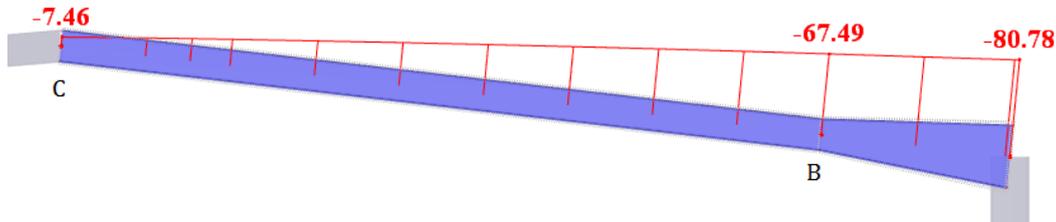


Figure 3- 30 Diagramme des moments de la traverse sous G-1.5W1-

La semelle inférieure de la poutre n'est pas maintenue vis-à-vis du déversement entre les points B et C. Nous vérifions ce tronçon de poutre au déversement.

Du diagramme de moment fléchissant, tirons :

$$\psi = \frac{7.52}{66.92} = 0.11 \rightarrow C_1 = 1.67$$

Les résultats obtenus seront exposés dans le tableau suivant :

$L_{dév}$ (mm)	$\bar{\lambda}_{Lt}$	α_{Lt}	Φ_{Lt}	χ_{Lt}	$M_{b,Rd}$ (kN.m)
9660	1.22	0.49	1.26	0.514	143.53

Tableau 3- 30 Paramètres du déversement (Tronçon BC)

A. Vérification de l'interaction effort normal et moment fléchissant :

Le flambement hors-plan dû à l'interaction entre l'effort normal et le moment fléchissant est vérifiée si le critère suivant est satisfait :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y_{sd}}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

Pour $\bar{\lambda}_z < 0.4$ le facteur d'interaction k_{zy} est calculé comme suit :

$$k_{zy} = \min \left[(0.6 + \bar{\lambda}_z); \left(1 - \frac{0.1\bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right) \right]$$

Dans ce cas $\psi = 0.110$, alors, $C_{mLT} = 0.6 + 0.4\psi = 0.644$

D'où :

$$k_{zy} = \min \left[(0.6 + 0.391); \left(1 - \frac{0.1 \times 0.391}{0.644 - 0.25} \frac{53.09}{1618.47} \right) \right] = \min(0.991; 0.996) = 0.991$$

Par conséquent :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y_{sd}}}{M_{b,Rd}} = \frac{53.09}{1618.45} + 0.991 \frac{67.49}{143.53} = \mathbf{0.49} < \mathbf{1}$$

B. Flambement dans le plan :

L'influence du flambement dans le plan se vérifie avec l'expression (6.61) de l'EN 1993-1-1.

$$\frac{N_{sd}}{\chi_y N_{ply,rd}} + k_{yy} \frac{M_{y_{sd}}}{\chi_{LT} M_{ply}} \leq 1$$

Moment fléchissant maximum et effort normal dans la traverse, en excluant le jarret (renfort) :

$$M_{ed} = 218.39 \text{ kN.m}$$

$$N_{ed} = 53.55 \text{ kN}$$

- **Résistance au flambement par flexion par rapport à l'axe fort :**

Pour le flambement selon l'axe fort y-y, la courbe de flambement à considérer est la courbe a puisque :

- ✓ L'acier est de nuance S235
- ✓ $h/b = 2.22 > 1.2$
- ✓ $t_f = 13.5 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$.

La longueur de flambement est la longueur d'épure, c'est-à-dire la distance entre les attaches (soit la longueur de la traverse en incluant le renfort), $L = 12060 \text{ mm}$.

$L_{cr,y}$ (mm)	$\bar{\lambda}_y$	α_y	Φ_y	χ_y	$N_{by,Rd}$ (kN)
12060	0.776	0.21	0.861	0.81	1462.23

Tableau 3- 31 Paramètres du flambement suivant yy

- **Résistance au diversement :**

$M_{b,Rd}$ est le plus faible moment de résistance au diversement parmi ceux calculés précédemment.

$$M_{b,Rd} = \min(279.22 ; 225.88).$$

$$M_{b,Rd} = 225.88 \text{ kN.m}$$

- **Interaction effort normal et moment fléchissant- flambement dans le plan :**

Le flambement dans le plan, dû à l'interaction de l'effort normal et du moment fléchissant, est vérifié lorsque le critère suivant est satisfait :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y_{sd}}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

Le facteur d'interaction k_{yy} est calculé comme suit :

$$k_{yy} = \min \left[C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \frac{N_{sd}}{N_{by,rd}} \right); C_{my} \left(1 + 0.8 \frac{N_{sd}}{N_{by,rd}} \right) \right]$$

L'expression de C_{my} dépend des valeurs de α_h et ψ .

$$\psi = -\frac{131.57}{209.38} = -0.628$$

$$\alpha_h = \frac{115.34}{131.57} = 0.870$$

Donc C_{my} a pour valeur : $C_{my} = 0.95 + 0.05\alpha_h = 0.993 \approx 1$

Alors:

$$k_{yy} = \min \left[1 \left(1 + (0.776 - 0.2) \frac{53.55}{1462.23} \right); 1 \left(1 + 0.8 \frac{53.55}{1462.23} \right) \right] = \min(1.02; 1.03)$$

$$k_{yy} = 1.02$$

Par conséquent le critère d'interaction est :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} = \frac{53.09}{1462.23} + 1.02 \frac{209.38}{225.88} = \mathbf{0.98} < \mathbf{1}$$

3.3.6 Conclusion :

Nous pourrions donc conclure que la section IPE 400 en acier S235 avec un jarret de même section convient pour la traverse.

3.3.7 Vérification du jarret :

Le jarret ou renfort est fabriqué par découpage d'une section en IPE400, tel que la partie comprimée de la section est considérée comme étant isolée, avec une longueur de flambement par rapport à l'axe z-z est 2.4m (entre le sommet du poteau et premier maintien).

Les vérifications doivent être effectuées à ses extrémités comme indiqué dans la figure ci-dessous :

3.3.7.1 Efforts et moments maximaux dans le jarret :

$$N_{ed} = 53.09 \text{ kN.}$$

$$M_{ed} = 348.54 \text{ kN.}$$

$$V_{ed} = 91.03 \text{ kN.}$$

3.3.7.2 Propriétés de l'ensemble de la section :

La section réelle et équivalente est représentée sur la figure ci-dessous pour la section transversale du jarret :

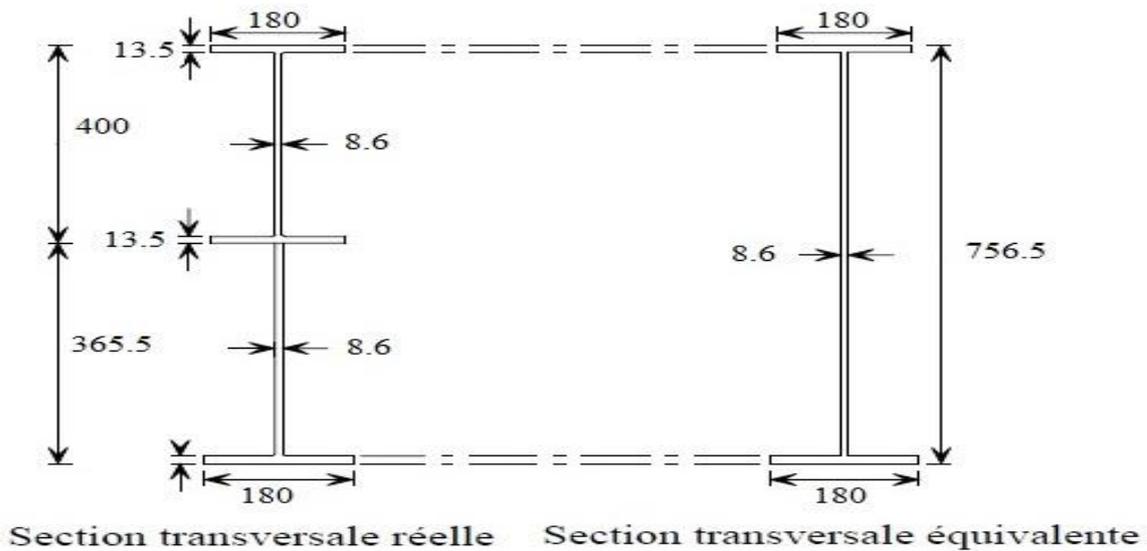


Figure 3- 31 Propriétés de la section transversale (Fin de portée)

Avec :

- Aire de la section $A = 140.92\text{cm}^2$
- Moment d’inertie par rapport à l’axe y-y : $I_y = 102638\text{cm}^4$.
- Module élastique par rapport à l’axe y-y : $W_{el,y} = 2669.63\text{cm}^3$.

3.3.7.3 Propriétés de la partie comprimée :

Elle représente la section en T située à mi longueur de la barre renforcée incluant $1/6^{\text{ème}}$ de la hauteur de l’âme de la section totale à cette distance.

Aire de la section : $A_f = 32.9\text{cm}^2$

Moment d’inertie par rapport à l’axe z-z :

$$I_z = 656.63\text{cm}^4.$$

Moment d’inertie par rapport à l’axe y-y :

$$I_y = 75.35\text{cm}^4.$$

Alors :

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{656.63}{32.9}} = 4.47\text{cm}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i \lambda_1} = \frac{2400}{44.7 \times 93.9} = 0.571$$

Flambement d’un profilé en I soudé avec : $\frac{h}{b} = \frac{756.5}{180} = 4.2 > 2 \rightarrow$ Courbe d $\rightarrow \alpha = 0.76 \rightarrow$

$$\Phi_z = 0.804 \rightarrow X_z = 0.729 \rightarrow N_{bz, Rd} = 513.03\text{ kN}$$

La compression totale équivalente dans la section en T est calculée pour la section 1 avec :

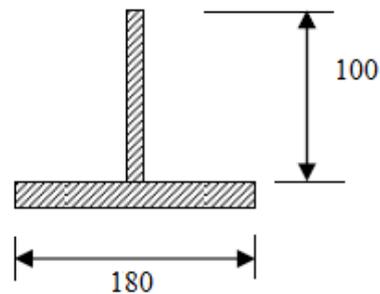


Figure 3-- 32 Section en T (partie comprimée)

$$N_{Edf} = \frac{N_{Ed} \times A_f}{A} + \frac{M_{Ed}}{W_{ely}} \times A_f = \frac{53.09 \times 32.9}{140.92} + \frac{348.54 \times 10^6}{2669.63 \times 10^3} \times 3290 = 429.54 \text{ kN}$$

3.3.7.4 Vérification de la résistance au flambement de la semelle inférieure :

$$\frac{N_{Edf}}{N_{b,zd}} = \frac{429.54}{513.03} = 0.837 < 1$$

3.3.8 Vérification de la flèche à l'ELS :

Les résultats de la flèche obtenus par le logiciel sont :

Ensemble n°	A	B	C	D	E	F
Barre n°	Position x [m]	Charge-ment	Rapport de vérification			Vérification selon la formule
1 Barres continues 1 (Barre n° 3,5)						
3	0.000	CO11	0.00	≤ 1	SE400	État limite de service - aucun ou très petits efforts internes
3	7.513	CO12	0.42	≤ 1	SE401	État limite de service - combinaison des actions « Caractéristiques » - direction z
2 Barres continues 2 (Barre n° 2,6)						
2	0.000	CO11	0.00	≤ 1	SE400	État limite de service - aucun ou très petits efforts internes
6	4.830	CO15	0.72	≤ 1	SE401	État limite de service - combinaison des actions « Caractéristiques » - direction z

Figure 3- 33 Résultats de la flèche de la traverse

Détails - Barre 6 - x : 4.830 m - CO15					
☑ Propriétés de matériau - Acier S 235 EN 1993-1-1:2005-05					
☑ Propriétés de la section - IPE 400					
☑ Flèches					
☑ Rapport de vérification					
Flèche	W max,z	29.1	mm		
Longueur de réf.	l	12.060	m		
Critère de la valeur limite	l / w limite,z	300.00			
Valeur limite de la flèche	w limite,z	40.2	mm		
Rapport de vérification	η	0.72		≤ 1	EN 1990 (6.1)
☑ Formule de calcul					
w max,z / w limite,z = 0.72 ≤ 1 EN 1990 (6.13)					

Figure 3- 1 Résultats de la flèche maximale de la traverse

Barre n°	A	B	C	D	E
Position x [m]	Charge-ment	Rapport de vérification			Vérification selon la formule
4 Section n° 3 - IPE 450					
0.000	CO11	0.00	≤ 1	SE400	État limite de service - aucun ou très petits efforts internes
3.000	CO15	0.56	≤ 1	SE401	État limite de service - combinaison des actions « Caractéristiques » - direction z
7 Section n° 3 - IPE 450					
0.000	CO11	0.00	≤ 1	SE400	État limite de service - aucun ou très petits efforts internes
4.000	CO17	0.48	≤ 1	SE401	État limite de service - combinaison des actions « Caractéristiques » - direction z

Figure 3- 34 Résultats de la flèche des poteaux

Détails - Barre 4 - x : 3.000 m - CO15					
☒ Propriétés de matériau - Acier S 235 EN 1993-1-1:2005-05					
☒ Propriétés de la section - IPE 450					
☒ Flèches					
☒ Rapport de vérification					
— Flèche	$W_{max,z}$	-13.2	mm		
— Longueur de réf.	l	7.000	m		
— Critère de la valeur limite	$l / W_{limite,z}$	300.00			
— Valeur limite de la flèche	$W_{limite,z}$	23.3	mm		
— Rapport de vérification	η	0.56		≤ 1	EN 1990 (6.1)
☒ Formule de calcul					
$W_{max,z} / W_{limite,z} = 0.56 \leq 1$ EN 1990 (6.13)					

Figure 3- 35 Résultat de la flèche maximal de la traverse

3.3.9 Validité des sections du portique :

Après le calcul de la résistance et la vérification des phénomènes d'instabilité des barres, il a été possible de conclure que l'**IPE450** en acier S235 est appropriée pour la réalisation des poteaux de ce portique et L'**IPE 400** pour les traverses avec un jarret de même section.

CHAPITRE 04

4.1 Etude des éléments secondaires à parois minces

Grace aux performances caractéristiques des éléments formés à froid, ils deviennent de plus en plus utilisés dans la réalisation des différentes constructions.

Cette partie consistera à l'étude d'un exemple des PAF de forme en C qui est destiné comme support de bardage et de couverture ce qu'on appelle un élément secondaire.

4.1.1 Etude des pannes en élément mince formé à froid en C 200x4 :

Comme pour les tôles profilées, la résistance en section des profilés minces sont calculés sur la base d'une section efficace qui est la première étape à faire avant la vérification de la résistance selon la NF-EN 1993-1-3.

Pour cela, nous avons effectué une note de calcul complète qui sera présenté ci-après.

NOTE :

La présente note de calcul est valable pour un élément de forme en C, tel que pour les autres cas, d'autres mesures sont notées à prendre.

L'élément à traiter dans cette partie, est bien un élément de la gamme SEDEF, comme le montre cette figure.



Figure 4-1 1 Profilé de forme C a parois minces

Les étapes à suivre pour le calcul sont les suivantes :

- **Etape 01** : Choix du profilé (dimensions caractéristiques)
- **Etape 02** : Calcul des caractéristiques efficaces de la section transversale.
- **Etape 03** : Détermination des sollicitations.
- **Etape 04** : Vérification de la résistance et de la stabilité de la barre.

Calcul des propriétés de la section efficace en flexion d'un profilé en C à bords tombés formé à froid

Données :

Hauteur totale "h"	200	mm
Largeur totale de la semelle comprimée "b1"	80	mm
Largeur totale de la semelle tendue "b2"	80	mm
Largeur totale du bord "c"	25	mm
Rayon intérieur des arrondis "r"	4	mm
Epaisseur nominale "t nom"	4	mm
Epaisseur nominale du métal nu "t"	3,96	mm
Limite d'élasticité de base "Fy"	235	N/mm ²
Module d'élasticité "E"	210000	N/mm ²
Coefficient de poisson "n"	0,3	
Coefficient partiel "γm0"	1,1	
Longueur de l'élément "L"	8	m
Inertie suivant y "Iy"	9086000	mm ⁴
Inertie suivant z "Iz"	1253300	mm ⁴
produit d'inertie "Iyz" (tirer du SAP)	0	mm ⁴
pooids	11,8	Kg/m



Profils de Forme C (METAL STRUCTURE)

Dimensions de la ligne médiane de la section

Hauteur de l'ame "hp"	196	mm
Largeur de la semelle comprimée "bp1"	76	mm
Largeur de la semelle tendue "bp2"	76	mm
Largeur du bord "cp"	23	mm



Vérification des proportions géométriques

l et § 5.2) peut être appliquée si les conditions suivantes sont satisfaites:

condition 1 : $b_1/t \leq 60$	20,20	OK
condition 2 : $c/t \leq 50$	6,31	OK
condition 3 : $h/t \leq 500$	50,51	OK

[EN1993-1-3](#)
[§ 5.2](#)

Afin de garantir une rigidité suffisante du raidisseur et d'éviter son flambement, il convient de retenir des dimensions de raidisseurs dans la gammes suivantes : $0,2 \leq c/b \leq 0,6$

condition 1: $0,2 \leq c/b_1 \leq 0,6$	0,31	OK
condition 2: $0,2 \leq c/b_2 \leq 0,6$	0,31	OK

[EN1993-1-3](#)
[§ 5.1 \(3\)](#)

L'influence des arrondis est négligée si : $r/t \leq 5$ et $r/b \leq 0,1$

condition 1 : $r/t \leq 5$	1,01	OK	l'influence des arrondis est négligée
condition 2 : $r/b_1 \leq 0,1$	0,05	OK	l'influence des arrondis est négligée
condition 2 : $r/b_2 \leq 0,1$	0,05	OK	l'influence des arrondis est négligée

Propriétés de la section brute:

$$A_{br} = t(2c_p + b_{p1} + b_{p2} + h_p)$$

Abrute	1560,24	mm ²
--------	---------	-----------------

Position de l'axe neutre vis-à-vis de la semelle comprimée

$$z_{b1} = \frac{[c_p(h_p - c_p/2) + b_{p2}h_p + h_p^2/2 + c_p^2/2]t}{A_{br}}$$

Zb1	98,00	mm ²
-----	-------	-----------------

Propriétés de la section efficace de la semelle et du bord tombé comprimé

Etape N°01: Obtenir une section transversale efficace initiale pour le raidisseur en utilisant les largeurs efficaces déterminées selon l'EN1993-1-3 § 5.5.3.2(3)

Largeur efficace de la semelle comprimée :

Le rapport de contraintes : $\psi = 1$ (compression uniforme), donc le coefficient de flambement est : $k_\sigma = 4$ pour un élément interne sollicité en compression.

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yb}}$$

[EN1993-1-3 § 5.5.2](#)

et

[EN1993-1-5 § 4.4](#)

ψ	1
K_σ	4

L'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_{p,b} = \frac{b_{p1}/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}}$$

$\bar{\lambda}_{p,b}$	0,338
-----------------------	-------

Le coefficient de réduction de la largeur est :

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,b} - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,b}^2}$$

ρ	1,033
--------	-------

$\rho = 1$

La largeur efficace est :

$$b_{eff} = \rho b_{p1}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = 0,5b_{eff}$$

b _{eff}	76,00	mm
b _{e1} = b _{e2}	38,00	mm

Largeur efficace du bord tombé**Le coefficient de flambement:**

Le coefficient de flambement est :

si $b_{p,c}/b_{p1} \leq 0,35$: $k_{\sigma} = 0,5$

[EN1993-1-3](#)
[§ 5.5.3.2](#) (5a)

si $0,35 < b_{p,c}/b_{p1} \leq 0,6$: $k_{\sigma} = 0,5 + 0,83 \sqrt[3]{(b_{p,c}/b_{p1} - 0,35)^2}$

bp,c /bp1	0,303
------------------	--------------

Alors :

Kσ	0,5
-----------------------------	------------

L'élancement réduit :

l'élancement réduit est donné par :

$$\bar{\lambda}_{p,c} = \frac{c_p/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_{\sigma}}}$$

[EN1993-1-5](#)
[§ 4.4](#)

$\bar{\lambda}_{p,c}$	0,289
---	--------------

coefficient de réduction de la largeur:

donné par la formule suivante :

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,c} - 0,188}{\bar{\lambda}_{p,c}^2}$$

ρ	1,210
--------------------------	--------------

$\rho = 1$

La largeur efficace

est donnée par l'expression suivante :

$$c_{\text{eff}} = \rho c_p$$

[EN1993-1-3](#)
[§ 5.5.3.2](#) (5a)

C_{eff}	23,00
------------------------	--------------

Aire efficace du raidisseur de bord :

il convient de déterminer l'aire efficace du raidisseur de bord par l'équation suivante :

$$A_s = t(b_{e2} + c_{\text{eff}}) \quad \text{§ 5.5.3.2 (6)}$$

A_s	241,6	mm²
----------------------	--------------	-----------------------

Etape N°02: utilisation de l'aire efficace initiale du raidisseur pour déterminer le coefficient de réduction, en tenant compte du maintien élastique continu, selon l'EN1993-1-3§5.5.3.2 (3)

Contrainte critique de flambement élastique du raidisseur de bord:

la contrainte est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{K E I_s}}{A_s}$$

EN1993-1-3
§ 5.5.3.2 (7)

où :

K est la rigidité du support élastique par unité de longueur,

$$K = \frac{E t^3}{4(1-\nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 h_p + b_1^3 + 0,5 b_1 b_2 h_p k_f}$$

EN1993-1-3
§ 5.5.3.1 (5)

avec :

b_1 – distance entre la jonction âme-semelle et le centre de gravité de l'aire efficace du raidisseur de bord (semelle supérieure)

$$b_1 = b_{p1} - \frac{b_{e2} t b_{e2} / 2}{(b_{e2} + c_{\text{eff}}) t}$$

$k_f = 0$ pour la flexion par rapport à l'axe y-y

K	3,345 N/mm
-----	-------------------

Moment d'inertie de la section efficace du raidisseur:

le moment d'inertie d'aire efficace du raidisseur est donné par l'expression suivante :

$$I_s = \frac{b_{e2} t^3}{12} + \frac{c_{\text{eff}}^3 t}{12} + b_{e2} t \left[\frac{c_{\text{eff}}^2}{2(b_{e2} + c_{\text{eff}})} \right]^2 + c_{\text{eff}} t \left[\frac{c_{\text{eff}}}{2} - \frac{c_{\text{eff}}^2}{2(b_{e2} + c_{\text{eff}})} \right]^2$$

I_s	11715,41 mm ⁴
-------	---------------------------------

La contrainte critique de flambement élastique :

la contrainte critique de flambement élastique pour le raidisseur de bord est :

$\sigma_{cr,s}$	751,070 N/mm ²
-----------------	----------------------------------

coefficient de réduction de l'épaisseur χ_d pour le raidisseur de bord :

L'élanement réduit :

l'élanement réduit est donnée par la formule suivante : $\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_{yb} / \sigma_{cr,s}}$

EN1993-1-3
§ 5.5.3.2(3)

$\bar{\lambda}_d$	0,559
-------------------	--------------

Figure 5.10d

Coefficient de réduction

Le coefficient de réduction sera :

si $\bar{\lambda}_d \leq 0,65$ $\chi_d = 1,0$

si $0,65 < \bar{\lambda}_d < 1,38$ $\chi_d = 1,47 - 0,723 \bar{\lambda}_d$

si $\bar{\lambda}_d \geq 1,38$ $\chi_d = 0,66 / \bar{\lambda}_d$

EN1993-1-3
§ 5.5.3.1(7)

EN1993-1-5
§ 4.4(2)

χ_d	1,000
----------	--------------

Etape N°03

Facultativement, procéder par itération pour affiner la valeur du coefficient de réduction pour le flambement du raidisseur, selon l'EN1993-1-3§5.5.3.2(3)

L'aire et l'épaisseur réduites de la section efficace du raidisseur:

l'aire est donnée par l'expression suivante : $A_{s,red} = \chi_d A_s \frac{f_{yb}/\gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}}$ avec : $\sigma_{com,Ed} = f_{yb}/\gamma_{M0}$

Alors : $A_{s,red} = \chi_d \times A_s$

$A_{s,red}$	241,560	mm²
-------------	----------------	-----------------------

l'épaisseur réduite de la section efficace du raidisseur est : $t_{,red} = t \times A_{s,red} / A_s$

$t_{,red}$	3,96	mm
------------	-------------	-----------

Propriétés de la section efficace de l'âme:

Position de l'axe neutre par rapport à la semelle comprimée est donné par l'expression suivante :

$$h_c = \frac{c_p(h_p - c_p/2) + b_{p2}h_p + h_p^2/2 + c_{eff}^2\chi_d/2}{c_p + b_{p2} + h_p + b_{e1} + (b_{e2} + c_{eff})\chi_d}$$

h_c	98,00	mm
-------	--------------	-----------

Le rapport de contrainte est :

$$\psi = \frac{h_c - h_p}{h_c}$$

ψ	-1,000
--------	---------------

Le coefficient de flambement:

le coefficient de flambement est donné par la formule suivante :

$$k_\sigma = 7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$$

[EN1993-1-5](#)

[§ 4.4](#)

(Tableau 4.1)

K_σ	23,88
------------	--------------

L'élançement réduit:

l'élançement réduit est donné par la formule suivante:

$$\bar{\lambda}_{p,h} = \frac{h_p/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}}$$

$\bar{\lambda}_{p,h}$	0,357
-----------------------	--------------

coefficient de réduction de la largeur :

il est donné par l'expression suivante :

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,h} - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,h}^2}$$

ρ	1,971
--------	--------------

 $\rho=1$ **Largeur efficace de la zone comprimée de l'âme :**

elle est donnée par : $h_{\text{eff}} = \rho h_c$

heff	98,00	mm
-------------	--------------	-----------

à proximité de la semelle comprimé : $h_{e1} = 0,4h_{\text{eff}}$

he1	39,20	mm
------------	--------------	-----------

à proximité de l'axe neutre : $h_{e2} = 0,6h_{\text{eff}}$

he2	58,80	mm
------------	--------------	-----------

La largeur efficace de l'âme est :

à proximité de la semelle comprimée :

h1 =he1	39,20	mm
----------------	--------------	-----------

à proximité de la semelle tendue : $h_2 = h_p - (h_c - h_{e2})$

h2	156,8	mm
-----------	--------------	-----------

Propriétés de la section efficace**Aire de la section transversale efficace est donnée par l'expression suivante :**

$$A_{\text{eff}} = t[c_p + b_{p2} + h_1 + h_2 + b_{e1} + (b_{e2} + c_{\text{eff}})\chi_d]$$

Aeff	1560,24	mm²
Afz	574,20	mm²

Position de l'axe neutre par rapport à la semelle comprimée :

la position de l'axe neutre est donnée par :
$$z_c = \frac{t[c_p(h_p - c_p/2) + b_{p2}h_p + h_2(h_p - h_2/2) + h_1^2/2 + c_{\text{eff}}^2\chi_d/2]}{A_{\text{eff}}}$$

Zc	98,00	mm
-----------	--------------	-----------

Position de l'axe neutre par rapport à la semelle tendue :

donnée par l'expression suivante : $z_t = h_p - z_c$

Zt	98,00	mm
-----------	--------------	-----------

Moment d'inertie :

moment d'inertie est donné par :

$$I_{\text{eff},y} = \frac{h_1^3 t}{12} + \frac{h_2^3 t}{12} + \frac{b_{p2} t^3}{12} + \frac{c_p^3 t}{12} + \frac{b_{e1} t^3}{12} + \frac{b_{e2} (\chi_d t)^3}{12} + \frac{c_{\text{eff}}^3 (\chi_d t)}{12} + c_p t (z_t - c_p/2)^2 + b_{p2} t z_t^2 + h_2 t (z_t - h_2/2)^2 + h_1 t (z_c - h_1/2)^2 + b_{e1} t z_c^2 + b_{e2} (\chi_d t) z_c^2 + c_{\text{eff}} (\chi_d t) (z_c - c_{\text{eff}}/2)^2$$

I_{eff,y}	9637370,029	mm⁴
I_{f,z}	571304,9346	mm⁴

Module de résistance de la section efficace :

- par rapport à la semelle comprimée

$$W_{\text{eff},y,c} = \frac{I_{\text{eff},y}}{z_c}$$

W_{eff,y,c}	98340,51	mm³
----------------------------	-----------------	-----------------------

- par rapport à la semelle tendue

$$W_{\text{eff},y,t} = \frac{I_{\text{eff},y}}{z_t}$$

W_{eff,y,t}	98340,51	mm³
----------------------------	-----------------	-----------------------

Valeurs du module efficace :

W_{eff,y}	98340,51	mm³
W_{f,z}	12937,06	mm³

Calcul et vérification de la résistance d'un profilé en C à bords tombés formé sollicité en flexion

Charges appliquées sur l'élément à l'ELU:

charge gravitaire :

la charge suivant z-z "qz"	1,254	kN/m
la charge suivant y-y "qy"	0,0957	KN/m

Charge de soulèvement

la charge suivant z-z "qz"	0,5888	kN/m
la charge suivant y-y "qy"	0,034	kN/m

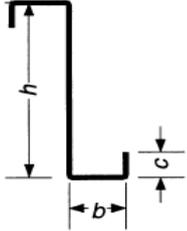
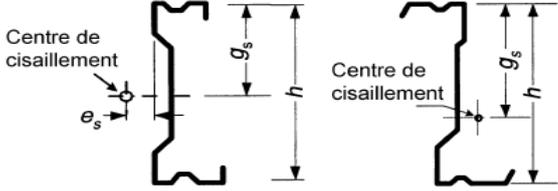
Détermination de la charge latérale $q_{h,Ed}$

il convient de déterminer la charge latérale équivalente $q_{h,Ed}$ agissant sur la semelle libre résultante de la torsion et de la flexion à partir de l'équation suivante:

$$q_{h,Ed} = k_h q_{Ed}$$

Détermination de K_{h0}

: dans notre cas on a une panne de forme C, donc :

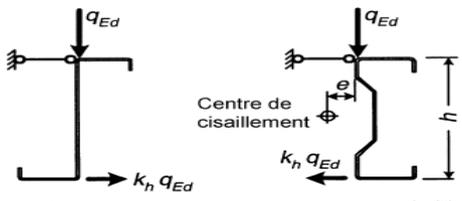
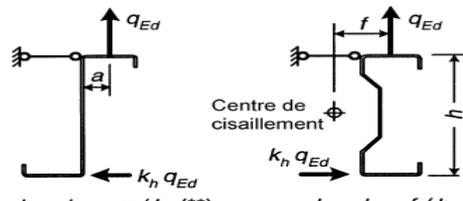
 $k_{h0} = \frac{ht(b^2 + 2cb - 2c^2b/h)}{4I_y}$ <p>Section Z symétrique simple</p>	 $k_{h0} = \frac{I_{yz}g_s}{I_y h}$ <p>Sections Z, C ou Σ</p>
<p>a) k_{h0} facteur de charge latérale sur la semelle inférieure libre. (k_{h0} correspond à l'application d'une charge au droit du centre de cisaillement)</p>	

Le module d'inertie est égale I_{yz} à : 0

Alors:

Kh0	0,000
------------	--------------

Détermination du K_h :

 <p>b) Charge de gravité</p> <p>$k_h = k_{h0}$</p>	 <p>c) Charge de soulèvement</p> <p>$k_h = k_{h0} - f/h$</p>
<p>Centre de cisaillement</p> <p>k_h Coefficient de charge latérale équivalente</p>	

(*) Si le centre de cisaillement se situe à droite de la charge q_{Ed} , la charge latérale agit dans le sens opposé.

(**) Si $a/h > k_{h0}$, la charge latérale agit dans le sens opposé.

(***) La valeur de f est limitée par la position de la charge q_{Ed} entre les bords de la semelle supérieure.

Figure 10.3 — Conversion de la torsion et de la flexion latérale en une charge latérale équivalente $k_h q_{Ed}$

'Kh" sous charge gravitaire (G, W+ et S ...)

Kh (sous charge gravitaire)	0,225
------------------------------------	--------------

le "Kh" sous charge de soulèvement (W-)

Kh (sous charge de soulèvement)	-0,425
---	---------------

Détermination de la charge latérale "qd" :

Charge gravitaire :

qd	1,254	kN/m
-----------	--------------	-------------

Charge de soulèvement :

q_d	0,5888	kN/m
----------------------	---------------	-------------

Détermination de la charge équivalente "q_{hd}"**Charge gravitaire :**

q_{hd}	0,282	kN/m
-----------------------	--------------	-------------

Charge de soulèvement:

q_{hd}	-0,250	kN/m
-----------------------	---------------	-------------

Détermination de la rigidité de l'appui élastique latéral

(4) La rigidité de l'appui élastique latéral K par unité de longueur peut être déterminée par le calcul à l'aide de l'équation suivante :

$$\frac{1}{K} = \frac{4(1-\nu^2)h^2(h_d + b_{\text{mod}})}{Et^3} + \frac{h^2}{C_D} \quad \dots (10.13)$$

où la dimension b_{mod} est déterminée comme suit :

— pour les cas où l'effort latéral équivalent $q_{h,Ed}$ amène la panne en contact avec les plaques nervurées au droit de l'âme de la panne :

$$b_{\text{mod}} = a$$

— pour les cas où l'effort latéral équivalent $q_{h,Ed}$ amène la panne en contact avec les plaques nervurées au bord de la semelle de la panne :

$$b_{\text{mod}} = 2a + b$$

où :

t est l'épaisseur de la panne ;

a est la distance entre la fixation plaque-panne et l'âme de la panne, voir Figure 10.6 ;

b est la largeur de la semelle de la panne assemblée aux plaques nervurées, voir Figure 10.6 ;

C_D est la rigidité élastique totale en rotation d'après 10.1.5.2 ;

h est la hauteur hors-tout de la panne ;

h_d est la hauteur développée de l'âme de la panne, voir Figure 10.6.

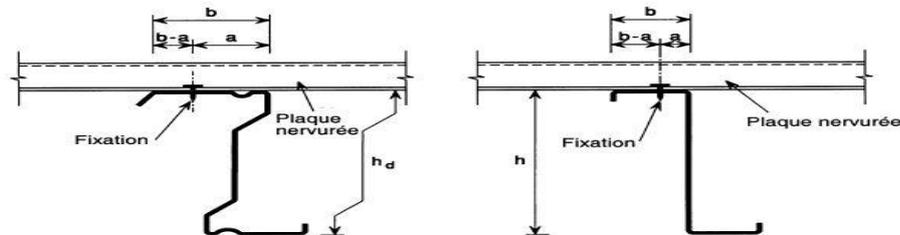


Figure 10.6 — Assemblage panne sur plaque nervurée

Détermination de la dimension "b_{mod}"**Charge gravitaire:**

b_{mod}	40	mm
------------------------	-----------	-----------

Charge de soulèvement

b_{mod}	160	mm
------------------------	------------	-----------

Détermination de CD suivant L'EN1993-1-3§10,1,5.2(9)

CD	700	N/mm,rad
-----------	------------	-----------------

Determination du moment de flexion latérale "M_{fz,Ed}"

(5) Le moment fléchissant latéral $M_{fz,Ed}$ peut être déterminé à partir de l'expression (10.5), sauf dans le cas d'une poutre avec semelle libre en traction, pour laquelle, du fait de l'influence positive de la déformation transversale de la semelle et des effets de second ordre, le moment $M_{fz,Ed}$ peut être pris égal à zéro :

$$M_{fz,Ed} = \kappa_R M_{0,fz,Ed} \quad \dots (10.5)$$

où :

$M_{0,fz,Ed}$ est le moment de flexion latérale initial dans la semelle libre sans appui élastique ;

κ_R est un coefficient de correction pour tenir compte de l'appui élastique.

Charge gravitaire:

M_{0,fz,Ed}	2,255	kN.m
----------------------------	--------------	-------------

Charge de soulèvement

M_{0,fz,Ed}	-2,00	KN.m
----------------------------	--------------	-------------

Alors :

Charge gravitaire:

M_{fz,Ed}	0,282	kN.m
--------------------------	--------------	-------------

Charge de soulèvement

M_{fz,Ed}	-0,25563	KN.m
--------------------------	-----------------	-------------

Calcul des sollicitations:

V_y	0,38	kN
M_y	10,03	KN.m
V_z	5,02	kN
M_z	0,77	KN.m

Vérification de la résistance à la flexion à l'ELU:

Calcul du moment de résistance à la flexion de la section transversale:

$$M_{c,Rd} = W_{eff,y} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

M_{cy,Rd}	21,009	kN.m
M_{cz,Rd}	2,764	kN.m

La vérification de la résistance à la flexion est donnée par :

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} \leq 1$$

Condition	0,755
------------------	--------------

Condition vérifiée

e la résistance au cisaillement à l'ELU :

$$V_{b,Rd} = \frac{h_w \sin \phi t f_{bv}}{\gamma_{M0}}$$

EN1993-1-3
§6.1.5

où :

f_{bv} est la résistance au cisaillement compte tenu du voilement conformément au Tableau 6.1 ;

h_w est la hauteur d'âme entre les fibres moyennes des semelles, voir Figure 5.1(c) ;

ϕ est l'angle d'inclinaison de l'âme par rapport aux semelles, voir Figure 6.5.

Vpl,Rd	95,73	kN
--------	-------	----

Tableau 6.1 — Résistance au voilement de cisaillement

Élancement relatif de l'âme	Ame sans raidissage au droit de l'appui	Ame avec raidissage au droit de l'appui ¹⁾
$\bar{\lambda}_w \leq 0,83$	$0,58 f_{yb}$	$0,58 f_{yb}$
$0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,40$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,40$	$0,67 f_{yb} / \bar{\lambda}_w^2$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$

1) Raidissage au droit de l'appui (par exemple : par échantignole) mis en œuvre de manière à empêcher la déformation de l'âme et calculé pour résister à la réaction d'appui.

(2) Il convient de déterminer l'élancement relatif de l'âme $\bar{\lambda}_w$ de la façon suivante :

— pour les âmes sans raidisseurs longitudinaux :

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \frac{S_w}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} = 0,346 \frac{h - t_{nom}}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}$$

$\bar{\lambda}_w$	0,57
-------------------	------

Alors:

La résistance au cisaillement compte tenu du voilement

fbv	136,30	N/mm ²
-----	--------	-------------------

La résistance au cisaillement :

Vb,rd	96,2	kN
-------	------	----

La résistance de calcul au cisaillement :

il est donné par la formule suivante:

$$V_{c,Rd} = \min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd})$$

Vc,rd	95,7	kN
-------	------	----

Vérification de la résistance au cisaillement :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} < 1$$

[EN1993-1-1](#)
§6.2.6(1)

condition	0,05
-----------	------

condition vérifiée

Vérification de la résistance transversale local à l'ELU:

Calcul de la réaction :

$$F_{Ed} = q_d L / 2$$

Fed	5,02	kN
-----	------	----

Pour obtenir la résistance transversale locale de l'âme pour une section transversale comportant une seule âme non raidie, les critères suivants doivent être satisfaits :

$$h_w/t \leq 200$$

[EN1993-1-3](#)

§6.1.7.2 (1)

$$r/t \leq 6$$

$$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$$

où ϕ est l'inclinaison de l'âme par rapport aux semelles

Condition 1 : $h_w/t \leq 200$	49,49	Condition vérifiée
Condition 2 : $r/t \leq 6$	1,01	Condition vérifiée
Condition 3 : $45 \leq \phi \leq 90$	90	Condition vérifiée

La résistance transversale locale de l'ame :

Longueur d'appui(s_s)	60,2	mm
---------------------------	------	----

s_s/t	15,20
---------	-------

Equation 6,15b

- pour une section transversale avec semelles non raidies :
- si $s_s/t \leq 60$:

$$R_{w,Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \left[5,92 - \frac{h_w/t}{132} \right] \left[1 + 0,01 \frac{s_s}{t} \right]^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad \dots (6.15b)$$

- si $s_s/t > 60$:

$$R_{w,Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \left[5,92 - \frac{h_w/t}{132} \right] \left[0,71 + 0,015 \frac{s_s}{t} \right]^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad \dots (6.15c)$$

[EN1993-1-3](#)

§6.1.7.2 (2)

Figure 6.7

$R_{w,rd}$	21,15	kN
------------	-------	----

Vérification des efforts transversaux locaux :

[§6.1.7.1\(1\)](#)

de l'EN1993-

1-3

$F_{ed} < R_{w,rd}(6,13)$	0,24
---------------------------	------

Condition vérifiée

Vérification du deversement de la semelle libre :

la vérification du deversement sera effectuée selon la charge de soulèvement:

(6) Pour des charges de soulèvement, en absence de liernes et à condition que $0 \leq R_0 \leq 200$, la longueur de flambement de la semelle libre sous compression variable sur la longueur L_0 tel qu'indiqué à la Figure 10.5, peut être prise égale à :

$$l_{fz} = 0,7L_0 \left(1 + 13,1R_0^{1,6} \right)^{-0,125} \quad \dots (10.10a)$$

avec :

$$R_0 = \frac{KL_0^4}{\pi^4 EI_{fz}} \quad \dots (10.10b)$$

où :

l_{fz} et K sont telles que définies au 10.1.4.1(7). La longueur de flambement de la semelle libre peut également être déterminée à l'aide du Tableau 10.2b combiné à l'équation donnée au 10.1.4.2(3).

Calcul de la longueur de flambement : (sous charge de soulèvement)

l_{fz}	2,86 m
----------	---------------

Calcul du rayon de giration :

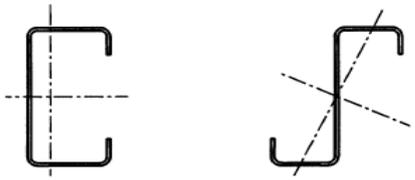
i_z	31,54 mm
-------	-----------------

Calcul de l'élanement réduit :(sous charges de soulèvement)

$\bar{\lambda}_{fz}$	0,97
----------------------	-------------

6.2.4 Déversement des barres fléchies

- (1) Il convient de déterminer le moment résistant d'une barre sujette au déversement suivant 6.3.2.2 de l'EN 1993-1-1, en retenant la courbe de flambement latéral appropriée a ou b.
- (2) Il convient de ne pas utiliser cette méthode pour les profilés qui présentent un angle significatif entre les axes principaux de la section transversale efficace, et ceux de la section transversale brute.

	quelconque	b
---	------------	---

Charges de soulèvement :

ϕ_{LT}	1,10
-------------	-------------

x_{LT}	0,62
----------	-------------

Vérification du deversement: $\frac{1}{\chi_{LT}} \frac{M_{y,Ed}}{W_{eff}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{z}} < f_{yb} / \gamma_{M1} - \text{OK}$

Condition	0,455
-----------	--------------

< 1 condition vérifiée

u deversement sous charges gravitaires

Sous l'effet de la charge gravitaire(G,W+...), il n'est pas nécessaire de vérifier le deversement puisque il est considéré que la semelle comprimée est maintenue latéralement

Vérification à l'état limite de service :

Charge appliquées à l'état limite de service (ELS):

La charge suivant y-y "qy"	0,0672	kN/m
La charge suivant z-z "qz"	0,8701	kN/m

Calcul des sollicitations :

Vy	0,27	kN
My	6,96	kN.m
Vz	3,48	kN
Mz	0,54	kN.m

Propriétés de la section efficace à l'ELS:

Moment d'inertie à l'ELS:

le moment d'inertie à l'ELS est donné par :

$$I_{fic} = I_{gr} - \frac{\sigma_{gr}}{\sigma} (I_{gr} - I(\sigma)_{eff})$$

[EN1993-1-3](#)

§7.1(3)

Avec:

$$\sigma_{gr} = \frac{M_{Ed,ser}}{W_{gr}} = \frac{M_{Ed,ser}}{I_{gr} / z_{c,gr}}$$

où :

I_{gr} est le moment d'inertie de la section transversale brute ;

σ_{gr} est la contrainte maximale de compression par flexion à l'état limite de service, sur la base de la section transversale brute (positive dans la formule) ;

$I(\sigma)_{eff}$ est le moment d'inertie de la section transversale efficace, tenant compte du flambement local, calculée pour une contrainte maximale σ_{gr} , égale à la plus grande valeur absolue des contraintes sur la longueur de calcul considérée.

I _{gr,y}	9086000	mm ⁴
I _{gr,z}	1253300	mm ⁴
Z _{c,gr} = Z _{b1}	98,00	mm

Alors :

σ_{gr}	75,08	N/mm ²
$\sigma_{gr,z}$	42,04	N/mm ²

$\sigma = f_{yb}$	235	N/mm ²
-------------------	------------	-------------------

$I(\sigma)_{eff} = I_{eff,y}$	9637370,03	mm ⁴
$I(\sigma)_{eff} = I_{f,z}$	571304,93	mm ⁴

Moment d'inertie à l'ELS:

$I_{fic,y}$	9262152,087	mm ⁴
$I_{fic,z}$	1131304,541	mm ⁴

Vérification de la flèche :

la flèche de l'élément est :

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{q_{d,ser} L^4}{EI_{fic}}$$

§7.2.1 de
l'[EN 1993-1-1](#)

δ_y (mm)	15,09	<	40	Condition vérifiée
δ_z (mm)	23,86	<	40	Condition vérifiée

Références:	NF EN 1993-1-3 & NF EN 1993-1-1
	Exemple : Calcul et vérification à l'état limite de service d'un élément en acier formé à froid et sollicité en flexion SX026a-FR-EU (ACCESS STEEL)
	Exemple : Calcul des propriétés de la section efficace en flexion d'un profilé en C à bords tombés formé à froid SX022a-FR-EU (ACCESS STEEL)
	Structures en acier inoxydable Guide de conception (Troisième édition)
	Design of Cold-formed Steel Structures (ECCS Eurocode Design Manuals)

Calcul des propriétés de la section efficace en flexion d'un profilé en C à bords tombés formé à froid

Données :

Hauteur totale "h"	200	mm
Largeur totale de la semelle comprimée "b1"	80	mm
Largeur totale de la semelle tendue "b2"	80	mm
Largeur totale du bord "c"	25	mm
Rayon intérieur des arrondis "r"	4	mm
Epaisseur nominale "t nom"	3	mm
Epaisseur nominale du métal nu "t"	2,96	mm
Limite d'élasticité de base "Fy"	235	N/mm ²
Module d'élasticité "E"	210000	N/mm ²
Coefficient de poisson "n"	0,3	
Coefficient partiel "γm0"	1,1	
Longueur de l'élément "L"	8	m
Inertie suivant y "Iy"	7041000	mm ⁴
Inertie suivant z "Iz"	961600	mm ⁴
produit d'inertie "Iyz" (tirer du SAP)	0	mm ⁴
pooids	9	Kg/m



Lisse de bardage

Dimensions de la ligne médiane de la section

Hauteur de l'ame "hp"	197	mm
Largeur de la semelle comprimée "bp1"	77	mm
Largeur de la semelle tendue "bp2"	77	mm
Largeur du bord "cp"	23,5	mm



Vérification des proportions géométriques

l et § 5.2) peut être appliquée si les conditions suivantes sont satisfaites:

condition 1 : $b_1/t \leq 60$	27,03	OK
condition 2 : $c/t \leq 50$	8,45	OK
condition 3 : $h/t \leq 500$	67,57	OK

[EN1993-1-3](#)
[§ 5.2](#)

Afin de garantir une rigidité suffisante du raidisseur et d'éviter son flambement, il convient de retenir des dimensions de raidisseurs dans la gammes suivantes : $0,2 \leq c/b \leq 0,6$

condition 1: $0,2 \leq c/b_1 \leq 0,6$	0,31	OK
condition 2: $0,2 \leq c/b_2 \leq 0,6$	0,31	OK

[EN1993-1-3](#)
[§ 5.1 \(3\)](#)

L'influence des arrondis est négligée si : $r/t \leq 5$ et $r/b \leq 0,1$

condition 1 : $r/t \leq 5$	1,35	OK	l'influence des arrondis est négligée
condition 2 : $r/b_1 \leq 0,1$	0,05	OK	l'influence des arrondis est négligée
condition 2 : $r/b_2 \leq 0,1$	0,05	OK	l'influence des arrondis est négligée

Propriétés de la section brute:

$$A_{br} = t(2c_p + b_{p1} + b_{p2} + h_p)$$

Abrute	1178,08	mm ²
--------	----------------	-----------------

Position de l'axe neutre vis-à-vis de la semelle comprimée

$$z_{b1} = \frac{[c_p(h_p - c_p/2) + b_{p2}h_p + h_p^2/2 + c_p^2/2]t}{A_{br}}$$

Zb1	98,50	mm ²
-----	--------------	-----------------

Propriétés de la section efficace de la semelle et du bord tombé comprimé

Etape N°01: Obtenir une section transversale efficace initiale pour le raidisseur en utilisant les largeurs efficaces déterminées selon l'EN1993-1-3 § 5.5.3.2(3)

Largeur efficace de la semelle comprimée :

Le rapport de contraintes : $\psi = 1$ (compression uniforme), donc le coefficient de flambement est : $k_\sigma = 4$ pour un élément interne sollicité en compression.

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yb}}$$

[EN1993-1-3 § 5.5.2](#)

et

[EN1993-1-5 § 4.4](#)

ψ	1
K_σ	4

L'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_{p,b} = \frac{b_{p1}/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}}$$

$\bar{\lambda}_{p,b}$	0,458
-----------------------	--------------

Le coefficient de réduction de la largeur est :

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,b} - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,b}^2}$$

ρ	1,135
--------	--------------

$\rho = 1$

La largeur efficace est :

$$b_{eff} = \rho b_{p1}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = 0,5b_{eff}$$

b _{eff}	77,00	mm
b _{e1} = b _{e2}	38,50	mm

Largeur efficace du bord tombé**Le coefficient de flambement:**

Le coefficient de flambement est :

si $b_{p,c}/b_{p1} \leq 0,35$: $k_{\sigma} = 0,5$

[EN1993-1-3](#)
[§ 5.5.3.2](#) (5a)

si $0,35 < b_{p,c}/b_{p1} \leq 0,6$: $k_{\sigma} = 0,5 + 0,83 \sqrt[3]{(b_{p,c}/b_{p1} - 0,35)^2}$

bp,c /bp1	0,305
------------------	--------------

Alors :

Kσ	0,5
-----------------------------	------------

L'élancement réduit :

l'élancement réduit est donné par :

$$\bar{\lambda}_{p,c} = \frac{c_p/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_{\sigma}}}$$

[EN1993-1-5](#)
[§ 4.4](#)

$\bar{\lambda}_{p,c}$	0,395
---	--------------

coefficient de réduction de la largeur:

donné par la formule suivante :

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,c} - 0,188}{\bar{\lambda}_{p,c}^2}$$

ρ	1,327
--------------------------	--------------

$\rho = 1$

La largeur efficace

est donnée par l'expression suivante :

$$c_{\text{eff}} = \rho c_p$$

[EN1993-1-3](#)
[§ 5.5.3.2](#) (5a)

C_{eff}	23,50
------------------------	--------------

Aire efficace du raidisseur de bord :

il convient de déterminer l'aire efficace du raidisseur de bord par l'équation suivante :

$$A_s = t(b_{e2} + c_{\text{eff}}) \quad \text{§ 5.5.3.2 (6)}$$

A_s	183,5	mm²
----------------------	--------------	-----------------------

Etape N°02: utilisation de l'aire efficace initiale du raidisseur pour déterminer le coefficient de réduction, en tenant compte du maintien élastique continu, selon l'EN1993-1-3§5.5.3.2 (3)

Contrainte critique de flambement élastique du raidisseur de bord:

la contrainte est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{K E I_s}}{A_s}$$

EN1993-1-3
§ 5.5.3.2 (7)

où :

K est la rigidité du support élastique par unité de longueur,

$$K = \frac{E t^3}{4(1-\nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 h_p + b_1^3 + 0,5 b_1 b_2 h_p k_f}$$

EN1993-1-3
§ 5.5.3.1 (5)

avec :

b_1 – distance entre la jonction âme-semelle et le centre de gravité de l'aire efficace du raidisseur de bord (semelle supérieure)

$$b_1 = b_{p1} - \frac{b_{e2} t b_{e2} / 2}{(b_{e2} + c_{eff}) t}$$

$k_f = 0$ pour la flexion par rapport à l'axe y-y

K	1,349 N/mm
-----	-------------------

Moment d'inertie de la section efficace du raidisseur:

le moment d'inertie d'aire efficace du raidisseur est donné par l'expression suivante :

$$I_s = \frac{b_{e2} t^3}{12} + \frac{c_{eff}^3 t}{12} + b_{e2} t \left[\frac{c_{eff}^2}{2(b_{e2} + c_{eff})} \right]^2 + c_{eff} t \left[\frac{c_{eff}}{2} - \frac{c_{eff}^2}{2(b_{e2} + c_{eff})} \right]^2$$

I_s	9247,96 mm ⁴
-------	--------------------------------

La contrainte critique de flambement élastique :

la contrainte critique de flambement élastique pour le raidisseur de bord est :

$\sigma_{cr,s}$	557,909 N/mm ²
-----------------	----------------------------------

coefficient de réduction de l'épaisseur χ_d pour le raidisseur de bord :

L'élanement réduit :

l'élanement réduit est donnée par la formule suivante : $\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_{yb} / \sigma_{cr,s}}$

EN1993-1-3
§ 5.5.3.2(3)

$\bar{\lambda}_d$	0,649
-------------------	--------------

Figure 5.10d

Coefficient de réduction

Le coefficient de réduction sera :

si $\bar{\lambda}_d \leq 0,65$ $\chi_d = 1,0$

si $0,65 < \bar{\lambda}_d < 1,38$ $\chi_d = 1,47 - 0,723 \bar{\lambda}_d$

si $\bar{\lambda}_d \geq 1,38$ $\chi_d = 0,66 / \bar{\lambda}_d$

EN1993-1-3
§ 5.5.3.1(7)

EN1993-1-5
§ 4.4(2)

χ_d	1,000
----------	--------------

Etape N°03

Facultativement, procéder par itération pour affiner la valeur du coefficient de réduction pour le flambement du raidisseur, selon l'EN1993-1-3§5.5.3.2(3)

L'aire et l'épaisseur réduites de la section efficace du raidisseur:

l'aire est donnée par l'expression suivante : $A_{s,red} = \chi_d A_s \frac{f_{yb} / \gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}}$ avec : $\sigma_{com,Ed} = f_{yb} / \gamma_{M0}$

Alors : $A_{s,red} = \chi_d \times A_s$

$A_{s,red}$	183,520	mm²
-------------	----------------	-----------------------

l'épaisseur réduite de la section efficace du raidisseur est : $t_{,red} = t \times A_{s,red} / A_s$

$t_{,red}$	2,96	mm
------------	-------------	-----------

Propriétés de la section efficace de l'âme:

Position de l'axe neutre par rapport à la semelle comprimée est donné par l'expression suivante :

$$h_c = \frac{c_p(h_p - c_p/2) + b_{p2}h_p + h_p^2/2 + c_{eff}^2\chi_d/2}{c_p + b_{p2} + h_p + b_{e1} + (b_{e2} + c_{eff})\chi_d}$$

h_c	98,50	mm
-------	--------------	-----------

Le rapport de contrainte est :

$$\psi = \frac{h_c - h_p}{h_c}$$

ψ	-1,000
--------	---------------

Le coefficient de flambement:

le coefficient de flambement est donné par la formule suivante :

$$k_\sigma = 7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$$

[EN1993-1-5](#)

[§ 4.4](#)

(Tableau 4.1)

K_σ	23,88
------------	--------------

L'élanement réduit:

l'élanement réduit est donné par la formule suivante:

$$\bar{\lambda}_{p,h} = \frac{h_p/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}}$$

$\bar{\lambda}_{p,h}$	0,480
-----------------------	--------------

coefficient de réduction de la largeur :

il est donné par l'expression suivante :

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,h} - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,h}^2}$$

ρ	1,624
--------	-------

 $\rho=1$ **Largeur efficace de la zone comprimée de l'âme :**

elle est donnée par : $h_{\text{eff}} = \rho h_c$

h_{eff}	98,50	mm
------------------	-------	----

à proximité de la semelle comprimé : $h_{e1} = 0,4h_{\text{eff}}$

h_{e1}	39,40	mm
----------	-------	----

à proximité de l'axe neutre : $h_{e2} = 0,6h_{\text{eff}}$

h_{e2}	59,10	mm
----------	-------	----

La largeur efficace de l'âme est :

à proximité de la semelle comprimée :

$h_1 = h_{e1}$	39,40	mm
----------------	-------	----

à proximité de la semelle tendue : $h_2 = h_p - (h_c - h_{e2})$

h_2	157,6	mm
-------	-------	----

Propriétés de la section efficace**Aire de la section transversale efficace est donnée par l'expression suivante :**

$$A_{\text{eff}} = t[c_p + b_{p2} + h_1 + h_2 + b_{e1} + (b_{e2} + c_{\text{eff}}) \chi_d]$$

A_{eff}	1178,08	mm ²
$A_f z$	429,20	mm ²

Position de l'axe neutre par rapport à la semelle comprimée :

la position de l'axe neutre est donnée par :
$$z_c = \frac{t[c_p(h_p - c_p/2) + b_{p2}h_p + h_2(h_p - h_2/2) + h_1^2/2 + c_{\text{eff}}^2 \chi_d/2]}{A_{\text{eff}}}$$

z_c	98,50	mm
-------	-------	----

Position de l'axe neutre par rapport à la semelle tendue :

donnée par l'expression suivante : $z_t = h_p - z_c$

z_t	98,50	mm
-------	-------	----

Moment d'inertie :

moment d'inertie est donné par :

$$I_{\text{eff},y} = \frac{h_1^3 t}{12} + \frac{h_2^3 t}{12} + \frac{b_{p2} t^3}{12} + \frac{c_p^3 t}{12} + \frac{b_{e1} t^3}{12} + \frac{b_{e2} (\chi_d t)^3}{12} + \frac{c_{\text{eff}}^3 (\chi_d t)}{12} + c_p t (z_t - c_p/2)^2 + b_{p2} t z_t^2 + h_2 t (z_t - h_2/2)^2 + h_1 t (z_c - h_1/2)^2 + b_{e1} t z_c^2 + b_{e2} (\chi_d t) z_c^2 + c_{\text{eff}} (\chi_d t) (z_c - c_{\text{eff}}/2)^2$$

I _{eff,y}	7362223,811	mm⁴
I _{f,z}	426924,9625	mm⁴

Module de résistance de la section efficace :

- par rapport à la semelle comprimée

$$W_{\text{eff},y,c} = \frac{I_{\text{eff},y}}{z_c}$$

W _{eff,y,c}	74743,39	mm³
----------------------	-----------------	-----------------------

- par rapport à la semelle tendue

$$W_{\text{eff},y,t} = \frac{I_{\text{eff},y}}{z_t}$$

W _{eff,y,t}	74743,39	mm³
----------------------	-----------------	-----------------------

Valeurs du module efficace :

W _{eff,y}	74743,39	mm³
W _{f,z}	9668,90	mm³

Calcul et vérification de la résistance d'un profilé en C à bords tombés formé sollicité en flexion

Charges appliquées sur l'élément à l'ELU:

charge pour la vérification de la résistance

la charge suivant z-z "qz"	1,19	kN/m
la charge suivant y-y "qy"	0,394	KN/m

Charge pour la vérification du deversement

la charge suivant z-z "qz"	0,958	kN/m
----------------------------	--------------	-------------

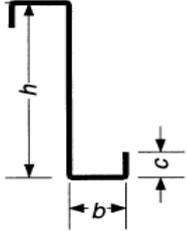
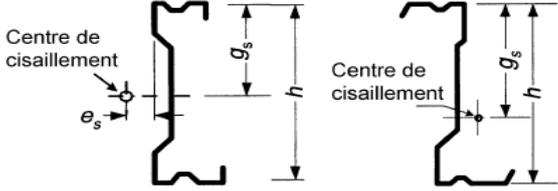
Détermination de la charge latérale $q_{h,Ed}$

il convient de déterminer la charge latérale équivalente $q_{h,Ed}$ agissant sur la semelle libre résultante de la torsion et de la flexion à partir de l'équation suivante:

$$q_{h,Ed} = k_h q_{Ed}$$

Détermination de K_{h0}

: dans notre cas on a une panne de forme C, donc :

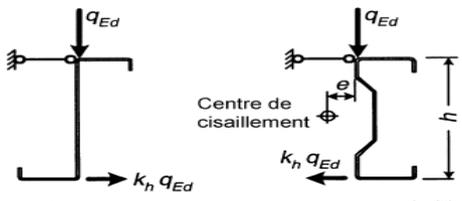
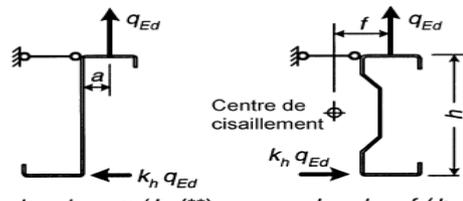
 $k_{h0} = \frac{ht(b^2 + 2cb - 2c^2b/h)}{4I_y}$ <p>Section Z symétrique simple</p>	 $k_{h0} = \frac{I_{yz}g_s}{I_y h}$ <p>Sections Z, C ou Σ</p>
<p>a) k_{h0} facteur de charge latérale sur la semelle inférieure libre. (k_{h0} correspond à l'application d'une charge au droit du centre de cisaillement)</p>	

Le module d'inertie est égale I_{yz} à : 0

Alors:

K_{h0}	0,000
----------------------------	--------------

Détermination du K_h :

 <p>b) Charge de gravité</p> <p>$k_h = k_{h0}$</p> <p>$k_h = k_{h0} + e/h$ (*)</p>	 <p>c) Charge de soulèvement</p> <p>$k_h = k_{h0} - a/h$ (**)</p> <p>$k_h = k_{h0} - f/h$</p>
<p>Centre de cisaillement</p> <p>k_h Coefficient de charge latérale équivalente</p>	

(*) Si le centre de cisaillement se situe à droite de la charge q_{Ed} , la charge latérale agit dans le sens opposé.

(**) Si $a/h > k_{h0}$, la charge latérale agit dans le sens opposé.

(***) La valeur de f est limitée par la position de la charge q_{Ed} entre les bords de la semelle supérieure.

Figure 10.3 — Conversion de la torsion et de la flexion latérale en une charge latérale équivalente $k_h q_{Ed}$

Détermination de "Kh" sous charge $W+$

K_h	0,217
-------------------------	--------------

Détermination de "Kh" sous charge de ($W-$)

K_h	-0,417
-------------------------	---------------

Détermination de la charge latérale "qd" :

Charge sous $W+$:

qd	1,19 kN/m
-----------	------------------

Charge sous W-

qhd	0,958	kN/m
------------	--------------	-------------

Détermination de la charge équivalente "qhd"**Charge sous W+ :**

qhd	0,258	kN/m
------------	--------------	-------------

Charge sous W-

qhd	-0,399	kN/m
------------	---------------	-------------

Détermination de la rigidité de l'appui élastique latéral

(4) La rigidité de l'appui élastique latéral K par unité de longueur peut être déterminée par le calcul à l'aide de l'équation suivante :

$$\frac{1}{K} = \frac{4(1 - \nu^2)h^2(h_d + b_{\text{mod}})}{Et^3} + \frac{h^2}{C_D} \quad \dots (10.13)$$

où la dimension b_{mod} est déterminée comme suit :

— pour les cas où l'effort latéral équivalent $q_{h,Ed}$ amène la panne en contact avec les plaques nervurées au droit de l'âme de la panne :

$$b_{\text{mod}} = a$$

— pour les cas où l'effort latéral équivalent $q_{h,Ed}$ amène la panne en contact avec les plaques nervurées au bord de la semelle de la panne :

$$b_{\text{mod}} = 2a + b$$

où :

t est l'épaisseur de la panne ;

a est la distance entre la fixation plaque-panne et l'âme de la panne, voir Figure 10.6 ;

b est la largeur de la semelle de la panne assemblée aux plaques nervurées, voir Figure 10.6 ;

C_D est la rigidité élastique totale en rotation d'après 10.1.5.2 ;

h est la hauteur hors-tout de la panne ;

h_d est la hauteur développée de l'âme de la panne, voir Figure 10.6.

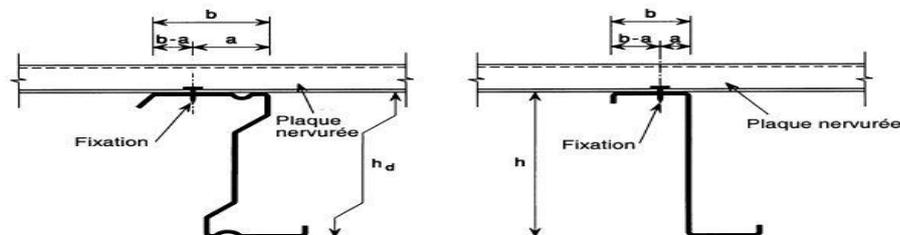


Figure 10.6 — Assemblage panne sur plaque nervurée

Détermination de la dimension "bmod"**Charge sous W+**

bmod	40	mm
-------------	-----------	-----------

Charge sous W-

bmod	160	mm
-------------	------------	-----------

Détermination de CD suivant L'EN1993-1-3§10,1,5.2(9)

CD	700	N/mm,rad
-----------	------------	-----------------

Determination de K**Charge sous W+**

K	0,0157	N/mm
----------	---------------	-------------

Charge sous W-

K	0,015	N/mm
----------	--------------	-------------

Determination de la rigidité de l'appui élastique est donnée par la formule:

(7) Le coefficient de correction κ_R correspondant à une section donnée et à des conditions aux limites données, peut être déterminé à partir du Tableau 10.1 (ou en utilisant la théorie des poutres sur des fondations élastiques), en retenant pour R , rigidité de l'appui élastique, la valeur suivante :

$$R = \frac{KL_a^4}{\pi^4 EI_{tz}} \quad \dots (10.6)$$

où :

I_{tz} est le moment d'inertie de la section brute de la semelle libre plus la partie participante de l'âme pour la flexion par rapport à l'axe $z - z$, voir 10.1.4.1(2) ; lorsqu'une analyse numérique est effectuée, voir 10.1.2(5) ;

K est la rigidité par unité de longueur de l'appui latéral élastique d'après 10.1.5.1 ;

L_a est la distance entre les liernes, ou en absence de liernes, la portée L de la panne.

Charge gravitaire:

R	0,462
----------	--------------

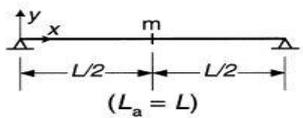
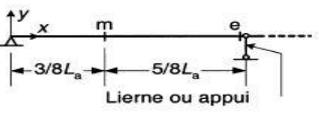
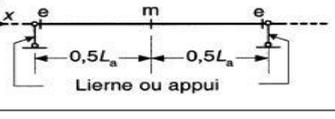
Charge de soulèvement

R	0,440
----------	--------------

Calcul de facteur de correction KR:

κ_R est donné par les formules suivantes

Tableau 10.1 — Valeurs du moment initial $M_{0,tz,Ed}$ et du coefficient de correction κ_R

Système	Position	$M_{0,tz,Ed}$	κ_R
 <p style="text-align: center;">(L_a = L)</p>	m	$\frac{1}{8} q_{h,Ed} L_a^2$	$\kappa_R = \frac{1 - 0,0225R}{1 + 1,013R}$
 <p style="text-align: center;">Lierne ou appui</p>	m	$\frac{9}{128} q_{h,Ed} L_a^2$	$\kappa_R = \frac{1 - 0,0141R}{1 + 0,416R}$
	e	$-\frac{1}{8} q_{h,Ed} L_a^2$	$\kappa_R = \frac{1 + 0,0314R}{1 + 0,396R}$
 <p style="text-align: center;">Lierne ou appui</p>	m	$\frac{1}{24} q_{h,Ed} L_a^2$	$\kappa_R = \frac{1 - 0,0125R}{1 + 0,198R}$
	e	$-\frac{1}{12} q_{h,Ed} L_a^2$	$\kappa_R = \frac{1 + 0,0178R}{1 + 0,191R}$

Charge gravitaire:

KR	0,674
-----------	--------------

Charge de soulèvement

KR	0,685
-----------	--------------

Note: les résultats obtenus sont valables pour le cas sans lierne

Détermination du moment de flexion latérale "M_{fz,Ed}"

(5) Le moment fléchissant latéral $M_{fz,Ed}$ peut être déterminé à partir de l'expression (10.5), sauf dans le cas d'une poutre avec semelle libre en traction, pour laquelle, du fait de l'influence positive de la déformation transversale de la semelle et des effets de second ordre, le moment $M_{fz,Ed}$ peut être pris égal à zéro :

$$M_{fz,Ed} = \kappa_R M_{0,fz,Ed} \quad \dots (10.5)$$

où :

$M_{0,fz,Ed}$ est le moment de flexion latérale initial dans la semelle libre sans appui élastique ;

κ_R est un coefficient de correction pour tenir compte de l'appui élastique.

Charge gravitaire:

M_{0,fz,Ed}	0,516	kN.m
----------------------------	--------------	-------------

Charge de soulèvement

M_{0,fz,Ed}	-0,80	KN.m
----------------------------	--------------	-------------

Alors :

Charge gravitaire:

M_{fz,Ed}	0,348	kN.m
--------------------------	--------------	-------------

Charge de soulèvement

M_{fz,Ed}	-0,54701	KN.m
--------------------------	-----------------	-------------

Calcul des sollicitations:

V_y	1,58	kN
M_y	2,38	KN.m
V_z	4,76	kN
M_z	1,58	KN.m

Vérification de la résistance à la flexion à l'ELU:

Calcul du moment de résistance à la flexion de la section transversale:

$$M_{c,Rd} = W_{eff,y} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

M_{cy,Rd}	15,968	kN.m
M_{cz,Rd}	2,066	kN.m

La vérification de la résistance à la flexion est donnée par :

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} \leq 1$$

Condition	0,912
------------------	--------------

Condition vérifiée

La résistance au cisaillement à l'ELU :

$$V_{b,Rd} = \frac{h_w \sin \phi t f_{bv}}{\gamma_{M0}}$$

EN1993-1-3
§6.1.5

où :

f_{bv} est la résistance au cisaillement compte tenu du voilement conformément au Tableau 6.1 ;

h_w est la hauteur d'âme entre les fibres moyennes des semelles, voir Figure 5.1(c) ;

ϕ est l'angle d'inclinaison de l'âme par rapport aux semelles, voir Figure 6.5.

Vpl,Rd	71,92	kN
--------	-------	----

Tableau 6.1 — Résistance au voilement de cisaillement

Élancement relatif de l'âme	Ame sans raidissage au droit de l'appui	Ame avec raidissage au droit de l'appui ¹⁾
$\bar{\lambda}_w \leq 0,83$	$0,58 f_{yb}$	$0,58 f_{yb}$
$0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,40$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,40$	$0,67 f_{yb} / \bar{\lambda}_w^2$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$

1) Raidissage au droit de l'appui (par exemple : par échantignole) mis en œuvre de manière à empêcher la déformation de l'âme et calculé pour résister à la réaction d'appui.

(2) Il convient de déterminer l'élancement relatif de l'âme $\bar{\lambda}_w$ de la façon suivante :

— pour les âmes sans raidisseurs longitudinaux :

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \frac{S_w}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} = 0,346 \frac{h - t_{nom}}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}$$

$\bar{\lambda}_w$	0,77
-------------------	------

Alors:

La résistance au cisaillement compte tenu du voilement

fbv	136,30	N/mm ²
-----	--------	-------------------

La résistance au cisaillement :

Vb,rd	72,3	kN
-------	------	----

La résistance de calcul au cisaillement :

il est donné par la formule suivante:

$$V_{c,Rd} = \min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd})$$

Vc,rd	71,9	kN
-------	------	----

Vérification de la résistance au cisaillement :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} < 1$$

[EN1993-1-1](#)
§6.2.6(1)

condition	0,07
-----------	------

condition vérifiée

Vérification de la résistance transversale local à l'ELU:

Calcul de la réaction :

$$F_{Ed} = q_d L / 2$$

Fed	4,76	kN
-----	------	----

Pour obtenir la résistance transversale locale de l'âme pour une section transversale comportant une seule âme non raidie, les critères suivants doivent être satisfaits :

$$h_w/t \leq 200$$

[EN1993-1-3](#)

§6.1.7.2 (1)

$$r/t \leq 6$$

$$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$$

où ϕ est l'inclinaison de l'âme par rapport aux semelles

Condition 1 : $h_w/t \leq 200$	66,55	Condition vérifiée
Condition 2 : $r/t \leq 6$	1,35	Condition vérifiée
Condition 3 : $45 \leq \phi \leq 90$	90	Condition vérifiée

La résistance transversale locale de l'âme :

Longueur d'appui(s_s)	60,2	mm
---------------------------	-------------	-----------

s_s/t	20,34
---------	--------------

Equation 6,15b

- pour une section transversale avec semelles non raidies :
- si $s_s/t \leq 60$:

$$R_{w,Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \left[5,92 - \frac{h_w/t}{132} \right] \left[1 + 0,01 \frac{s_s}{t} \right]^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad \dots (6.15b)$$

- si $s_s/t > 60$:

$$R_{w,Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \left[5,92 - \frac{h_w/t}{132} \right] \left[0,71 + 0,015 \frac{s_s}{t} \right]^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad \dots (6.15c)$$

[EN1993-1-3](#)
§6.1.7.2 (2)
Figure 6.7

$R_{w,rd}$	11,44	kN
------------	--------------	-----------

Vérification des efforts transversaux locaux :

[§6.1.7.1\(1\)](#)
de l'EN1993-1-3

$F_{ed} < R_{w,rd}(6,13)$	0,42
---------------------------	-------------

Condition vérifiée

Vérification du deversement de la semelle libre :

la vérification du deversement sera effectuée selon la charge de soulèvement:

(6) Pour des charges de soulèvement, en absence de liernes et à condition que $0 \leq R_0 \leq 200$, la longueur de flambement de la semelle libre sous compression variable sur la longueur L_0 tel qu'indiqué à la Figure 10.5, peut être prise égale à :

$$l_{fz} = 0,7L_0 \left(1 + 13,1R_0^{1,6} \right)^{-0,125} \quad \dots (10.10a)$$

avec :

$$R_0 = \frac{KL_0^4}{\pi^4 EI_{fz}} \quad \dots (10.10b)$$

où :

l_{fz} et K sont telles que définies au 10.1.4.1(7). La longueur de flambement de la semelle libre peut également être déterminée à l'aide du Tableau 10.2b combiné à l'équation donnée au 10.1.4.2(3).

Calcul de la longueur de flambement : (sous charge de soulèvement)

l_{fz}	4,64 m
----------	---------------

Calcul du rayon de giration :

i_z	31,54 mm
-------	-----------------

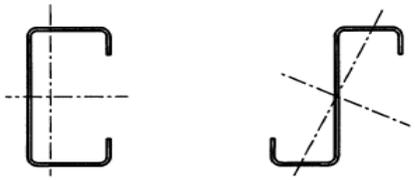
Calcul de l'élanement réduit :(sous charges de soulèvement)

$\bar{\lambda}_{fz}$	1,57
----------------------	-------------

6.2.4 Déversement des barres fléchies

(1) Il convient de déterminer le moment résistant d'une barre sujette au déversement suivant 6.3.2.2 de l'EN 1993-1-1, en retenant la courbe de flambement latéral appropriée a ou b.

(2) Il convient de ne pas utiliser cette méthode pour les profilés qui présentent un angle significatif entre les axes principaux de la section transversale efficace, et ceux de la section transversale brute.

	quelconque	b
---	------------	---

Charges de soulèvement :

ϕ_{LT}	1,96
-------------	-------------

x_{LT}	0,32
----------	-------------

Vérification du deversement:

Condition	0,641
-----------	--------------

< 1 **condition vérifiée****u deversement sous charges gravitaires**

Sous l'effet de la charge gravitaire(G,W+...), il n'est pas nécessaire de vérifier le deversement puisque il est considéré que la semelle comprimée est maintenue latéralement

Vérification à l'état limite de service :**Charge appliquées à l'état limite de service (ELS):**

La charge suivant y-y "qy"	0,29	kN/m
La charge suivant z-z "qz"	0,79	kN/m

Calcul des sollicitations :

Vy	1,16	kN
My	6,32	kN.m
Vz	3,16	kN
Mz	0,58	kN.m

Propriétés de la section efficace à l'ELS:**Moment d'inertie à l'ELS:**

le moment d'inertie à l'ELS est donné par :

$$I_{fic} = I_{gr} - \frac{\sigma_{gr}}{\sigma} (I_{gr} - I(\sigma)_{eff})$$

[EN1993-1-3](#)

§7.1(3)

Avec:

$$\sigma_{gr} = \frac{M_{Ed,ser}}{W_{gr}} = \frac{M_{Ed,ser}}{I_{gr}/z_{c,gr}}$$

où :

I_{gr} est le moment d'inertie de la section transversale brute ;

σ_{gr} est la contrainte maximale de compression par flexion à l'état limite de service, sur la base de la section transversale brute (positive dans la formule) ;

$I(\sigma)_{eff}$ est le moment d'inertie de la section transversale efficace, tenant compte du flambement local, calculée pour une contrainte maximale σ_{gr} , égale à la plus grande valeur absolue des contraintes sur la longueur de calcul considérée.

I_{gr,y}	7041000	mm⁴
I_{gr,z}	961600	mm⁴
Z_{c,gr} = Z_{b1}	98,50	mm

Alors :

σ_{gr}	88,41	N/mm ²
$\sigma_{gr,z}$	59,41	N/mm ²

$\sigma = f_{yb}$	235	N/mm ²
-------------------	------------	-------------------

$I(\sigma)_{eff} = I_{eff,y}$	7362223,81	mm ⁴
$I(\sigma)_{eff} = I_{f,z}$	426924,96	mm ⁴

Moment d'inertie à l'ELS:

$I_{fic,y}$	7161853,389	mm ⁴
$I_{fic,z}$	826426,4201	mm ⁴

Vérification de la flèche :

la flèche de l'élément est :

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{q_{d,ser} L^4}{EI_{fic}}$$

§7.2.1 de
l'[EN 1993-1-1](#)

δ_y (mm)	2,28	<	20	Condition vérifiée
δ_z (mm)	28,01	<	40	Condition vérifiée

Références:	NF EN 1993-1-3 & NF EN 1993-1-1
	Exemple : Calcul et vérification à l'état limite de service d'un élément en acier formé à froid et sollicité en flexion SX026a-FR-EU (ACCESS STEEL)
	Exemple : Calcul des propriétés de la section efficace en flexion d'un profilé en C à bords tombés formé à froid SX022a-FR-EU (ACCESS STEEL)
	Structures en acier inoxydable Guide de conception (Troisième édition)
	Design of Cold-formed Steel Structures (ECCS Eurocode Design Manuals)

4.2 Etude des éléments principaux en profilés reconstitués soudés à sections variables :

Cette présente partie consiste à étudier l'un des portiques constituant le bâtiment PEB dont ses éléments sont en profilés reconstitués soudés, tel que le poteau est composé de deux tronçons et la traverse se divise en trois tronçons, comme le montre la figure ci-dessous :

4.2.1 Géométrie du portique :

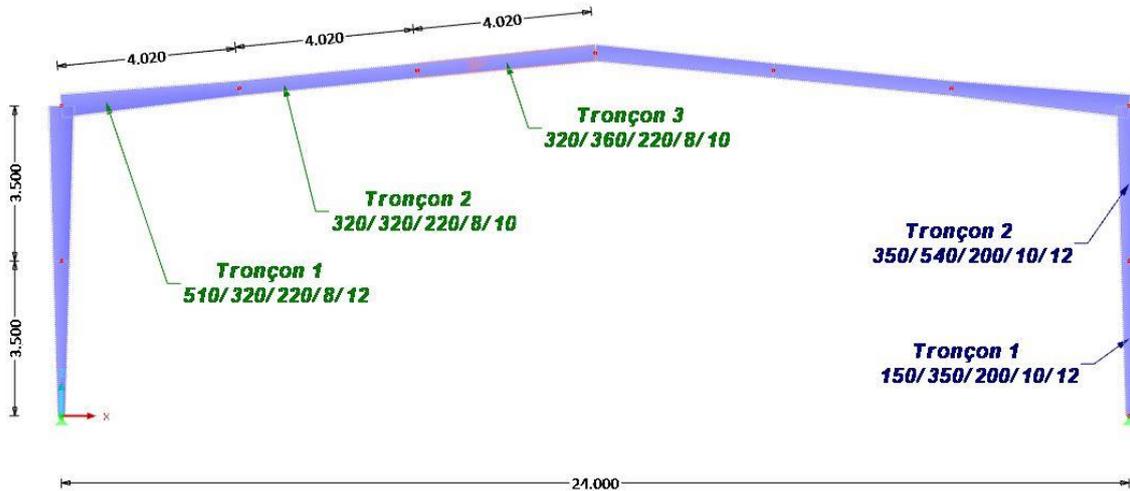


Figure 4- 1 Géométrie du portique

Note :

L'appellations des sections sont choisies comme suit :

$$h_{wb} / h_{wt} / b / t_w / t_f$$

Avec :

h_{wb} : Hauteur de l'âme au début du tronçon.

h_{wt} : Hauteur de l'âme à la fin du tronçon.

b : largeur de la base

t_w : Épaisseur de l'âme.

t_f : Épaisseur de la semelle.

4.2.2 Actions revenantes au portique :

A. Charges permanentes :

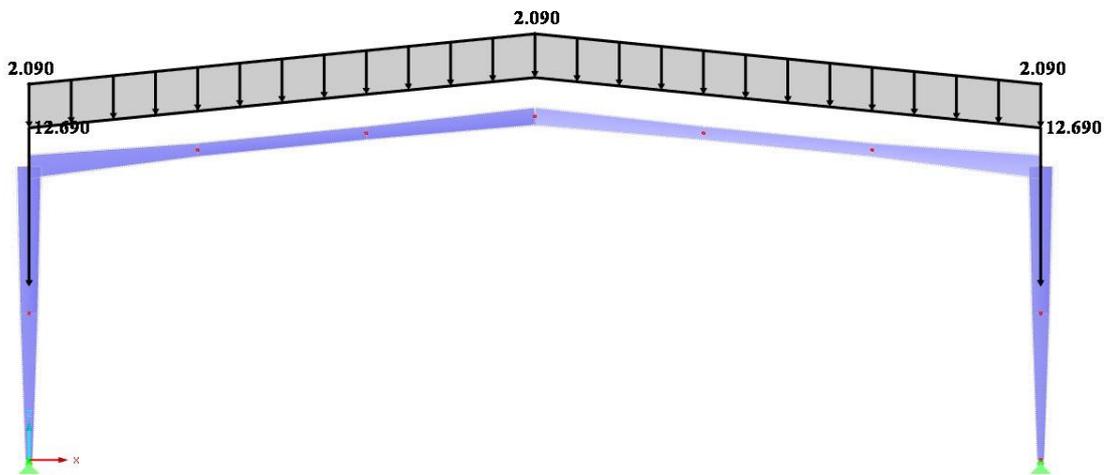


Figure 4- 2 Charges permanentes G

B. Charge de neige :

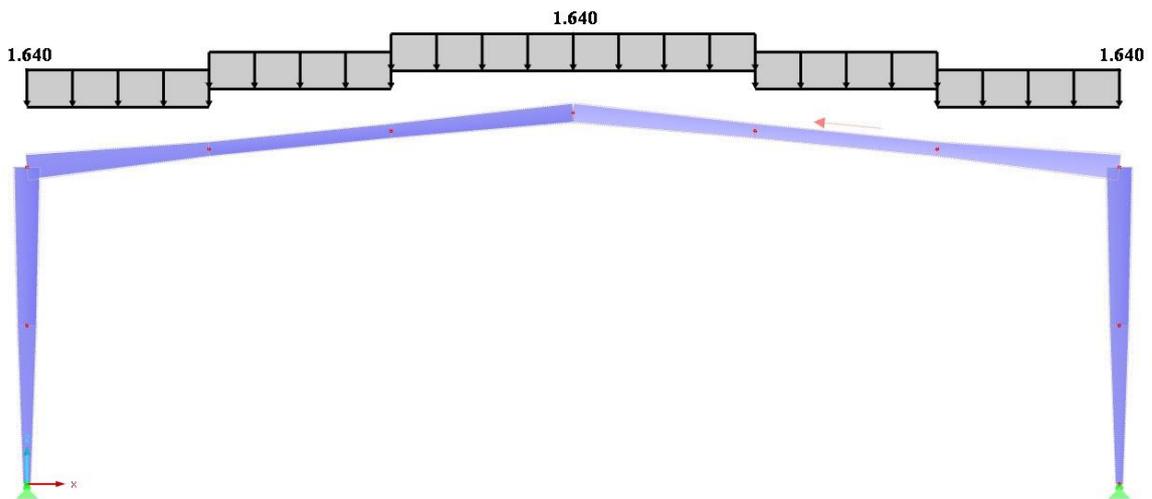


Figure 4- 3 Charges de neige S

C. Charge du vent de dépression :

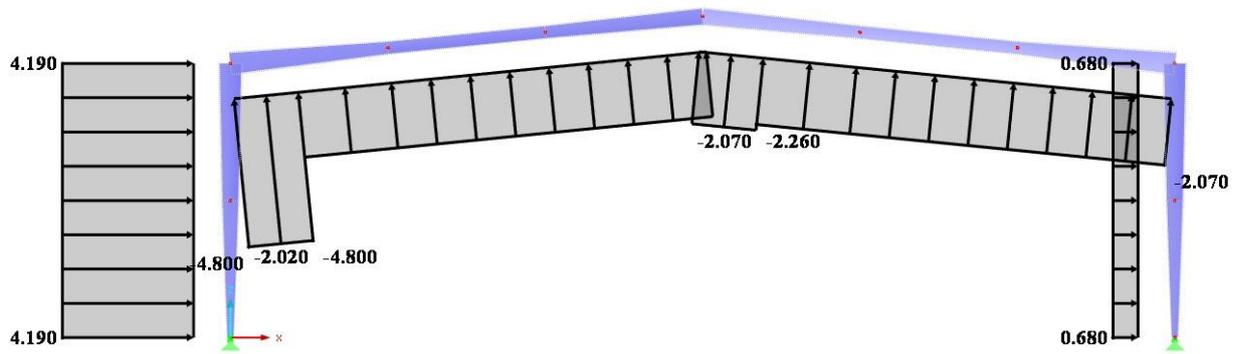


Figure 4- 4 Actions du vent perpendiculaire au long pan W1

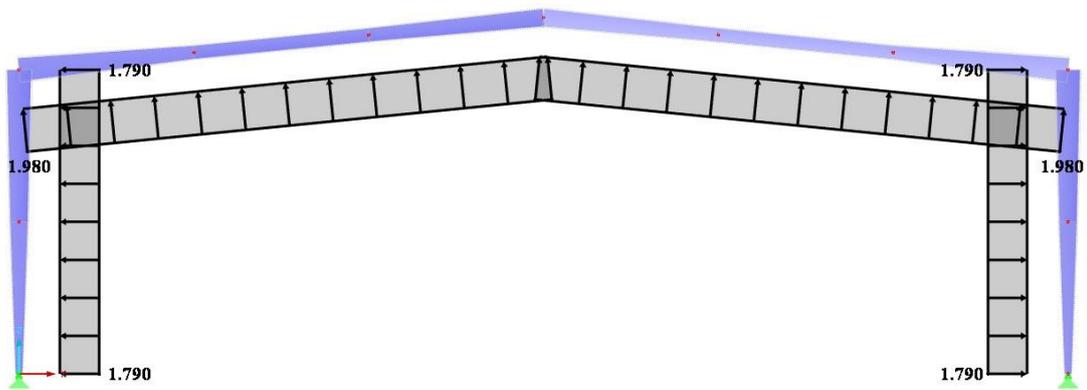


Figure 4- 5 Actions du vent perpendiculaire au pignon axe 9 W2

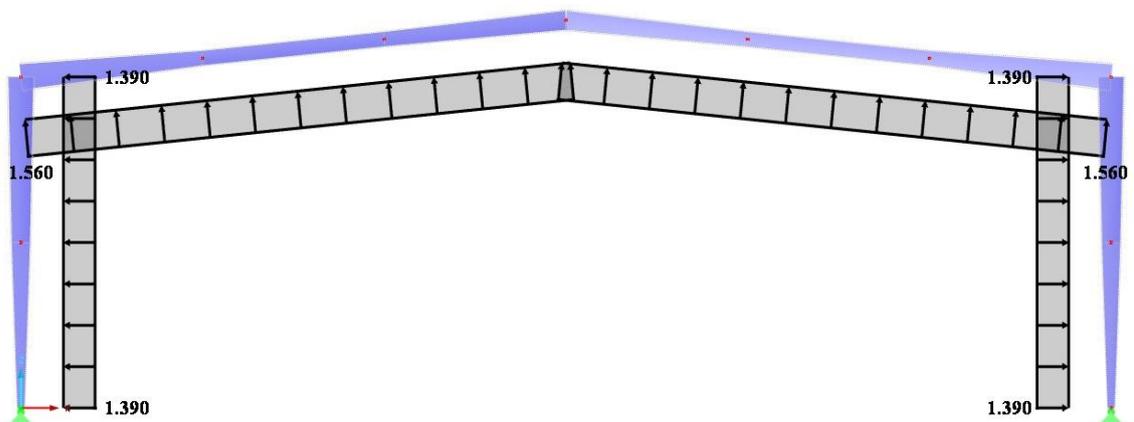


Figure 4- 6 Action du vent perpendiculaire au pignon axe 1 W3

D. Charge du vent de surpression :

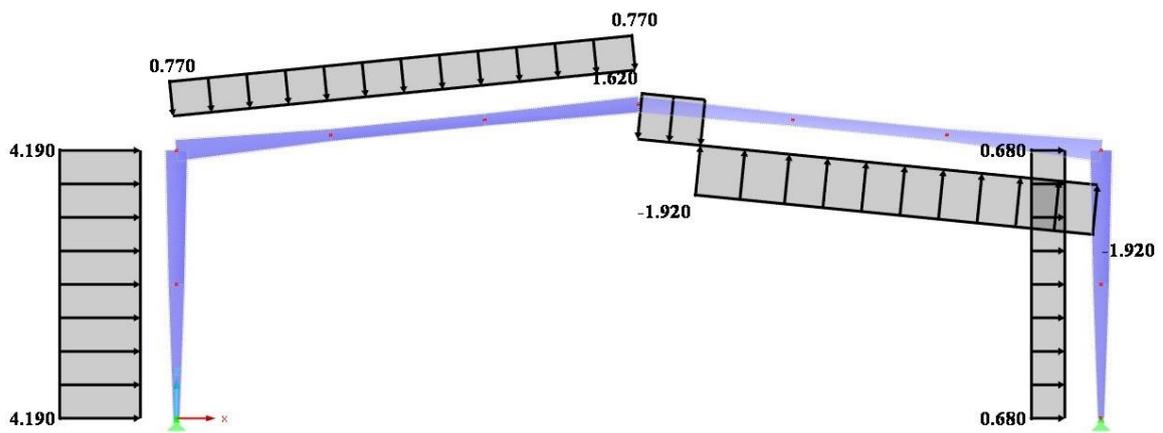


Figure 4- 7 Actions du vent W1

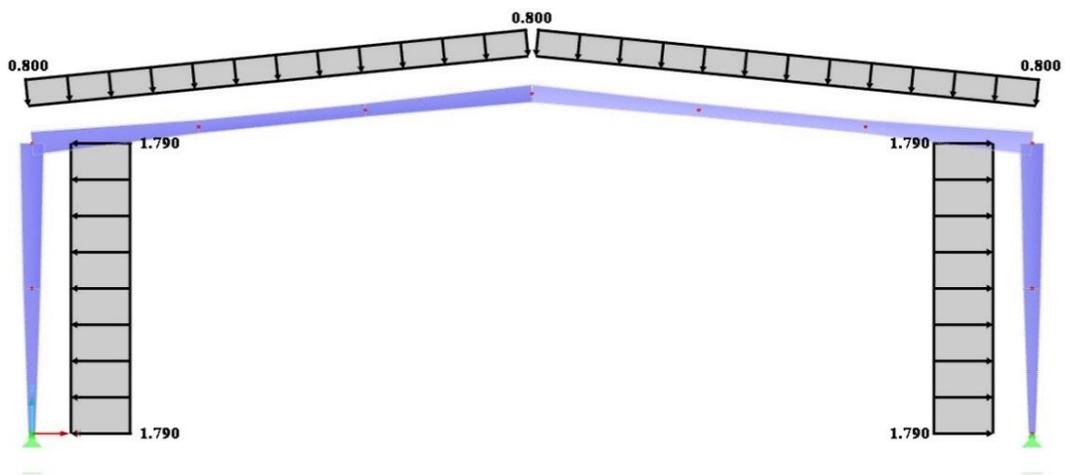


Figure 4- 8 Actions du vent W2

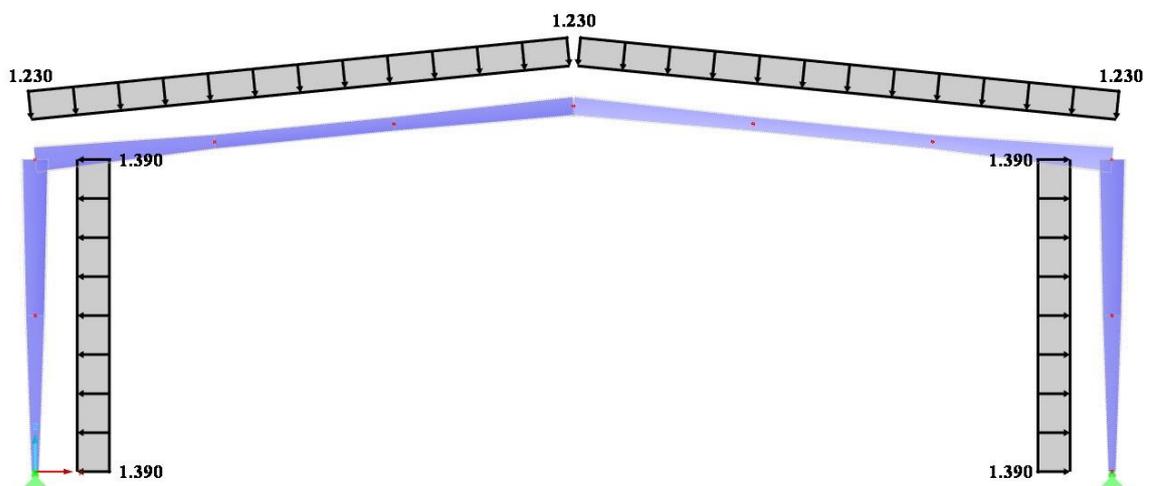


Figure 4- 9 Actions du vent W3

4.2.3 Résultats d'analyse élastique :

- Etat limite ultime :

Les diagrammes des moments sont en kN.m

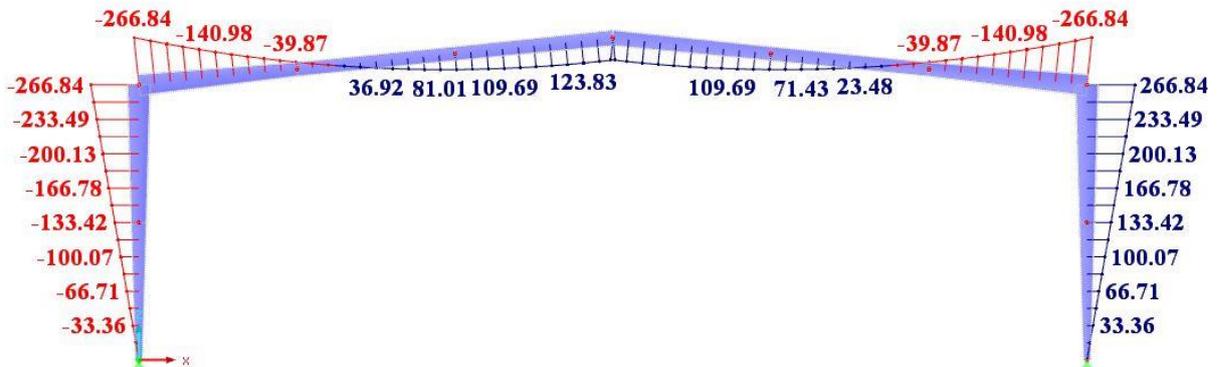


Figure 4- 10 Résultats de la combinaison 1.35G+1.5S

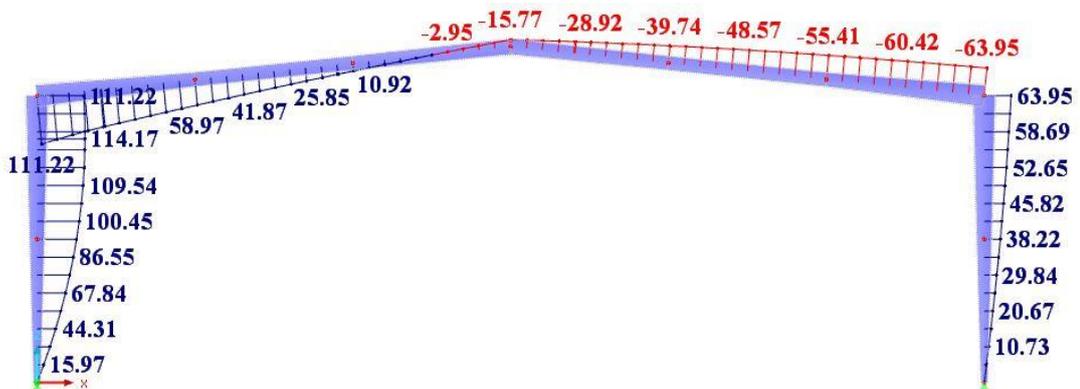


Figure 4- 11 Résultats de la combinaison G-1.5W1

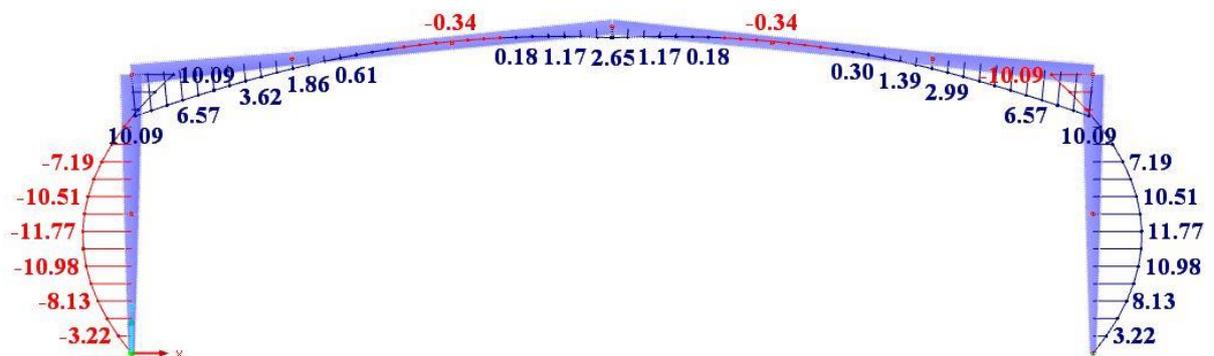


Figure 4- 12 Résultats de la combinaison G-1.5W2

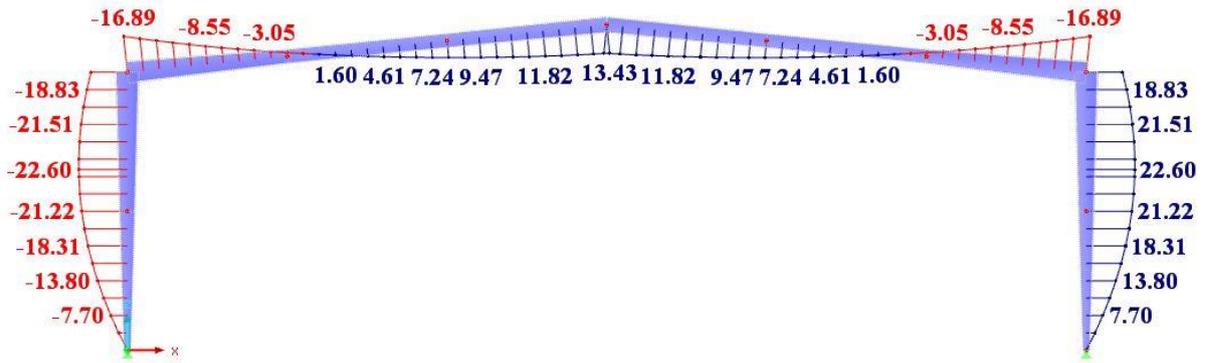


Figure 4- 11 Résultats de la combinaison $G-1.5W_3$

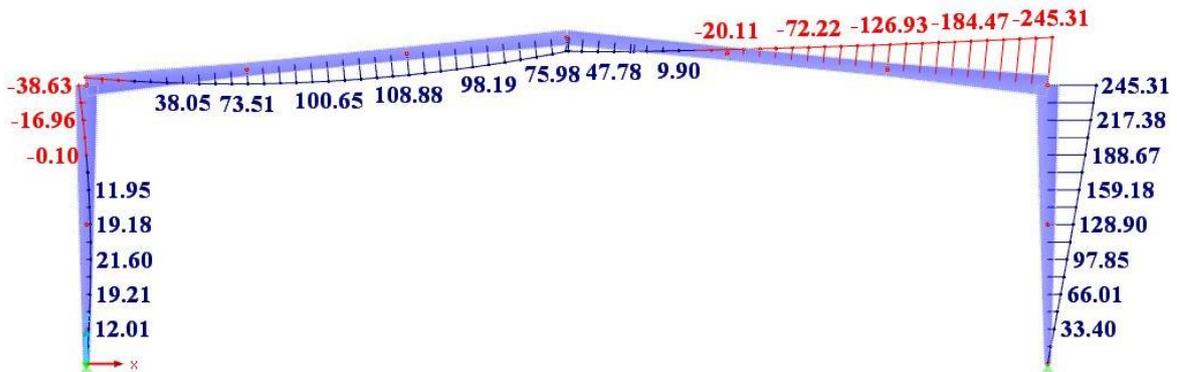


Figure 4- 13 Résultats de la combinaison $1.35G+1.5W_1+$

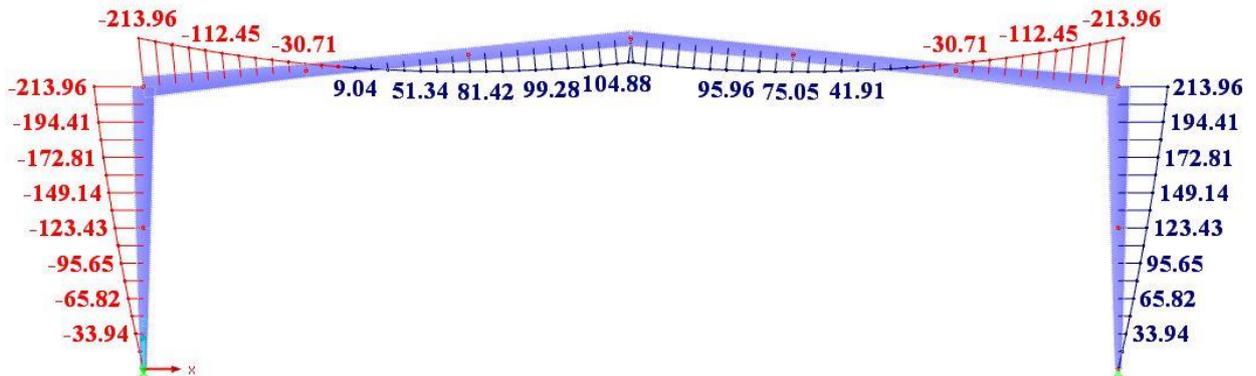


Figure 4- 14 Résultats de la combinaison $1.35G+1.5W_2+$

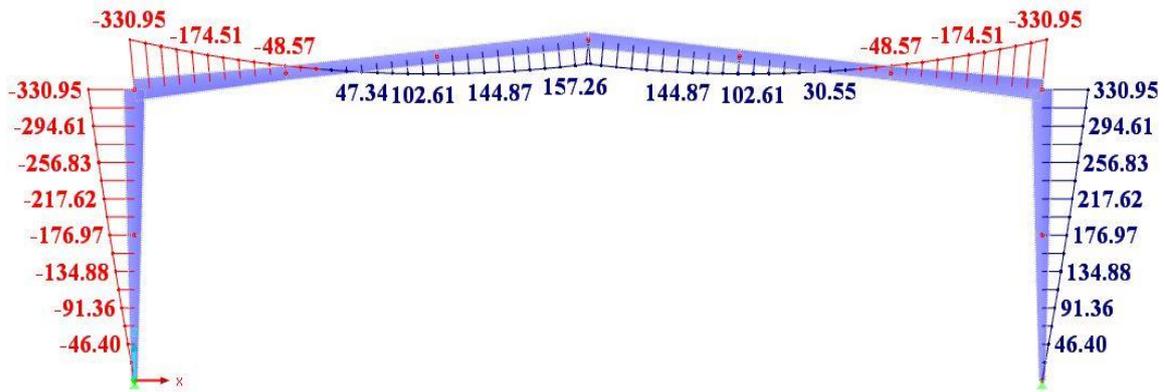


Figure 4- 17 Résultats d'analyse de la combinaison 1.35(G+S+W3+)

4.2.4 Vérification de la résistance :

Pour ce titre, la vérification sera détaillée pour le premier tronçon du poteau, et pour le reste des éléments nous allons suivre les mêmes étapes de calcul.

- **Classification de la section**

A. Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - (2 \times t_f)}{t_w} = 12.6$$

$$d_N = \frac{N_{Ed}}{t_w f_y} = \frac{113.06 \times 1000}{10 \times 235} = 48.11$$

$$\alpha_w = \frac{d + d_N}{2d} = \frac{126 + 48.11}{2(126)} = 0.69$$

$$\text{Limite de classe 1 : } \frac{396 \varepsilon}{13\alpha_w - 1} = 49.61 > 12.6 \rightarrow \text{l'âme est de classe 1}$$

B. Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w)/2}{t_f} = 7.91 < 9 \varepsilon \rightarrow \text{la semelle est de classe 1}$$

Ainsi, la section est de classe 1, ce qui mène à la vérification de la section à la résistance plastique.

On procède les vérifications de la barre avec les sollicitations suivantes :

- $M_{ed} = 176.97$ kN. m. (Au sommet du tronçon).
- $N_{ed} = 113.06$ kN. (Supposé constant le long du tronçon)
- $V_{ed} = 53.85$ kN.

4.2.4.1 Résistance de la section transversale :

D'abord nous précédon par le calcul des propriétés des sections transversales des différents tronçons pour la vérification de la résistance d'instabilité des barres.

A. Vérification de l'effort tranchant :

La valeur de calcul de l'effort tranchant V_{ed} dans la section transversale doit satisfaire la condition ci-après : $V_z \leq V_{ply,z}$

$$V_{ply,z} = \frac{A_{vz} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m_0}} = \frac{15.12 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1.1} = 186.49 \text{ KN}$$

Par conséquence :

$$\frac{V_z}{V_{ply,z}} = \frac{53.85}{186.49} = \mathbf{0.288} < \mathbf{1}$$

B. Vérification de l'interaction flexion et cisaillement :

$V_{Ed} = 53.85 \text{ kN} \leq 0.5V_{pl,Rd} = 93.24 \text{ kN} \rightarrow$ L'effet de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligé.

C. Vérification de la résistance à la compression :

Il convient de vérifier la résistance de la section transversale à la compression de la façon suivante :

$$N_{ed} \leq N_{c,Rd}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{m_0}} = 1294.63 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{113.06}{1294.63} = \mathbf{0.087} < \mathbf{1}$$

D. Vérification de l'interaction N-M :

$$\frac{N_{sd}}{\min(0.5N_{pl,w}; 0.25N_{pl,Rd})} \leq 1$$

$$\frac{113.06}{\min(161.50; 323.65)} = \mathbf{0.7} \leq \mathbf{1}$$

E. Vérification de la résistance du moment fléchissant :

La résistance de la section transversale, à la flexion est déterminée comme suit :

$$\frac{M_{sd}}{M_{Rd}} = \frac{176.97}{230.06} = \mathbf{0.77} \leq \mathbf{1}$$

Note :

Le même calcul peut être effectué pour les autres tronçons du portique. Les tableaux ci-dessous résument les vérifications à la résistance pour les barres.

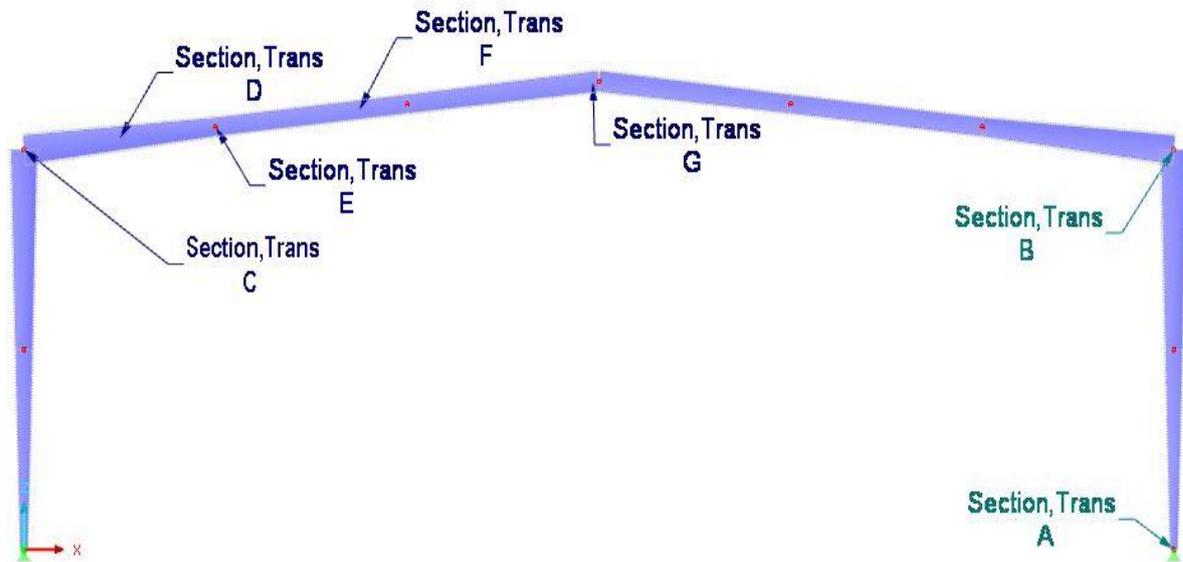


Figure 4- 18 Les différentes sections transversales

D'abord nous précédon par la classification des sections des différents tronçons, ce qui donne :

Barre	Tronçon	Section	Classification de l'âme				Classe des semelles			Classe Optée
			d (mm)	t_w (mm)	N_{Ed} (kN)	Classe	c (mm)	t_f (mm)	Classe	
Poteau	2	B	516	10	89.96	1	105	12	1	1
Traverse	1	C	516	8	50.48	1	106	12	1	1
		D	391		49.29	1				
		E	296		48.12	1				
	2	F	300	8	48.12	1	106	10	3	3
	3	G	340	8	43.55	1	106	10	3	3

Tableau 4- 1 Classification des sections transversales

Remarque :

On remarque que les tronçons F et G sont de classe 3 ce qui mène au calcul élastique.

- Résistance au cisaillement des sections transversales :

Type	Tronçon	Section	$V_{ed}(kN)$	$A_{vz}(cm^2)$	V_{rd}	$\frac{V_{ed}}{V_{pl,rd}} \leq 1$	$0.5V_{pl,rd}$	$M - V$
Poteau	2	B	47.75	39.12	482.52	0.098	241.25	0.197
Traverse	1	C	85.47	46.66	575.47	0.148	287.73	0.297
		D	70.22	37.54	462.98	0.151	231.49	0.303
		E	55.13	28.42	350.49	0.157	175.24	0.314

Tableau 4- 2 Résultats de la vérification au cisaillement

La vérification des deux tronçons E et F de la traverse sera faite vis-à-vis de la résistance élastique au cisaillement comme suit :

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3}\gamma_{M0})} \leq 1$$

Où :

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}S}{t \times I_y}$$

S : Le moment statique de l'aire, quel que soit le point considéré

I_y : le moment d'inertie de flexion de la section transversale complète.

t : L'épaisseur au point considéré.

Type	Tronçon	Section	$V_{ed}(kN)$	$S(cm^4)$	$I_y(cm^4)$	$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3}\gamma_{M0})} \leq 1$
Traverse	2	F	55.13	431	12374.7	0.19
	3	G	31.37	431	12374.7	0.11

Tableau 4- 3 Vérification du cisaillement de classe 3

- Résistance à la compression :

Type	Tronçon	Section	$N_{ed}(kN)$	$A(cm^2)$	$N_{c,rd}(kN)$	$\frac{N_{ed}}{N_{c,rd}} \leq 1$	$M - N$
Poteau	2	B	93.31	80.6	1721.90	0.05	0.22
Traverse	1	C	50.48	91.68	1958.62	0.025	0.103
		D	49.29	84.08	1796.25	0.027	0.123
		E	48.12	76.48	1633.89	0.029	0.158
	2	F	48.12	68	1452.73	0.033	0.156
	3	G	45.82	68	1452.73	0.031	0.149

Tableau 4- 4 Résultats de la vérification à la compression

- Résistance au moment fléchissant :

Type	Tronçon	Section	M_{ed} (kN.m)	W_y (cm ³)	M_{Rd} (kN.m)	$\frac{M_{ed}}{M_{Rd}} \leq 1$
Poteau	2	B	334.28	1932.84	412.92	0.80
Traverse	1	C	334.28	1787.11	381.79	0.86
		D	226.13	1369.68	292.61	0.77
		E	131.28	988.35	211.14	0.62
	2	F	136.16	773.42	165.23	0.82
	3	G	156.16	894.39	191.07	0.81

Tableau 4- 5 Résultats de la vérification à la flexion

4.2.5 Vérification de la stabilité de la barre :

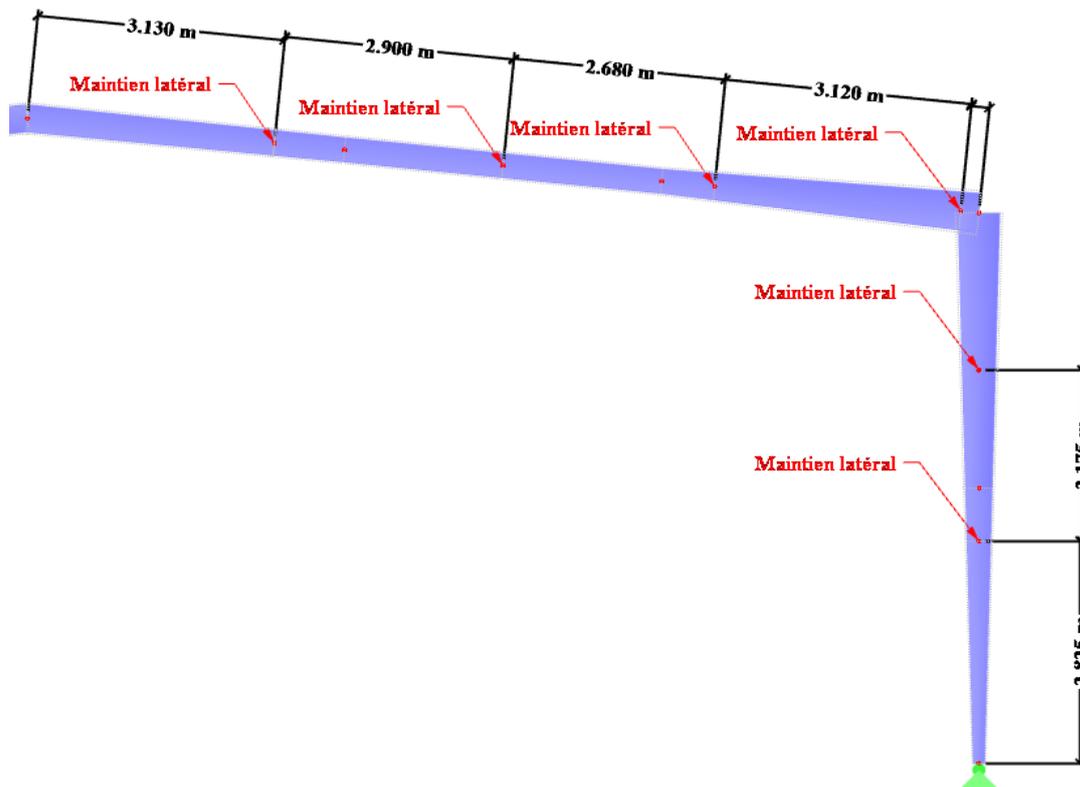


Figure 4- 19 Position des maintiens latéraux

A. Vérification de la longueur stable entre les maintiens :

La vérification de l'espacement entre les maintiens, L'Annexe B-B de l'EN 1993-1-1 fournit une expression pour calculer l'espacement maximum :

$$L_m = 0.85 \frac{38i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{N_{Ed}}{A}\right) + \frac{1}{756C_1^2} \frac{W_{ply}^2}{A I_t} \left(\frac{fy}{235}\right)^2}} \quad (BB.10)$$

Avec :

C_1 Est facteur qui tient compte de la forme du diagramme de moment fléchissant, il dépend du rapport entre les moments fléchissant.

Les rapports de moment fléchissant pour les tronçons médiane et inférieur du poteau sont les suivants :

Barre	Tronçon	ψ	C_1	N_{Ed} (kN)	W_{ply} (cm ³)	A (cm ²)	I_t (cm ⁴)	i_z (cm)	L_m (m)	Observation
Poteau	1	0.53	1.33	113.06	370.89	60.6	26.77	5.14	2.63	Vérifiée
	2	0.82	1.11	93.31	1568.8	92	37.24	4.18	1.38	Vérifiée
Traverse	1	0.75	1.16	50.48	1787.11	91.68	32.90	4.82	1.46	Vérifiée
	2	0.45	1.38	48.12	862	68	19.54	5.11	2.3	Vérifiée
	3	0.76	1.16	45.82	1001.20	71.2	20.22	4.99	1.8	Vérifiée

Tableau 4- 6 Paramètres de la vérification des longueurs stables

Vérification du flambement latéral et du déversement :

Il convient de vérifier la barre latéralement vis-à-vis du déversement et au flambement latéral selon la méthode générale de l'EC03 §6.3.4, qui convient aux sections non uniformes, donnée par :

$$\frac{\chi_{op} \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1$$

Avec :

$\alpha_{ult,k}$ Est le facteur minimal d'amplification des charges en tenant compte des déformations géométriques dans le plan et des imperfections globales et locales, tel que :

$$\alpha_{ult,k} = \frac{1}{\frac{N_{Ed}}{A f_y} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y f_y}}$$

χ_{op} Est le coefficient de réduction calculé pour l'élancement réduit global $\bar{\lambda}_{op}$, afin de prendre en compte du déversement et du flambement latéral, avec :

$$\chi_{op} = \min(\chi; \chi_{Lt})$$

Dont :

χ : pour le flambement latéral selon 6.3.1

χ_{Lt} : pour déversement selon 6.3.2.

• **Vérification du Tronçon 1 :**

➤ **Calcul du facteur minimal d'amplification des charges $\alpha_{ult,k}$:**

$$\alpha_{ult,k} = \frac{1}{\frac{N_{Ed}}{A f_y} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y f_y}} = \frac{1}{\frac{113.06}{80.6 \times 10^2 \times 235} + \frac{176.97}{1076.89 \times 10^3 \times 235}} = 1.317$$

➤ **Élancement du composant structurel et coefficient de réduction χ_{op} :**

Pour la Détermination de coefficient de réduction χ_{op} requiert l'élancement $\bar{\lambda}_{op}$ de considérer le flambement par flexion et le déversement. Ceci est calculé conformément à l'équation 6.64 de L'EC1993 1-1 :

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}}$$

Avec :

$\alpha_{cr,op}$: est le facteur minimal d'amplification pour atteindre la charge critique élastique avec considération au déversement et au flambement (à tirer du logiciel Dlubal RSTAB).

Dans ce cas : $\alpha_{cr,op} = 6.01$

Il est ainsi possible de déterminer l'élancement du composant structurel conformément à :

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} = \sqrt{\frac{1.317}{6.01}} = 0.468$$

➤ **Coefficient de réduction χ_{op} :**

Le coefficient de réduction χ_{op} est déterminé à partir de la méthode 6.3.4(4a) de l'EC1993 1-1 montrée ci-dessus.

• **Flambement :**

Pour le flambement selon l'axe faible, la courbe de flambement à considérer est la courbe c puisque :

- ✓ L'acier est de nuance S235
- ✓ $t_f = 12mm < 40mm$

Le facteur d'imperfection est donc : $\alpha_z = 0.49$

Ce qui donne :

$$\phi_{op,z} = 0.5(1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_{op} - 0.2) + \bar{\lambda}_{op}^2) = 0.5(1 + 0.49(0.468 - 0.2) + 0.468^2) = 0.675$$

Par conséquence :

$$X_{op,z} = \frac{1}{\phi_{op,z} + \sqrt{\phi_{op,z}^2 - \bar{\lambda}_{op}^2}} = \frac{1}{0.675 + \sqrt{0.675^2 - 0.468^2}} = 0.86$$

• Déversement :

Le coefficient de réduction est alors calculé à partir de la courbe de déversement **c**, et le facteur d'imperfection est : $\alpha_{LT} = 0.49$

$$\phi_{op,Lt} = 0.5(1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{op} - \bar{\lambda}_{Lt,0}) + \beta \bar{\lambda}_{op}^2) = 0.5(1 + 0.49(0.468 - 0.4) + 0.75 \times 0.468^2) = 0.598$$

$$X_{op,Lt} = \frac{1}{\phi_{op,Lt} + \sqrt{\phi_{op,Lt}^2 - \beta \bar{\lambda}_{op}^2}} = \frac{1}{0.598 + \sqrt{0.598^2 - 0.75 \times 0.468^2}} = 0.963$$

Dans le cas d'effets combinés, le facteur minimal d'amplification suivant doit être utilisé :

$$X_{op} = \min(X_{op,z}; X_{op,Lt}) = 0.86$$

D'où :

$$\frac{\chi_{op} \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1 \rightarrow \frac{\gamma_{M1}}{\chi_{op} \alpha_{ult,k}} = \frac{1.1}{0.86 \times 1.317} = 0.97 < 1$$

La résistance l'instabilité de Tronçon 1 du poteau est donc satisfaisante.

D'après la géométrie du portique, les propriétés suivantes peuvent être obtenus pour chacun des tronçons. Elles sont indiquées dans le tableau suivant :

Barre	Tronçon	Hauteur de découpe (m)	A (cm ²)	W _y (cm ³)	N _{ed} (kN)	M _{ed} (kN.m)
Poteau	2	3.5	99.6	1932.84	61.91	334.28
Traverse	1	0.00	91.68	1787.11	50.48	334.28
	2	0.00	68	773.42	48.12	136.16
	3	4.02	71.20	894.39	45.82	156.16

Tableau 4- 7 Les propriétés des sections transversales des tronçons

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau ci-après :

Barre	Tronçon	$\alpha_{ult,k}$	$\alpha_{cr,op}$	$\bar{\lambda}_{op}$	α_{LT}	α_z	$\chi_{op,Lt}$	$\chi_{op,z}$	χ_{op}	$\frac{\gamma_{M1}}{\chi_{op} \alpha_{ult,k}}$	Observation
Poteau	2	1.312	6.01	0.467	0.76	0.49	0.943	0.86	0.86	0.97	Vérifiée
Traverse	1	1.220	5.216	0.484	0.76	0.49	0.929	0.85	0.85	1.02	Vérifiée
	2	1.283	5.461	0.484	0.49	0.49	0.950	0.85	0.85	1.00	Vérifiée
	3	1.298	5.216	0.498	0.49	0.49	0.945	0.84	0.84	1.00	Vérifiée

Tableau 4- 8 Vérification du flambement latéral et du déversement

4.2.6 Vérification de la flèche à l'ELS :

Les résultats de la flèche obtenus par le logiciel sont :

2.3 Vérification par ensemble de barres						
Ensemble n°	A	B	C	D	E	F
	Barre n°	Position x [m]	Charge-ment	Rapport de vérification		
Vérification selon la formule						
1	Barres continues 1 (Barre n° 3-5)					
	3	0.000	CO11	0.00	≤ 1	SE400) État limite de service - aucun ou très petits efforts internes
	4	3.216	CO18	0.71	≤ 1	SE401) État limite de service - combinaison des actions « Caractéristiques » - direction z
3	Barres continues 1 (Barre n° 8-10)					
	8	0.000	CO11	0.00	≤ 1	SE400) État limite de service - aucun ou très petits efforts internes
	9	0.804		0.49	≤ 1	SE401) État limite de service - combinaison des actions « Caractéristiques » - direction z

Détails - Barre 4 - x : 3.216 m - CO18						
<input checked="" type="checkbox"/> Propriétés de matériau - Acier S 235 EN 1993-1-1:2005-05						
<input checked="" type="checkbox"/> Propriétés de la section - I-PAR 320/220/8/10						
<input checked="" type="checkbox"/> Flèches						
<input checked="" type="checkbox"/> Rapport de vérification						
<input type="checkbox"/> Flèche				W _{max,z}	42.7	mm
<input type="checkbox"/> Longueur de réf.				l	12.060	m
<input type="checkbox"/> Critère de la valeur limite				l / w _{limite,z}	200.00	
<input type="checkbox"/> Valeur limite de la flèche				w _{limite,z}	60.3	mm
<input type="checkbox"/> Rapport de vérification				η	0.71	≤ 1 EN 1990 (6.1)
<input checked="" type="checkbox"/> Formule de calcul						
<input type="checkbox"/> W _{max,z} / w _{limite,z} = 0.71 ≤ 1 EN 1990 (6.13)						

Figure 4- 20 Vérification de la flèche verticale

2	Barres continues 2 (Barre n° 1,2)					
	1	0.000	CO11	0.00	≤ 1	SE400) État limite de service - aucun ou très petits efforts internes
	1	3.150	CO20	0.64	≤ 1	SE401) État limite de service - combinaison des actions « Caractéristiques » - direction z
4	Barres continues 2 (Barre n° 6,7)					
	6	0.000	CO11	0.00	≤ 1	SE400) État limite de service - aucun ou très petits efforts internes
	6	3.500	CO20	0.64	≤ 1	SE401) État limite de service - combinaison des actions « Caractéristiques » - direction z

Détails - Barre 6 - x : 3.500 m - CO20						
<input checked="" type="checkbox"/> Propriétés de matériau - Acier S 235 EN 1993-1-1:2005-05						
<input checked="" type="checkbox"/> Propriétés de la section - I-PAR 350/200/10/12						
<input checked="" type="checkbox"/> Flèches						
<input checked="" type="checkbox"/> Rapport de vérification						
<input type="checkbox"/> Flèche				W _{max,z}	22.4	mm
<input type="checkbox"/> Longueur de réf.				l	7.000	m
<input type="checkbox"/> Critère de la valeur limite				l / w _{limite,z}	200.00	
<input type="checkbox"/> Valeur limite de la flèche				w _{limite,z}	35.0	mm
<input type="checkbox"/> Rapport de vérification				η	0.64	≤ 1 EN 1990 (6.1)
<input checked="" type="checkbox"/> Formule de calcul						
<input type="checkbox"/> W _{max,z} / w _{limite,z} = 0.64 ≤ 1 EN 1990 (6.13)						

Figure 4- 21 Vérification de la flèche horizontale

Conclusion :

Des calculs accomplis et vérifiés dans cette partie, il s'en suit que les conditions de résistance et de stabilité sont satisfaites, ce qui valide les sections suivantes :

Barre	Tronçon	Section				
		h_{wb}	h_{wt}	b	t_w	t_f
Poteau	1	150	350	200	10	12
	2	350	540	200	10	12
Traverse	1	510	320	220	8	12
	2	320	320	220	8	10
	3	320	360	220	8	10

Tableau 4- 9 Tableau récapitulatif des sections des tronçons

CHAPITRE 05

5.1 Modélisation et étude sismique :

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie. Cette étude est simplifiée grâce à la modélisation qui permet de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure afin d'assurer une résistance et un bon comportement vis-à-vis du séisme tout en respectant les exigences réglementaires, ainsi pour déterminer la charge la plus défavorable entre le vent et le séisme et devront nous prendre en considération l'effet du séisme.

5.2 Modélisation de la structure :

5.2.1 Description du logiciel RSTAB :

RSTAB est un logiciel de calcul de structure très performant, appartient à la société Dlubal Software spécialisée dans les logiciels de calcul des structures. Ce logiciel est très idéal pour le calcul de charpentes en 3D, reflète l'état actuel des techniques de construction et permet aux ingénieurs de structure et aux calculateurs de répondre aux exigences des normes et de la construction moderne. Son entrée de données très simple et son fonctionnement intuitif facilite la modélisation de structures simple.

RSTAB détermine les efforts internes, déformations, réactions d'appuis. Différents modules additionnels facilitent l'entrée de donnée grâce à des générateurs automatique de model ainsi il permet de réaliser des analyses plus poussées et des vérifications selon les Eurocode et divers normes internationales.

5.2.2 Etapes de modélisation :

5.2.2.1 Définition du matériau et des sections :

Les bibliothèques complètes de sections et de matériaux facilitent la modélisation de différentes structures, grâce a ses bases de données qui peuvent etres filtrées et étendues avec l'entrée personnalisée . Ses bases de données peuvent être filtrées et étendues avec des entrées personnalisées.

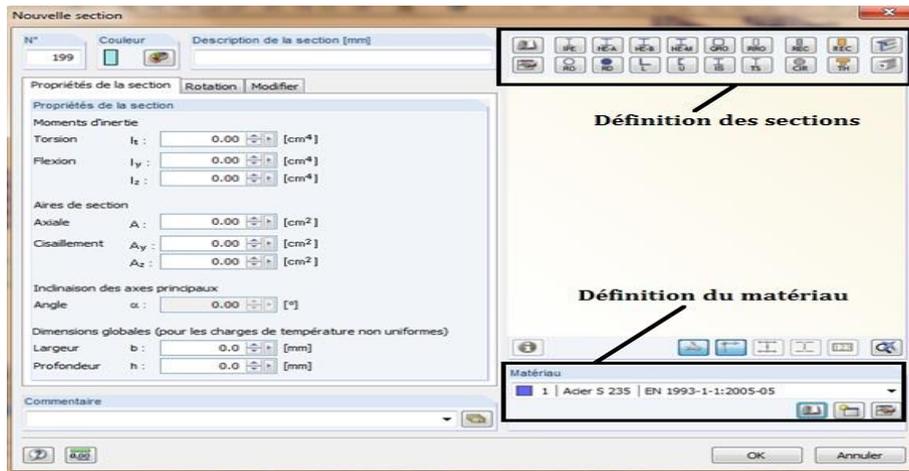


Figure 5 1 Définition des matériaux et des sections

5.2.2.2 Variété de types de charge :

Plusieurs types de charges sont disponibles pour les charges de barre et de surface (Vent, neige, température, ... etc.) les charges de barre peuvent être assignées à des barres, ensemble de barres et à des listes de barre.

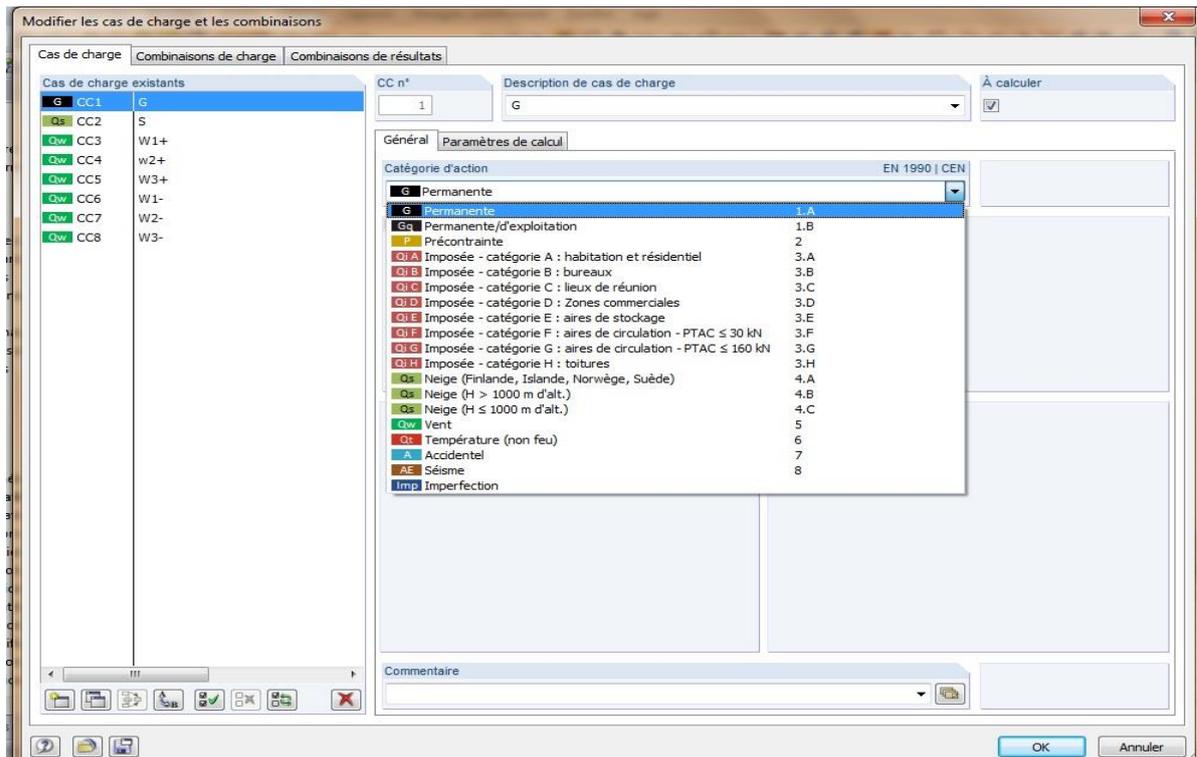


Figure 5 2 Définition des cas de charges

5.2.2.3 Norme et création de combinaison de charge automatique :

Dans les données de base du model, nous pouvons choisir parmi une variété de norme, et nous pouvons décider si les combinaisons seront créées automatiquement.

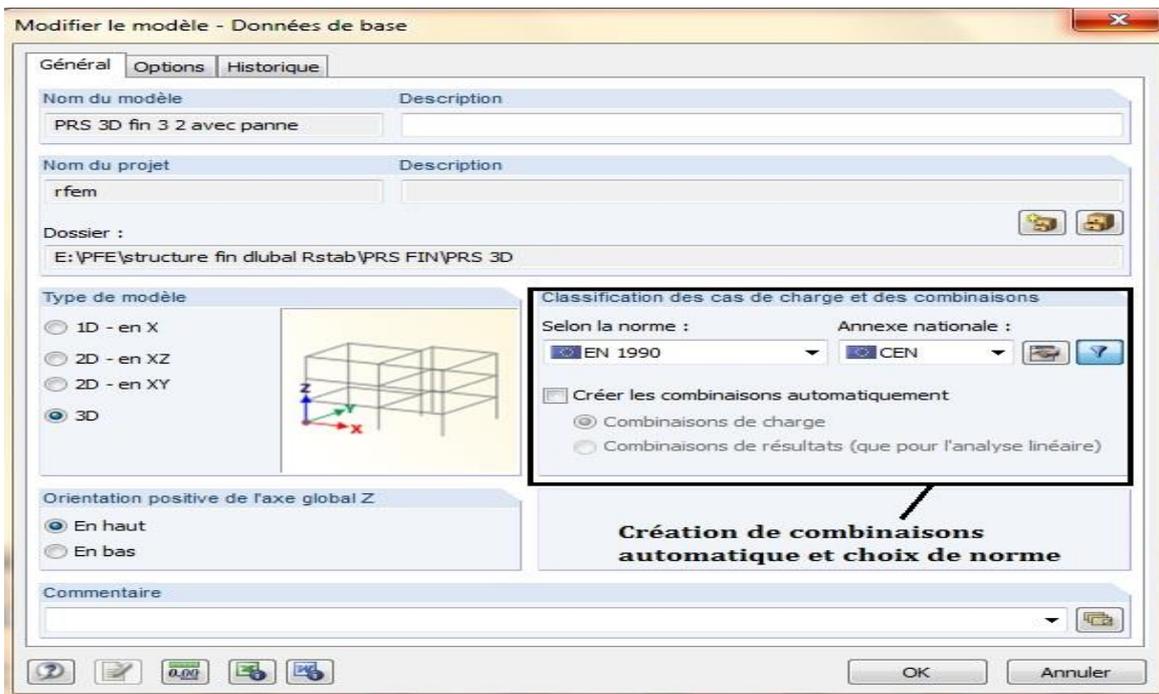


Figure 5 3 L'attribution des combinaisons automatiques

5.2.2.4 Combinaison de charges :

Dans la boîte de dialogue « Modifier les cas de charges et les combinaisons » nous pouvons créer et gérer les cas de charge ainsi que les combinaisons d'action, de charge et de résultats.

Il est possible d'effectuer différents types d'action à des cas de charge individuels en conformité avec la norme sélectionnée. Le cas de charge contenus dans les combinaisons de charges sont additionnés et ensuite calculés en prenant en compte les facteurs correspondants (coefficients partiels de sécurité et de combinaison)

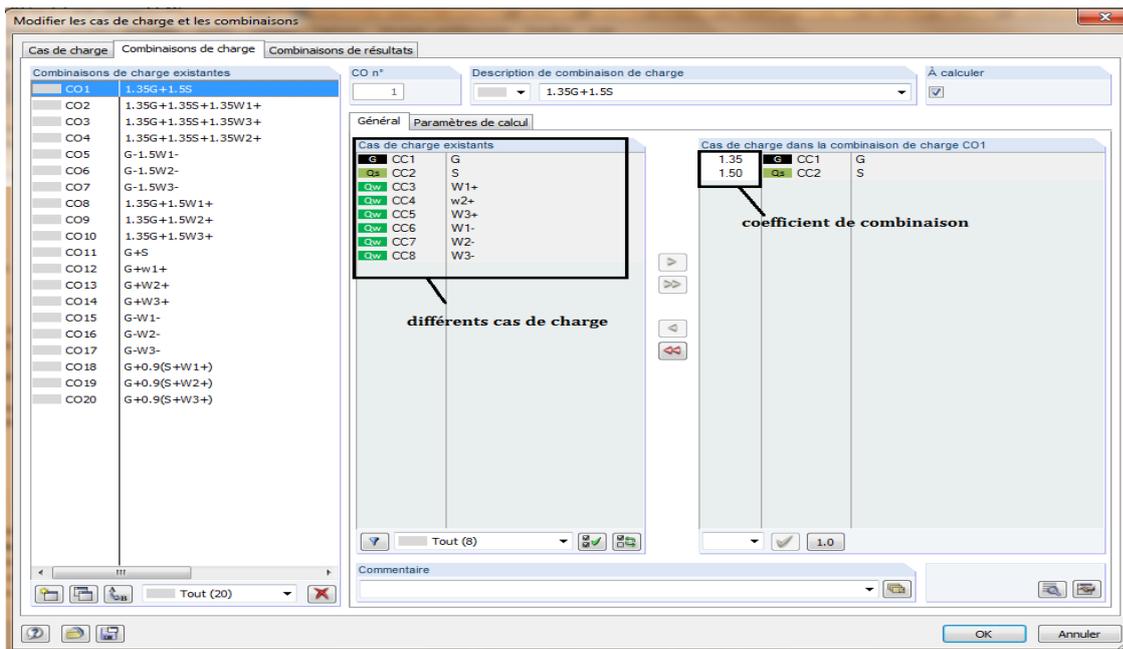


Figure 5 4 Définition des combinaisons de charges

5.2.2.5 Réglage individuel des paramètres de calcul :

Le calcul peut être effectué pour tous les types de barres selon l'analyse du 1er, 2nd ou 3ème ordre. Cette option de choix existe aussi bien pour les cas de charge que pour les combinaisons de charges. D'autres paramètres peuvent être réglés individuellement pour les cas de charge, les combinaisons de charges et de résultats.

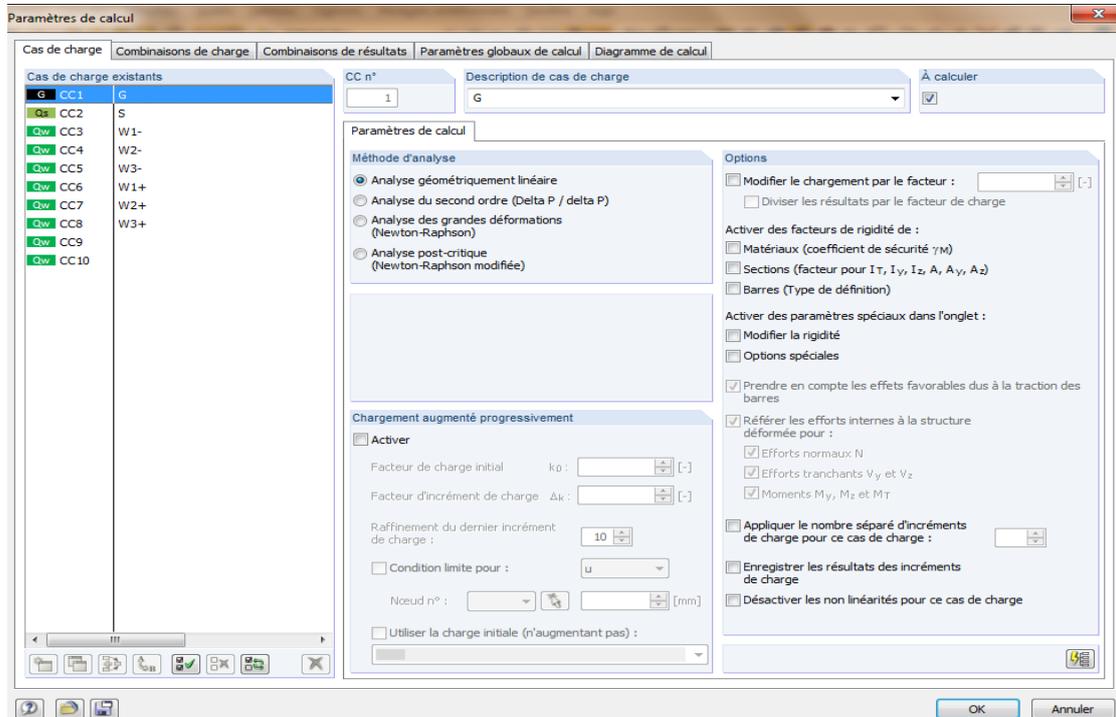


Figure 5 5 Choix de la méthode d'analyse

5.2.2.6 Résultats :

Les résultats du modèle sont représentés en plusieurs façon, soit par tableau ou sous forme de diagramme ou pas couleurs de telle façon que les déformations, par exemple la rotation d'une barre, peuvent être détectées facilement (voir les figures ci-dessous)

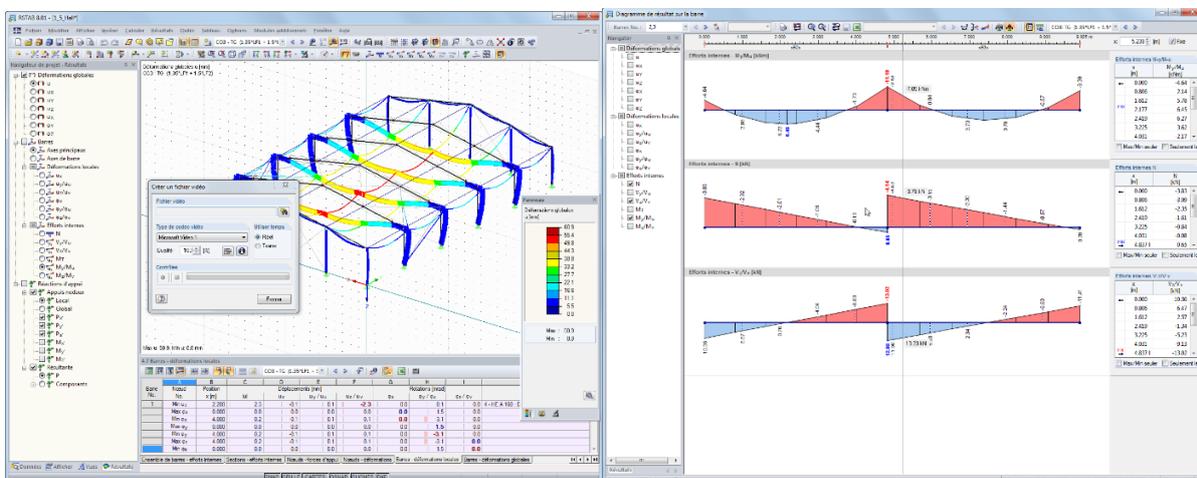


Figure 5 6 Affichage des résultats

5.2.2.7 Analyse sismique :

A l'aide du module additionnel Dynam-Pro, nous pouvons rapidement analyser les fréquences propres et mode des structures.

Le module additionnel Dynam-Pro est divisé en trois parties :

- **Dynam-Pro Natural vibrations** : est un module de base qui effectue les analyses de vibration propres pour les barres, surfaces et modèles spatiaux. Les paramètres de définition du spectre de réponse selon une norme de bâtiment peuvent être insérés pour la génération du spectre, Dans ce cas RPA 99/2003 est disponible sur le module.
- Une analyse multimodale, analyse de spectre de réponse et analyse de l'historique temps de la structure donnée peuvent être effectuées avec le module **Dynam-Pro Forced vibration**.
- Et **Dynam-Pro Equivalent Loads**, nous offre la méthode des charges statique équivalente.

5.3 Méthode de calcul :

Selon le RPA 99, le calcul des forces sismiques peut être mener suivant les méthodes suivantes :

- **Méthode d'analyse modale spectrale**
- **Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme**
- **Méthode statique équivalente.**

Dans notre cas, la méthode retenue pour l'analyse du comportement sismique de notre structure est bien la méthode modale spectrale (modélisation), l'effort dynamique à la base est comparé avec celui obtenu par la méthode statique équivalente.

5.3.1 Méthode statique équivalente :

5.3.1.1 Calcul de la force sismique totale : (RPA99/Article 4.2.3)

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération de zone. Pour notre cas on a : groupe d'usage 3, zone IIa soit $A = 0.1$ selon le tableau 4.1 (RPA99/version2003).

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003). Pour notre projet, on a opté dans :

Sens transversal : $R_x = 6$ (**Portique autostable ductile**)

Sens transversal : $R_y = 3$ (**ossature contreventée par palées triangulés en V**)

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen : Il est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/version 2003).

$$\xi = 4\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 1.08$$

T_1 et T_2 : période caractéristique relative au sol.

Le sol d'implantation de notre structure est classé : site S3.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$ **Tableau 4.7 (RPA99)**.

T : période fondamentale de la structure.

La période fondamentale est donnée par l'expression suivante du RPA99 (Art 4.2.4) :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$$h_N = 8.2m$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

Le contreventement étant assuré par des portique autostables en acier sans remplissage en maçonnerie, $C_T=0,085$.

Alors :

$$T_{emp} = 0,085 \times 8,2^{3/4} = 0,411 \text{ s}$$

Après la modélisation de la structure sous le logiciel RSTAB les périodes de deux structures sont résumé dans le tableau ci-après :

Structure	$T_{num}(s)$	$1.3T_{emp}(s)$	$T_{num} < 1.3T_{emp}$
Structure conventionnel	0.985	0.534	Condition non vérifiée
Structure en PRS	1.11		Condition non vérifiée

Tableau 5- 1 Résultats des périodes T

Selon l'article 4.2.4 (4) de l'RPA99/2003, la période du bâtiment retenus pour le calcul de l'effort statique à la base (coefficient d'amplification dynamique), $T = 0.534s$

$$T_2 < T < 3s \rightarrow D = 2.5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1.08 \times \left(\frac{0.5}{0.534} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.58$$

- **Q : Facteur de qualité.**

La valeur de Q est déterminée par la formule 4.4 donnée au RPA :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Critère Q	Sens x-x		Sens y-y	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement		0.05	0	
2- Redondance en plan		0.05	0	
3- Régularité en plan	0		0	
4- Régularité en élévation	0		0	
5- Contrôle de qualité des matériaux	0		0	
6- Contrôles d'exécution	0		0	
Σ	$Q_x = 1.10$		$Q_y = 1.00$	

Tableau 5- 2 Valeurs des pénalités Pq

- **W** : est le poids total de la structure, est égale à la somme des poids W_i calculé à chaque niveau (*i*) : $W = \sum W_i$
Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$
Où :

W_{Gi} est le poids du aux charge permanentes et celle des equipement fixes

W_{Qi} Charge d'exploitation

β : est le facteur de pondération, fonction de la durée et de nature d'exploitation

Dans notre cas $W_{Qi} = 0 \rightarrow$ ce qui donne : $W_i = W_G$

A. Structure conventionnel (PCC) :

Le poids de la structure est égal à : $W_i = 119496.12 \text{ kg}$

Masse totale :	119496.12 [kg]
Centre de la masse totale	
Coordonnées X, Y, Z :	12.000, 32.017, 5.668 [m]

Par conséquence :

$$V_x = \frac{A.D. Q_x}{R} W = \frac{0.1 \times 2.58 \times 1.1}{6} \times 1194.9612 = 56.61 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{A.D. Q_y}{R} W = \frac{0.1 \times 2.58 \times 1}{3} \times 1194.9612 = 102.76 \text{ kN}$$

B. Structure PRS :

Le poids de la construction est de : $W_i = 97336.59 \text{ kg}$

Masse totale :	97336.59 [kg]
Centre de la masse totale	
Coordonnées X, Y, Z :	12.000, 32.021, 5.858 [m]

Ce qui donne :

$$V_x = \frac{A.D. Q_x}{R} W = \frac{0.1 \times 2.58 \times 1.1}{6} \times 973.3659 = 46.04 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{A.D. Q_y}{R} W = \frac{0.1 \times 2.58 \times 1}{3} \times 973.3659 = 83.71 \text{ kN}$$

Remarque :

D'après les résultats obtenus l'effort sismique est faible à cause de la légèreté du bâtiment, groupe d'usage 3 et une zone de moyenne de sismicité.

5.3.2 La méthode modale spectrale :

Cette méthode permet de déterminer à chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par le spectre de réponse calculé par la méthode donnée dans §4.3.3 (4.13) RPA 99 version 2003, qui seront combinées afin d'obtenir la réponse de la structure. :

5.3.2.1 Schématisation du spectre de réponse suivant les deux directions :

Le module Dynam-Pro nous offre la méthode de spectre, les courbes de spectre de réponse sont disponibles dans les normes de bâtiment, et beaucoup d'elles sont implantées dans Dynam-Pro, parmi ces normes l'RPA99/2003.

Les spectres de réponse résultant sont illustrés dans le graphique que vous voyez dans la figure ci-dessous :

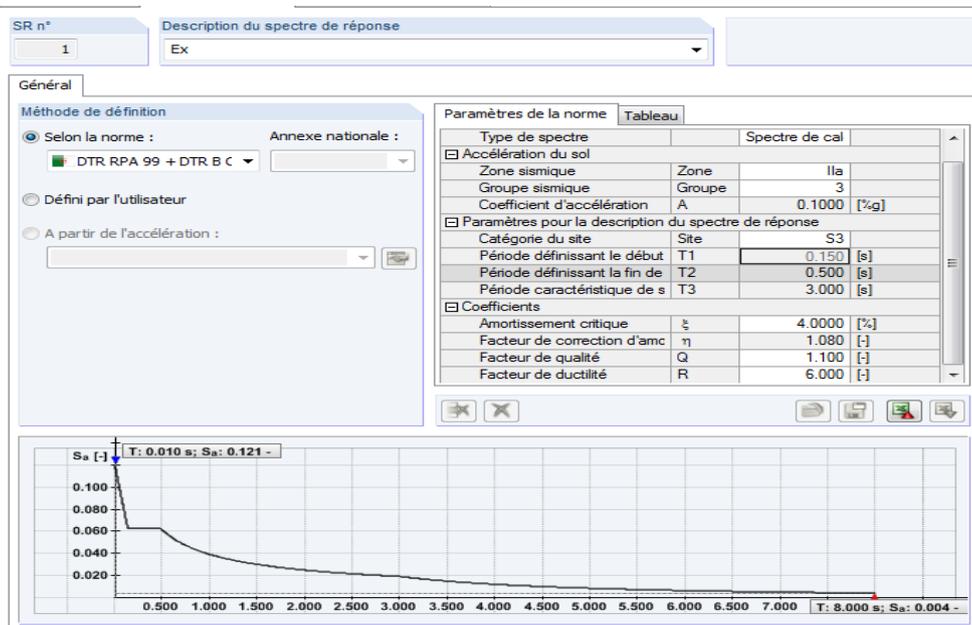


Figure 5 7 Spectre de réponse suivant xx

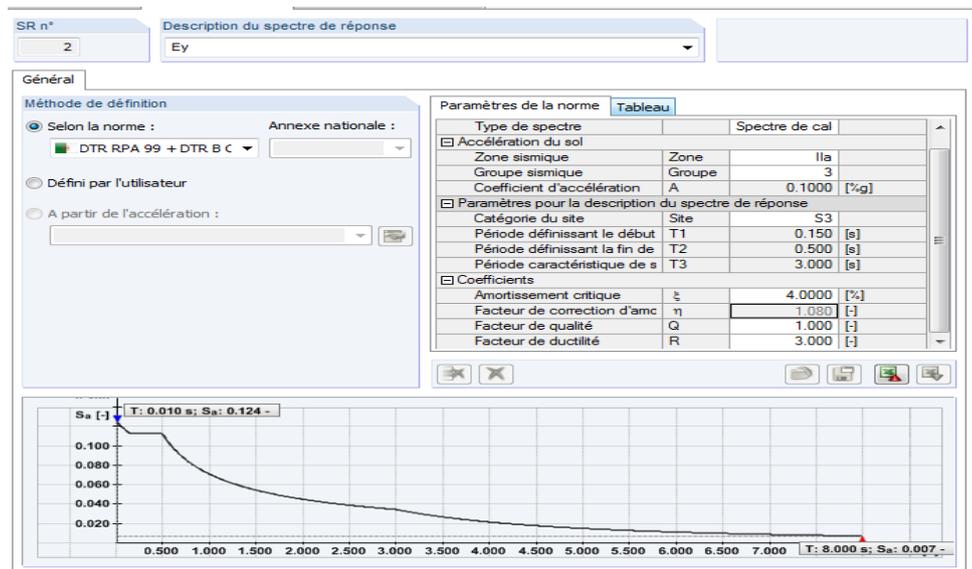


Figure 5 8 Spectre de réponse suivant yy

A. Participation massique de la structure conventionnelle :

La participation massique obtenue de l'analyse des 8 premiers modes sont :

Mode n°	A	B	C	D
	Masse modale M _i [kg]	Fréquence angulaire ω [rad/s]	Fréquence propre f [Hz]	Période propre T [s]
1	50566.91	6.380	1.015	0.985
2	52751.03	6.513	1.037	0.965
3	45594.49	6.732	1.071	0.933
4	35471.44	7.183	1.143	0.875
5	32749.81	7.835	1.247	0.802
6	34105.07	8.579	1.365	0.732
7	31671.29	9.239	1.470	0.680
8	21132.52	13.301	2.117	0.472

Tableau 5- 3 Participations massique et les périodes propres (PCC)

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustré par les figures suivantes :

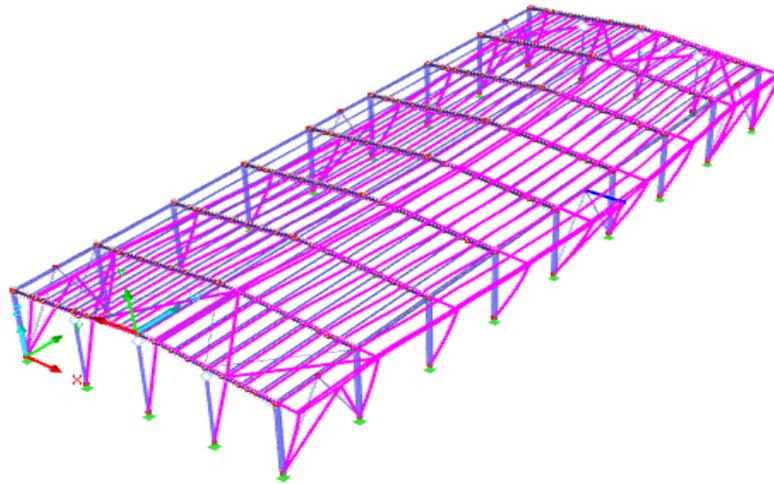


Figure 5 9 Déformation du 1er mode(PCC)

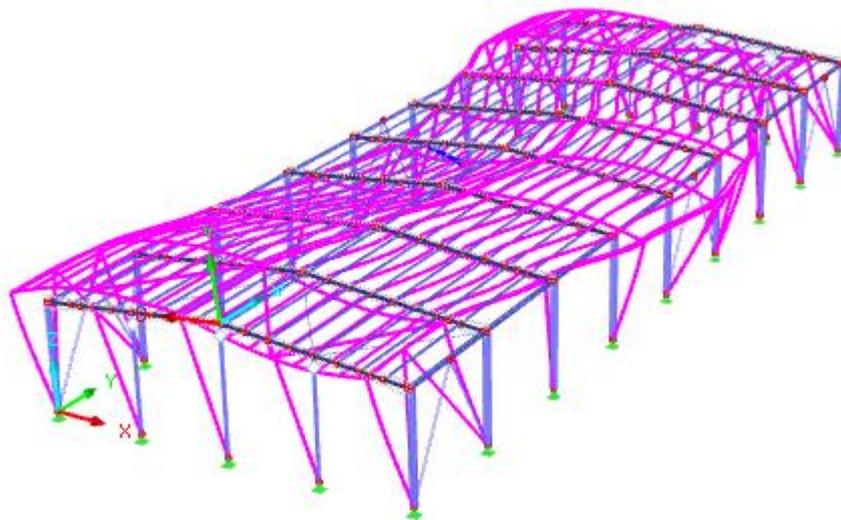


Figure 5 10 Déformation du 2eme mode (PCC)

B. Participation massique de la structure PRS :

Mode n°	A Masse modale M_i [kg]	B Fréquence angulaire ω [rad/s]	C Fréquence propre f [Hz]	D Période propre T [s]
1	37775.67	5.647	0.899	1.113
2	44418.45	5.961	0.949	1.054
3	39480.83	6.368	1.013	0.987
4	29664.94	7.085	1.128	0.887
5	24607.21	8.036	1.279	0.782
6	26257.17	8.992	1.431	0.699
7	24660.51	9.912	1.578	0.634
8	12895.63	12.558	1.999	0.500

Tableau 5- 4 Participation massique et périodes propres (PEB)

Le comportement de la structure est montré ci-dessous pour les 3 premiers modes :

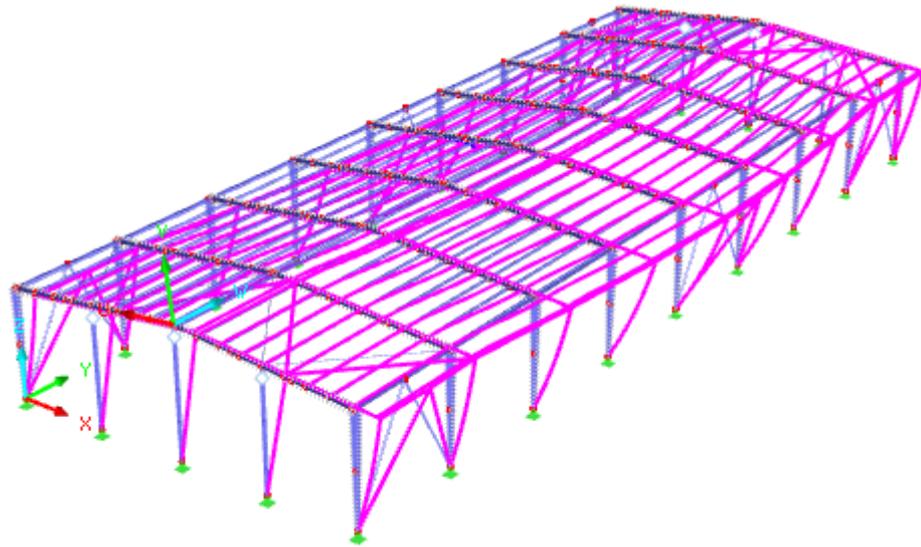


Figure 5 11 Déformation du 1er mode(PEB)

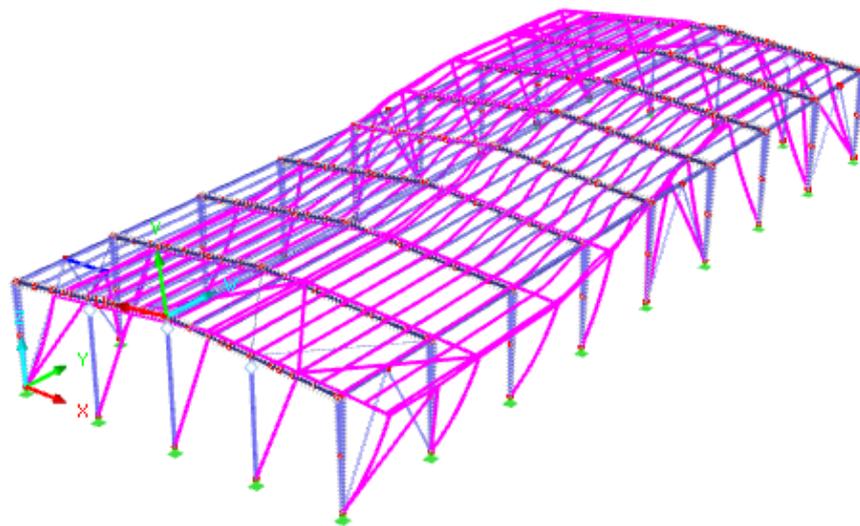


Figure 5 12 Déformation du 2ème mode(PEB)

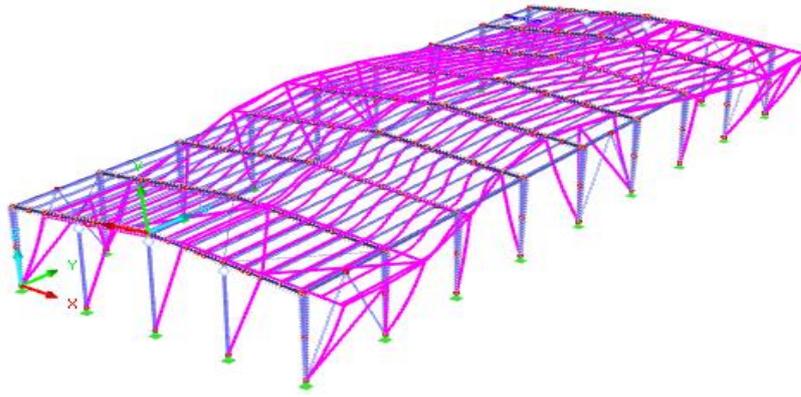


Figure 5 13 Déformation du 3eme mode(PEB)

5.3.3 Analyse des résultats :

Il y a lieu de constater que la structure présente une translation suivant les deux directions x,y dans les deux premiers modes et une rotation autour de l'axe z en mode 3 .

5.3.3.1 Vérification de la résultante de la force sismique :

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaisons des valeurs modales doit être supérieures à 80% de la résultante des forces sismiques déterminés par la méthode statique équivalente.

Il en résulte ce qui suit :

	Force sismique	V_{stat} (kN)	$0.8V_{stat}$ (kN)	V_{dyn} (kN)	Observation
Structure conventionnel	Sens x-x	56.61	45.28	43.54	Non vérifiée
	Sens y-y	102.76	82.20	52.92	Non vérifiée
Structure en PRS	Sens x-x	46.04	36.83	40.76	Vérifiée
	Sens y-y	83.71	66.96	43.02	Non vérifiée

Tableau 5- 5 Résultats des forces sismiques

On remarque que la condition n'est pas vérifiée selon les deux sens, alors on augmente E par un coefficient qui vaut : $0.8V_{stat}/V_{dyn}$.

5.3.3.2 Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par l'expression :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (\text{RPA99/2003 (Article 4.4.3)})$$

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

R : Coefficient de comportement (avec: $R_x = 6$; $R_y = 3$)

Le RPA (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage

C'est à dire. $\delta_k < 1\% h_e$

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

	H(m)	Suivant x-x			Suivant y-y		
		$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	Observation	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	Observation
Structure conventionnel	8.2	0.0124	0.0744	Vérifié	0.0062	0.0186	Vérifié
Structure en PRS		0.033	0.080	vérifié	0.0041	0.0123	Vérifié

Tableau 5- 6 Résultats des déplacements

CHAPITRE 06

6.1 Calcul des assemblages :

Les moyens d’assemblage tel que les soudures ou les boulons permettent de relier entre elles les éléments constituant une charpente métallique. De ce fait les assemblages jouent un rôle très important vu qu’ils constituent des zones particulièrement fragiles car les sections réduites du perçage et la chauffe du soudage affaiblissent les éléments c’est pourquoi il faut être vigilant dans la conception et le calcul des assemblages afin de se prémunir contre tout risque de rupture.

Le but de cette partie est de traiter les deux types d’assemblage : Poutre-Poteau de rive et continuité de des poutres pour les deux types de constructions en conventionnel (PCC) et PRS associés de PAF.

6.2 Calcul des assemblages du bâtiment en PCC :

6.2.1 Assemblage poteau-poutre :

6.2.1.1 Assemblage boulonné :

La disposition des boulons dans une pièce est réglementée par l’Eurocode 3 partie 1-8, suivant la nature de l’effort appliqué et la disposition des trous, tel que :

La platine choisie est d’une épaisseur de : $t = 10mm$ de nuance S275

Les boulons :M20 de classe 10.9 , avec

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
d_0 (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm ²)	50.3	78.5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A_s (mm ²)	36.6	58	84.3	115	157	192	245	303	353	459	561
$\varnothing_{Rondelle}$ (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
$\varnothing_{Clé}$ (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
d_m (mm)	14	18.3	20.5	23.7	24.5	29.1	32.4	34.5	38.8	44.2	49.6

Figure 6 1 Caractéristiques dimensionnelles des boulons

Les sollicitations avec lesquels les vérifications seront faites tirés de la combinaison :

$1.35(G + S + W_1^-)$:

$M_{sd}^{corre} = 344.04kN.m$ et $V_{sd}^{max} = 91.03kN$

Les valeurs minimales et maximales des pinces et des entraxes sont montrées sur cette figure, tel que :

$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150mm) \rightarrow e_1 = 90$

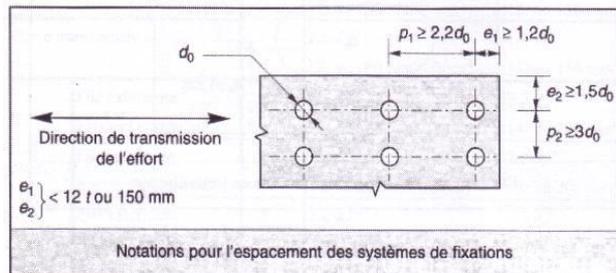


Figure 6 2 Entraxes pour trou en quinconce

- ✓ $N_3 = 130.29 \text{ kN}$.
- ✓ $N_4 = 93.33 \text{ kN}$.
- ✓ $N_5 = 56.36 \text{ kN}$.

- **Détermination de la section du boulon**

La condition à vérifier est : $F_{v,sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{K_s \eta u (F_{pcd} - 0.8 F_{tsd})}{\gamma_{Ms}}$

$$\rightarrow A_s \geq \frac{\gamma_{Ms} F_{v,sd}}{0.7 f_{ub} K_s \eta u} + \frac{0.8 F_{tsd}}{0.7 f_{ub}}$$

Avec : $F_{v,sd}$ est l'effort à transmettre à chaque boulon, est donné par $F_{v,sd} = \frac{V_{ed}}{n}$

Où :

- ✓ n : nombre de boulons

Dans ce cas :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{ed}}{n} = \frac{91.03}{12} = 7.586 \text{ kN}$$

$$F_{tsd} = N_1 = 204.22 \text{ kN}$$

$$K_s = 1 \text{ (Trou nominal)}$$

$$\eta = 1 \text{ (nombre d'interfacé de frottement)}$$

$$u = 0.3 \text{ (surface de classe C)}$$

Ce qui donne :

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Ms} F_{v,sd}}{0.7 f_{ub} K_s \eta u} + \frac{0.8 F_{tsd}}{0.7 f_{ub}} \rightarrow A_s \geq \frac{1.25 \times 7.586 \times 10^3}{0.7 \times 1000 \times 1 \times 1 \times 0.3} + \frac{0.8 \times 204.22 \times 10^3}{0.7 \times 1000}$$

Par conséquent :

$$A_s \geq 278.54 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Soit un boulon M24.}$$

- **Vérification au poinçonnement :**

Dans le cas d'un effort parallèle à l'axe des boulons, les pièces assemblées sollicitent les boulons en traction alors qu'elles sont elles-mêmes soumises à un poinçonnement provoqué par les éléments en contact : écrou ou rondelles, tête de la vis.

La condition à vérifier est :

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = 0.6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{MB}$$

Avec :

t_p : épaisseur minimale de la plaque sous la tête de la vis, $t_p = \min(10; 13.5 \text{ mm}) = 10 \text{ mm}$

d_m : diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit à la tête du boulon.

D'où :

$$B_{P,Rd} = \frac{0.6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{MB}} = \frac{0.6 \times 3.14 \times 38.8 \times 10 \times 430}{1.5} = 209.55 \text{ kN} > F_{t,sd} = 204.22 \text{ kN} \text{ C.V}$$

6.2.1.3 Assemblage soudé platine- traverse :

Cette vérification sera faite par la méthode forfaitaire, tel que la résistance du cordon de soudure est donnée par :

$$F_{w,sd} \leq F_{w,Rd} = a L f_u / (B_w \gamma_{Mw} \sqrt{3})$$

a : gorge de la soudure choisie à partir de l'abaque

- **Gorge reliant l'âme :**

$$2.5 \leq a \leq 5 \rightarrow \text{soit } a = 3 \text{ mm}$$

- **Gorge reliant la semelle :**

$$2.75 \leq a \leq 7 \rightarrow \text{soit } a = 3 \text{ mm}$$

Distribution des efforts sur les cordons de soudures :

- **Cordon âme platine :**

$$F_{w,sd} = \frac{V}{2} = \frac{91.03}{2} = 45.515 \text{ kN.}$$

$$L = 2 \times d = 2 \times 373 = 746 \text{ mm}$$

$$F_{w,sd} = 45.515 \leq F_{w,Rd} = 3 \times 746 \times \frac{360}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} = 465.15 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Cordon semelle :**

$$F_{w,sd} = \frac{M}{b_1} = \frac{344040}{800} = 0.43 \text{ kN}$$

$$F_{w,Rd} = 3 \times 360 \times \frac{360}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} = 224.47 \text{ kN.}$$

La condition est vérifiée.

6.2.2 Assemblage traverse- traverse

Les mêmes étapes que le calcul d'assemblage du poteau avec la traverse a été suivies afin de calculer l'assemblage des traverse-traverse.

La disposition des boulons à opter est la suivante :

$$\text{Sous : } M_{sd}^{max} = 175.84 \text{ kN.m et } V_{sd}^{corr} = 4.44 \text{ kN}$$

$$d_1 = 343.25 \rightarrow N_1 = 211.77 \text{ kN}$$

$$d_2 = 283.25 \rightarrow N_2 = 174.76 \text{ kN}$$

$$d_3 = 223.25 \rightarrow N_3 = 137.74 \text{ kN}$$

$$d_4 = 163.25 \rightarrow N_4 = 100.72 \text{ kN}$$

$$d_5 = 103.25 \rightarrow N_5 = 63.70 \text{ kN}$$

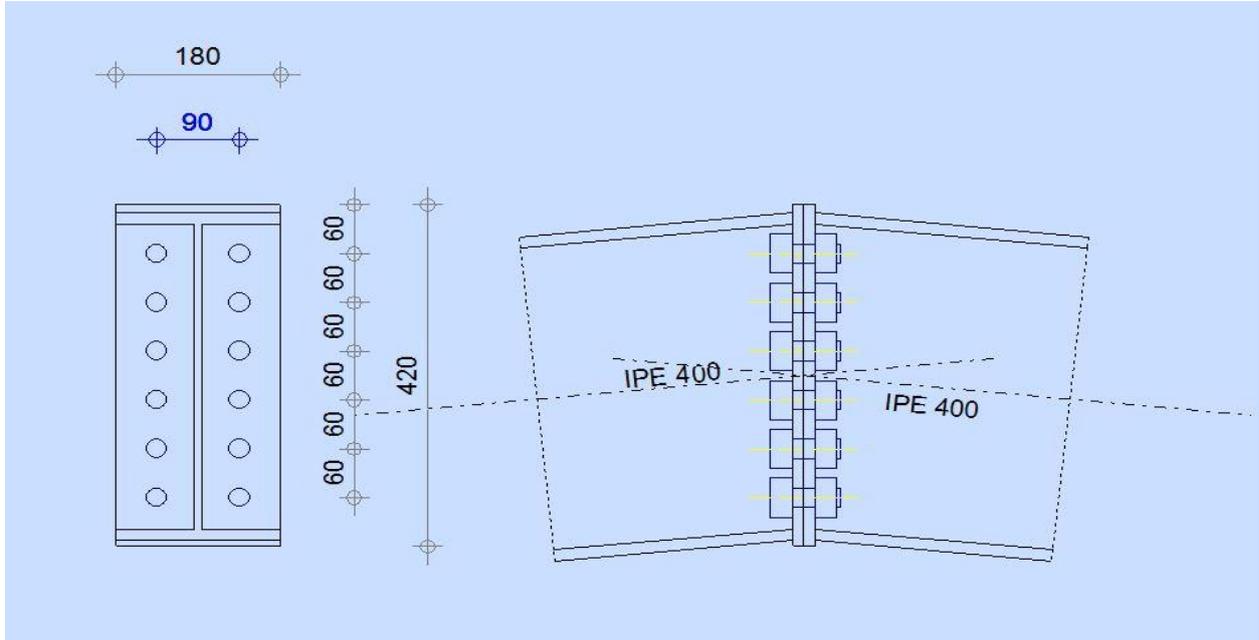


Figure 6 - 4 Assemblage Traverse-Traverse(PCC)

$F_{v,sd}$ (kN)	$F_{t,sd}$ (kN)	A_s (mm ²)	Boulon	t_p (mm)	f_u (MPa)	$B_{p,Rd}$ (kN)	Observation
0.37	211.77	244.22	M24	12	430	251.46	Condition vérifiée

Tableau 6- 1 Vérification du poinçonnement (traverse-traverse)

Ame				Semelle			
a(mm)	$F_{w,sd}$ (kN)	L(mm)	$F_{w,Rd}$ (kN)	a(mm)	$F_{w,sd}$ (kN)	L(mm)	$F_{w,Rd}$ (kN)
3	2.22	746	465.15	3	219.8	400	224.47

Tableau 6- 2 Vérification de la soudure (traverse-traverse)

6.3 Calcul des assemblages du bâtiment en PRS

Comme nous l'avons expliqué précédemment, le calcul des assemblages boulonné et soudés des tronçons de la structure PRS seront résumé dans les tableau suivant :

6.3.1 Assemblage soudé Poteau- poteau (Tronçon 1 et 2) :

$$M_{sd}^{max} = 176.97 \text{ kN.m et } V_{sd}^{corre} = 47.75 \text{ kN}$$

Ame				Semelle			
a(mm)	F _{w,sd} (kN)	L(mm)	F _{w,Rd} (kN)	a(mm)	F _{w,sd} (kN)	L(mm)	F _{w,Rd} (kN)
4	23.875	660	548.71	7	505.62	400	581.96

Tableau 6- 3 Vérification de la soudure du Poteau

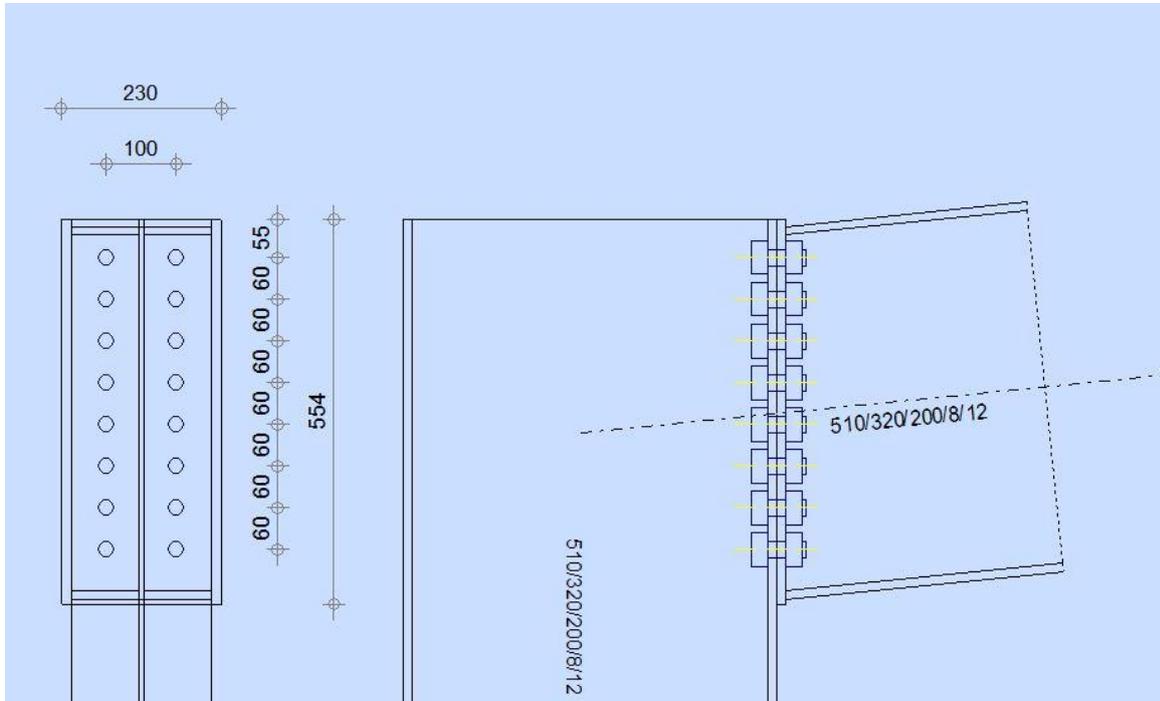


Figure 6 5 Assemblage poteau -traverse (PEB)

6.3.2 Assemblage soudé traverse- traverse (Tronçon 1 et 2) :

$M_{sd}^{max} = 131.28\text{kN.m}$ et $V_{sd}^{corre} = 43.93\text{kN}$

Ame				Semelle			
a(mm)	F _{w,sd} (kN)	L(mm)	F _{w,Rd} (kN)	a(mm)	F _{w,sd} (kN)	L(mm)	F _{w,Rd} (kN)
4	21.96	660	548.71	5	375.085	440	457.26
Condition vérifiée				Condition vérifiée			

Tableau 6- 4 Vérification de la soudure de la traverse (tronçon 1-2)

6.3.3 Assemblage soudé traverse- traverse (Tronçon 2 et 3) :

$M_{sd}^{max} = 113.45\text{kN.m}$ et $V_{sd}^{corre} = 25.47\text{kN}$

Ame				Semelle			
a(mm)	F _{w,sd} (kN)	L(mm)	F _{w,Rd} (kN)	a(mm)	F _{w,sd} (kN)	L(mm)	F _{w,Rd} (kN)
4	12.73	660	548.71	5	324.14	440	457.26
Condition vérifiée				Condition vérifiée			

Tableau 6- 5 Vérification de la soudure de la traverse (tronçon 2-3)

6.3.4 Assemblage boulonné poteau- traverse :

La disposition des boulons à opter est la suivante :

Sous : $M_{sd}^{corree} = 330.95 \text{ kN.m}$ et $V_{sd}^{max} = 85.47 \text{ kN}$

$$d_1 = 459 \rightarrow N_1 = 235.51 \text{ kN}$$

$$d_2 = 399 \rightarrow N_2 = 204.72 \text{ kN}$$

$$d_3 = 339 \rightarrow N_3 = 173.94 \text{ kN}$$

$$d_4 = 279 \rightarrow N_4 = 143.15 \text{ kN}$$

$$d_5 = 219 \rightarrow N_5 = 112.36 \text{ kN}$$

$$d_6 = 159 \rightarrow N_6 = 81.58 \text{ kN}$$

$$d_7 = 99 \rightarrow N_7 = 50.79 \text{ kN}$$

$F_{v,sd}(\text{kN})$	$F_{t,sd}(\text{kN})$	$A_s(\text{mm}^2)$	Boulon	$t_p(\text{mm})$	$f_u(\text{MPa})$	$B_{p,Rd}(\text{kN})$	Observation
6.105	235.51	305.49	M24	12	430	251.46	Condition vérifiée

Tableau 6- 6 Vérification d'assemblage boulonné poteau- traverse

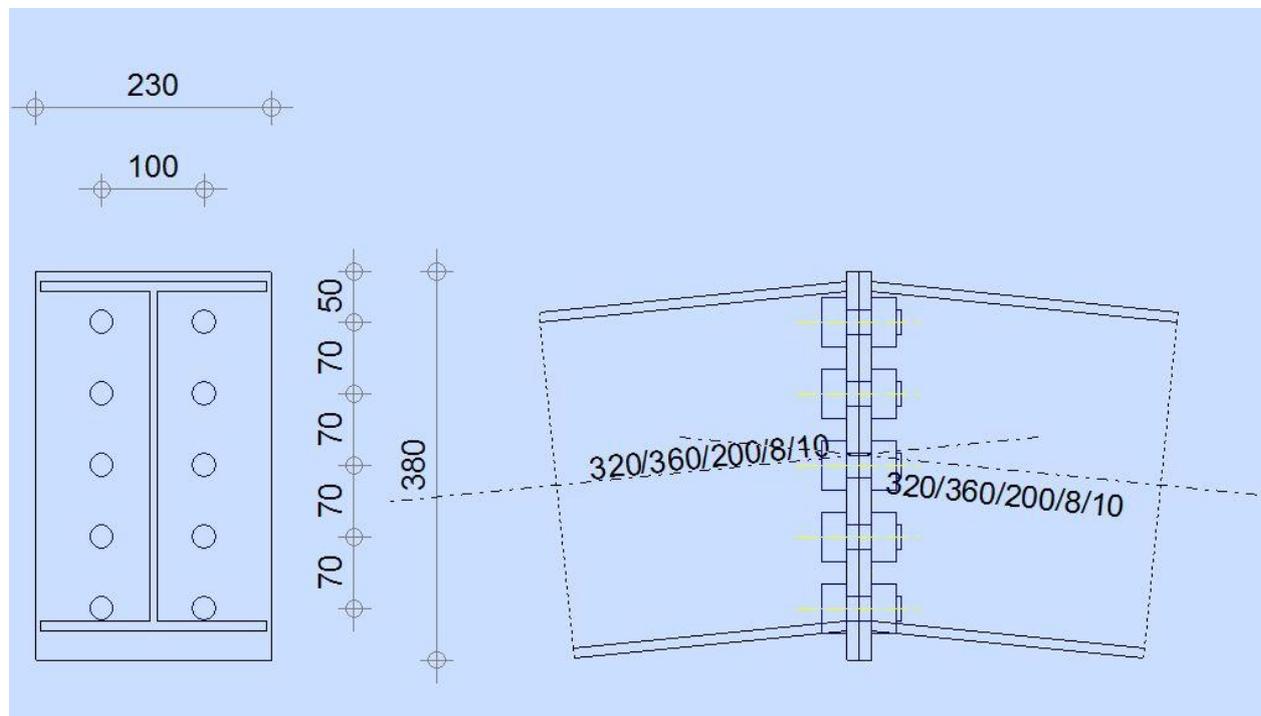


Figure 6 6 Assemblage Traverse-Traverse

- Assemblage boulonné poteau- traverse :

La disposition des boulons à opter est la suivante :

Sous : $M_{sd}^{max} = 156.16 \text{ kN.m}$ et $V_{sd}^{corre} = 4.25 \text{ kN}$

$d_1 = 314 \rightarrow N_1 = 246.4 \text{ kN}$

$d_2 = 244 \rightarrow N_2 = 191.47 \text{ kN}$

$d_3 = 174 \rightarrow N_3 = 136.54 \text{ kN}$

$d_4 = 104 \rightarrow N_4 = 81.61 \text{ kN}$

$F_{v,sd}(\text{kN})$	$F_{t,sd}(\text{kN})$	$A_s(\text{mm}^2)$	Boulon	$t_p(\text{mm})$	$f_u(\text{MPa})$	$B_{p,Rd}(\text{kN})$	Observation
0.425	246.4	284.12	M24	12	430	251.46	Condition vérifiée

Tableau 6- 7 Vérification d'assemblage boulonné poteau- traverse

CHAPITRE 07

7.1 Introduction :

Après avoir dimensionné les squelettes des deux structures « conventionnel et PRS à section variable ». Cette partie sera entièrement consacrée à l'étude comparative dans le but de faire une comparaison structurelle entre les deux constructions déjà énumérées.

Cette dernière s'appuiera sur le support technique fournit par l'étude, son objet réside dans la comparaison entre le comportement structurel ; poids de la structure ; et vis-à-vis l'action sismique.

7.2 Comparaison du poids :

Dans un projet de construction le poids d'un bâtiment quelque soit l'ouvrage à réaliser (hall, bâtiment public...) est déterminant par la faisabilité du projet (usage, volume, ...).

Pour le projet de construction présenté dans cette étude comparative, le poids est fut l'un des critères décisifs.

7.2.1 Comparatif de poids des éléments secondaires :

7.2.1.1 Poids des pannes :

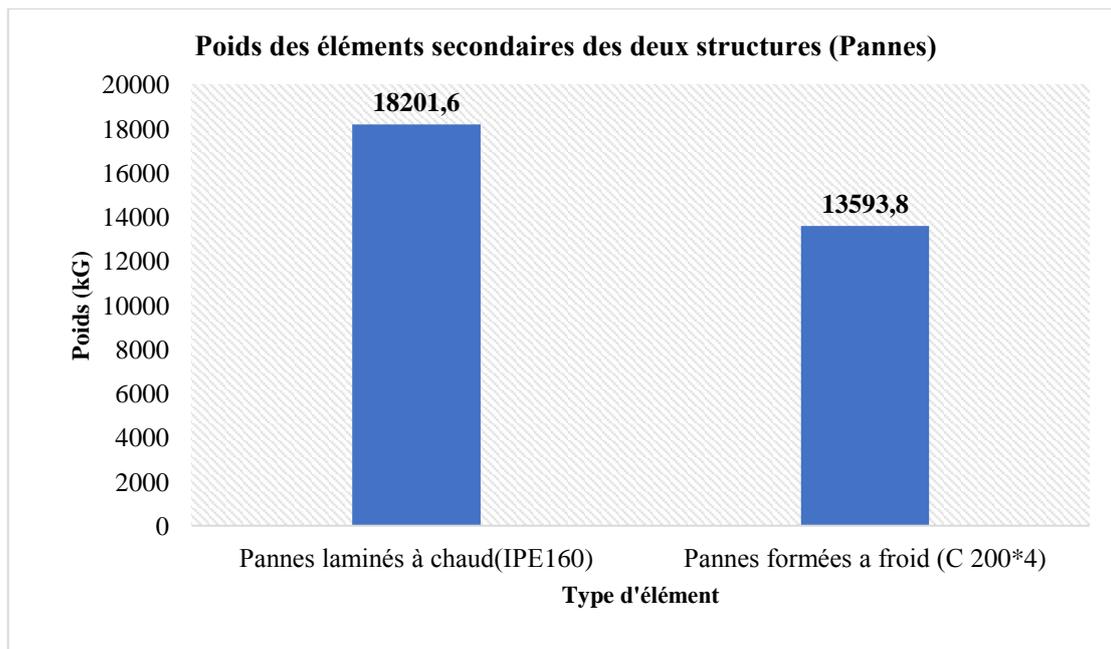


Figure 7- 1 Poids des éléments secondaire des deux structures (Pannes)

Commentaire :

On constate que le poids des pannes de type laminés à chaud est de 182016KG, et celles en profilés formés à froid de 13593,8 KG donc un écart de **46078** KG de poids environ de 25%.

7.2.1.2 Poids des lisses

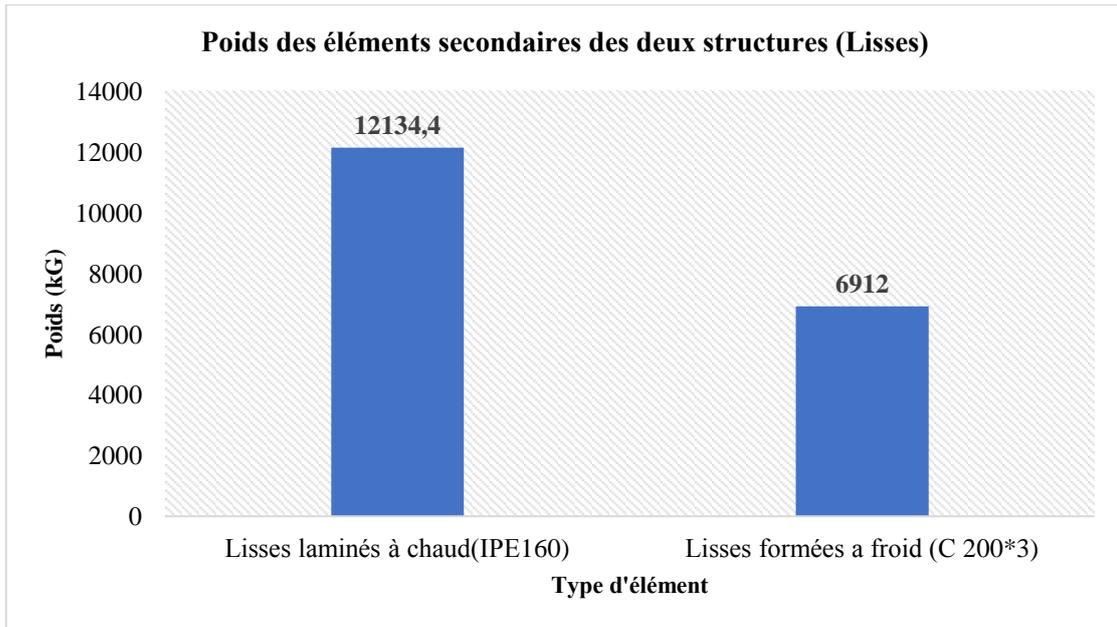


Figure 7- 2 Poids des éléments secondaires des deux structures (Lisses)

Commentaire :

D'après la figure 6-2, on remarque que la différence de poids entre les lisses formées à froids et les laminées à chaud est d'environ **5222.4 KG** environ 43% de différence de poids.

7.2.2 Comparatif de poids des portiques (laminé à chaud et PRS à section variable) :

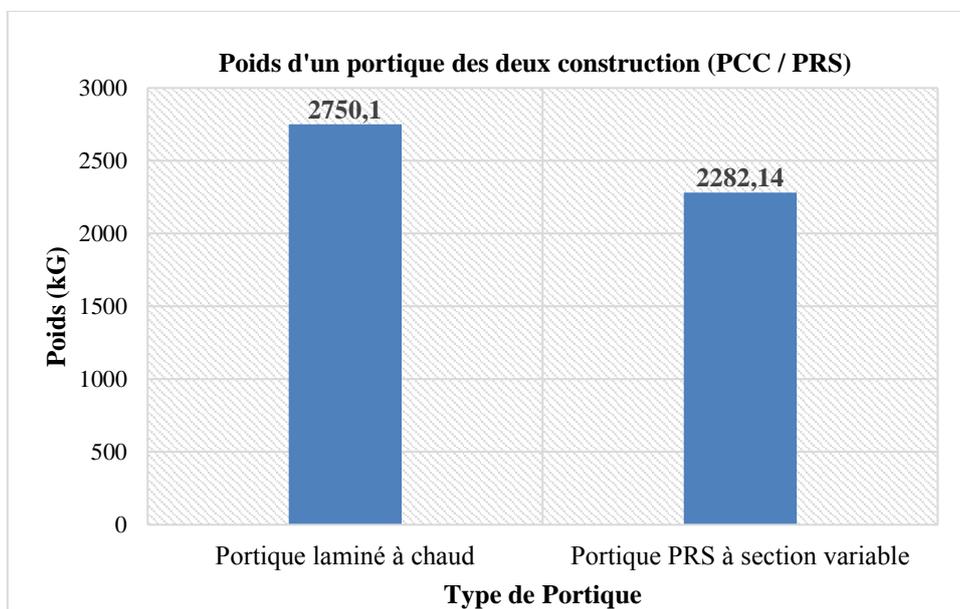


Figure 7- 3 Poids d'un portique des deux construction (PCC/PRS)

- **Commentaire :**

Voyant la figure 6-3, on observe que la différence de poids entre les deux portiques en profilés courants de commerce et en profilés reconstitués soudés est de **467.96 KG**, avoisinant 17 %.

7.2.3 Comparatif de poids de la structure (laminé à chaud et PRS à section variable)

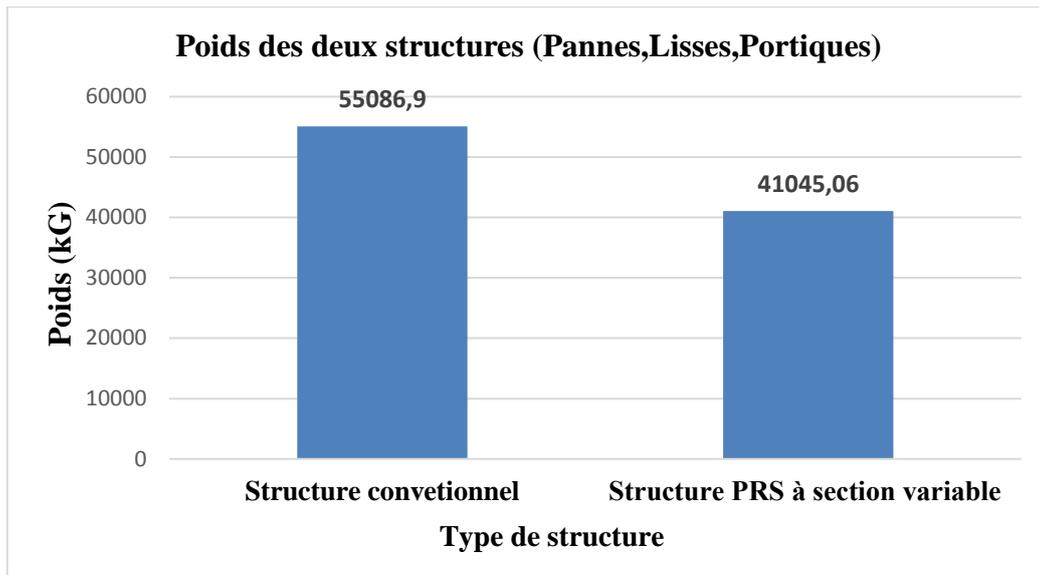


Figure 7- 4 Poids des deux construction (PCC/PRS)

Commentaire :

D'après les résultats obtenus sur la figure 6-4, on constate qu'il y'a une dégression du poids de la structure en PRS à section variable par rapport à la conventionnelle de **14041.84 KG**, d'ordre de 26 %.

7.3 Comparaison effort sismique :

Les forces dynamiques, qui sollicitent les ouvrages de génie civil, sont primordiales dans l'étude de leurs comportements et leurs dimensionnements. En effet, les règlements parasismiques consacrent une importance capitale a la sollicitation dynamique, particulièrement sismique et plus précisément l'effort sismique à la base. De ce fait, dans notre étude nous avons calculé l'effort sismique à la base pour deux structures, l'une PCC et l'autre PRS, dans différentes zone sismiques, définies par le règlement algérien (RPA 99/ Version 2003) à savoir (Zone IIa, IIb et III) :

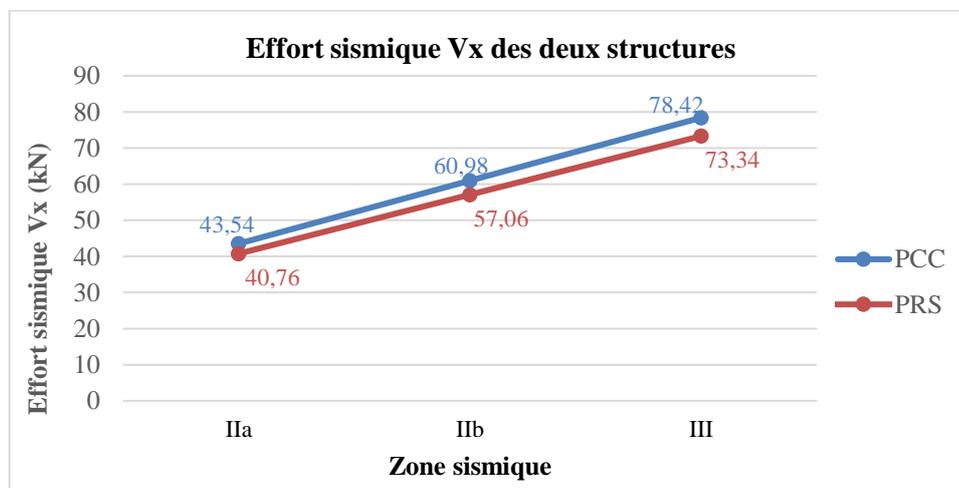


Figure 7- 5 Effort sismique V_x des deux Structures (PCC/PRS)

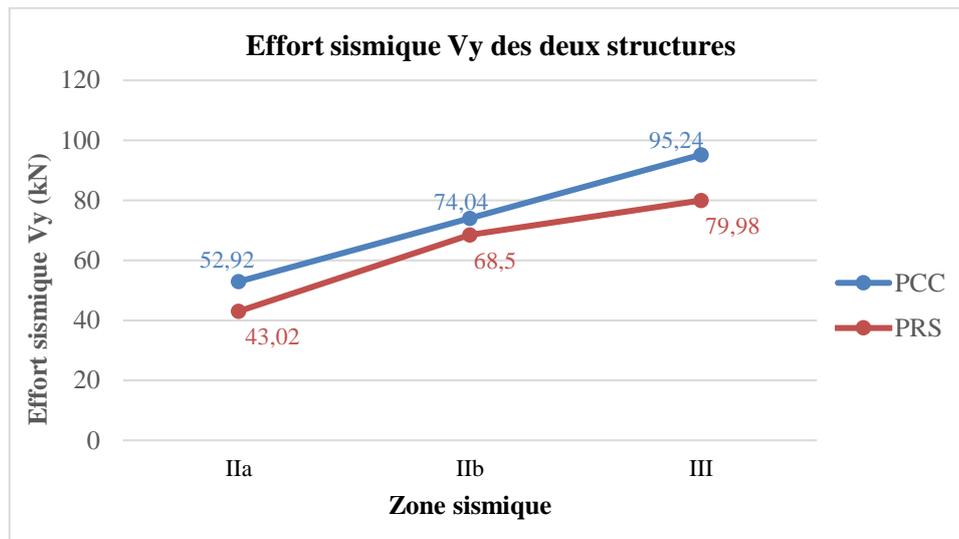


Figure 7- 6 Effort sismique Vy des deux structures

Dans la même zone sismique, une légère différence entre l'effort sismique à la base (selon X et Y) des deux structures de notre étude. Comme le montre les résultats obtenus, en zone II a, la différence de l'effort sismique à la base Vx et Vy, entre les deux structures, est respectivement de l'ordre 6% et 18%. En zone II b, cette différence est respectivement de l'ordre de 6% et 7%. Cependant, en zone III, classée zone à forte sismicité selon le RPA, la différence des efforts entre les deux structures est respectivement de l'ordre de 6% et 17%.

7.4 Conclusion :

Dans cette étude, les Profilés PRS donnent des résultats plus favorables par rapport aux profilé laminé PCC. A cet effet, les structures en PRS, peuvent être bâties sur des fondations superficielles, de dimensions inférieures aux fondations des structures PCC qui sont d'un poids un peu élevé et d'un effort sismique plus considérable.

Présentation du logiciel

Tekla structures

- **Présentation du logiciel :**

Tekla structures est l'un des logiciels structurels le plus abouti pour la modélisation de l'information du bâtiment (BIM). Il permet de créer des modèles 3D basés sur la gestion de données de multi-matériaux, le regroupement de la modélisation interactives, la planification conceptuelle de fabrication et de construction sur site ainsi la géométrie automatique des plans.

Mais, tout d'abord qu'est-ce qu'un logiciel BIM ?

BIM est un sigle anglais Building Information Modeling qui se traduit par modélisation des informations du bâtiment.

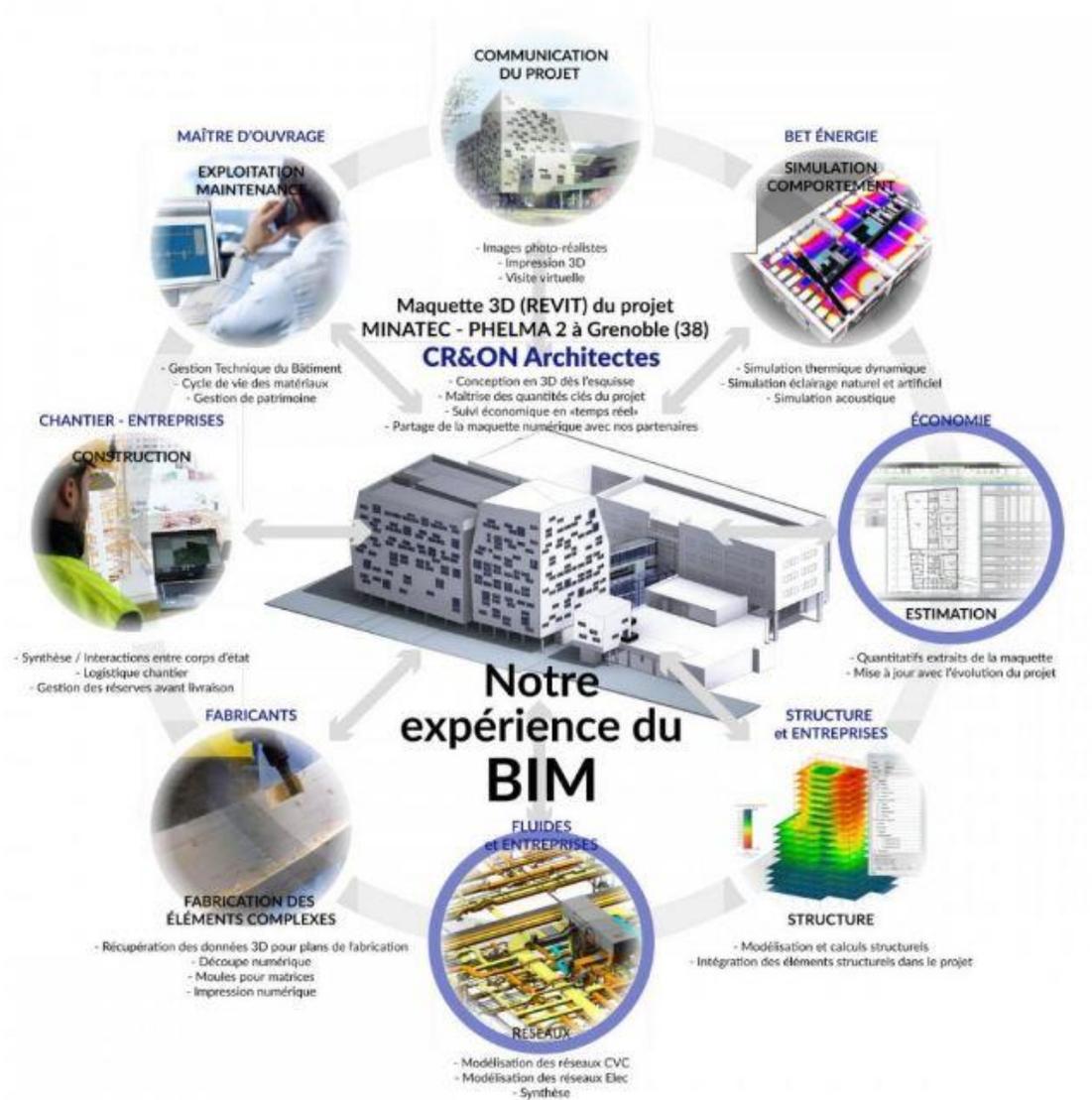


Figure 1 Les différentes tâches de BIM.

Le BIM est une maquette numérique en 3D, contient toutes les données intelligentes et structurées qui permet de prendre les meilleures décisions concernant un projet et de les communiquer. Grâce à ces modèles, il est possible d'effectuer les analyses-contrôles-

visualisation très tôt durant l'étude d'un projet, ce qui permettra une conception meilleure et détecter problèmes avant la mise en chantier.

Le développement du concept BIM va de pair avec l'apparition des logiciels de conception et/ou de fabrication assistés par ordinateur CAO/CFAO 3D .Du début des années 1981 à nos jours plusieurs solutions commerciales sont apparues citons l'exemple Tekla Structures du géant Trimble.

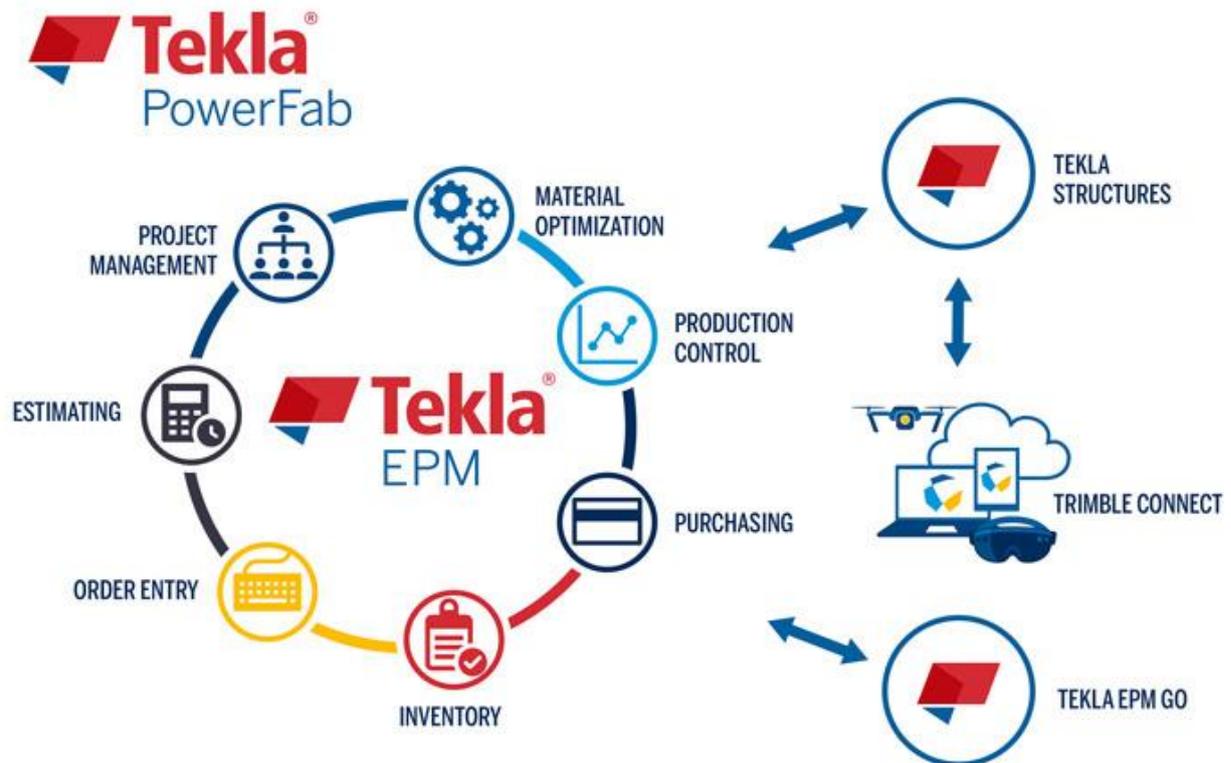


Figure 2 Rôle de Tekla Structures dans la fabrication

- **Guide de modélisation :**

Le dessin tekla structures comporte une grande variété de fonction qui nous aide à créer et à gérer nos dessins de manière efficace. Les dessins sont constitués de trois type d'éléments principaux, la mise en page, les vues et les objets

- **Fonctions principales des dessin Tekla Structures :**

Tekla structures inclus les principales fonctionnalités suivantes :

- Bien que les informations proviennent directement du modèle il suffit de vérifier les paramètres, ce qui réduit le travail.

- La possibilité de mettre à jours le dessin à partir du modèle, grâce à l'option d'échange entre logiciel, citons par exemple ROBOT-Tekla.
- La possibilité de création de dessin fiable et efficace du dessin prototype à partir du catalogue de dessin prototype
- Dessin de plan d'ensemble automatique et plans d'implantation des vues sélectionnés
- Mise en page standard et personnalisées pour les dessins
- Fonctionnalités d'export.
- Impression sur papier, dans un fichier et au format PDF.

➤ **Présentation de l'interface du mode dessin :**

Tekla structures active le mode dessin à l'ouverture des dessins, les menus et icones du mode modélisation sont alors remplacés par ceux du mode dessin, les vues du modèle restent à l'écran, sous le dessin.

L'image suivante présente les différentes zones de la fenêtre de dessin :

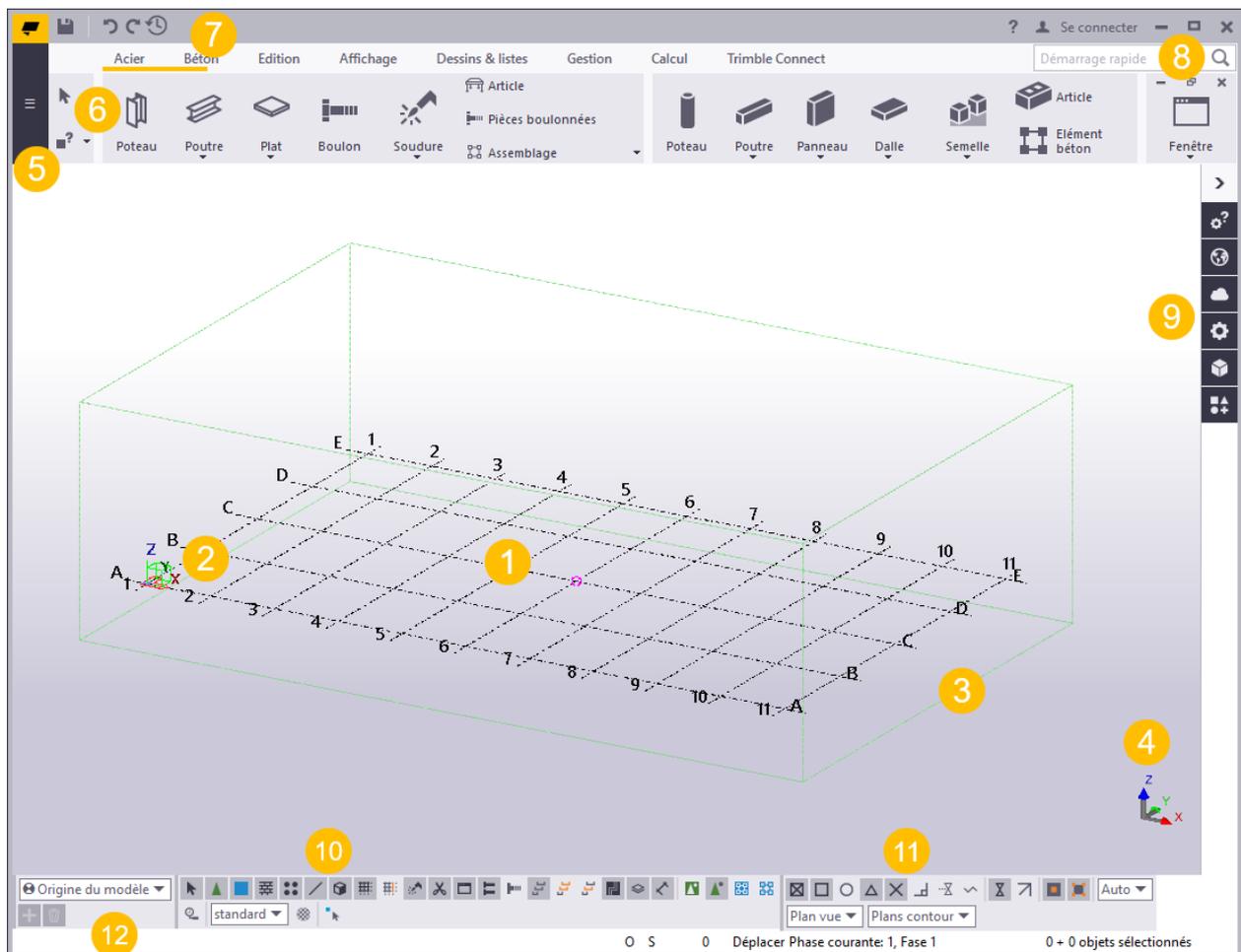


Figure 3 Interface du logiciel Tekla Structures version 2018i

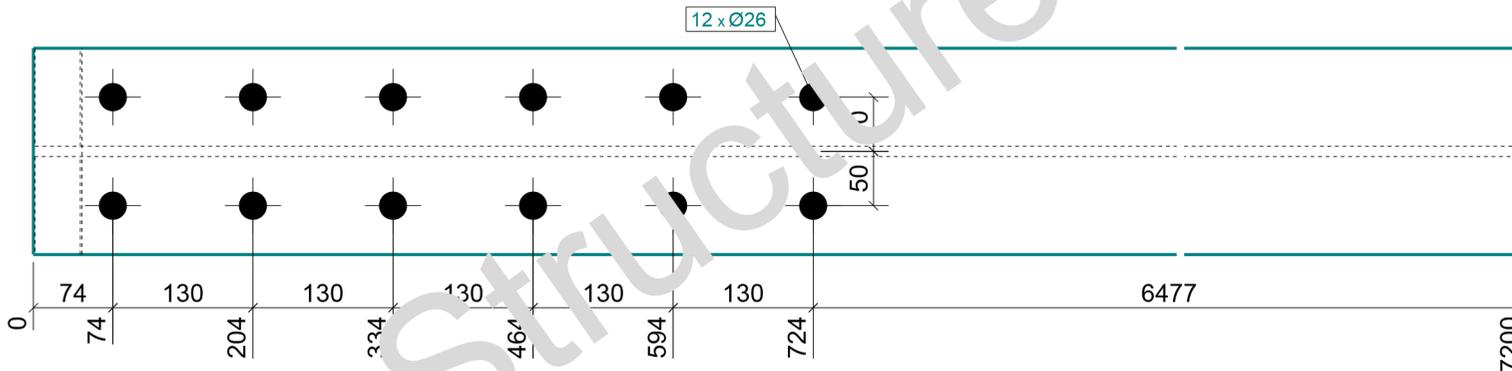
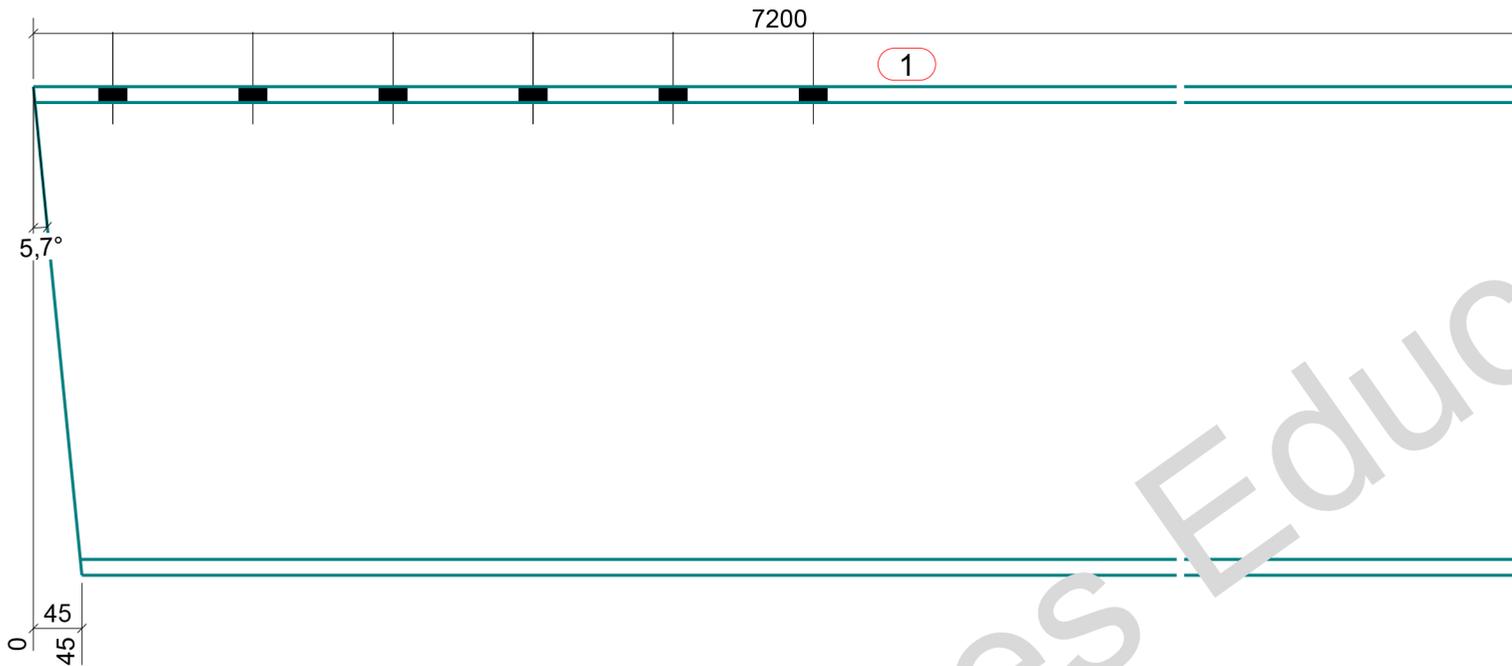
- 1) La vue affichée lors du lancement de logiciel.
- 2) Le symbole du cube vert correspond au système de coordonnées global et repose sur l'origine globale ($x=0$, $y=0$, $z=0$).
- 3) L'encadré qui entoure le maillage constitue la zone de travail. Dans une vue, seules les pièces qui se trouvent dans cette zone sont visibles et qui peut être agrandi.
- 4) Le symbole de coordonnées, correspond au système de coordonnées local.
- 5) Le menu Fichier vous permet de gérer vos modèles.
- 6) Le ruban contient toutes les commandes et autres fonctions que vous utiliserez lors de la création de votre modèle.
- 7) la barre d'outils d'accès rapide contient les icônes de raccourci Enregistrer, Annuler, Répéter et Annuler l'historique.
- 8) barre de recherche rapide.
- 9) Le panneau latéral situé sur le côté droit de l'écran permet d'afficher les propriétés des objets du modèle, d'ajouter des modèles de référence et des composants, de lier des nuages de points, d'utiliser des informations personnalisées ou de trouver un accès direct à Tekla Online services.
- 10) Les boutons de sélection permettent de contrôler quels objets vous pouvez sélectionner.
- 11) Les boutons d'accrochage permettent de contrôler quelles positions vous pouvez sélectionner lors de la création d'objets.
- 12) Lorsque vous créez des objets, la barre d'état vous indique comment procéder et quand sélectionner des points.

➤ **Modélisation :**

La modélisation du modèle peut être effectuée par plusieurs façons, soit par :

- La création du maillage ensuite créer des sections qui devront être par la suite assemblées tout en paramétrant le modèle.
- Soit par insertion des modèles paramétrique qui existe sur la base de données du logiciel, grâce à l'option 'macros', mais qui est parfois n'est pas possible.

Les sorties obtenues pour notre projet sont les suivantes :



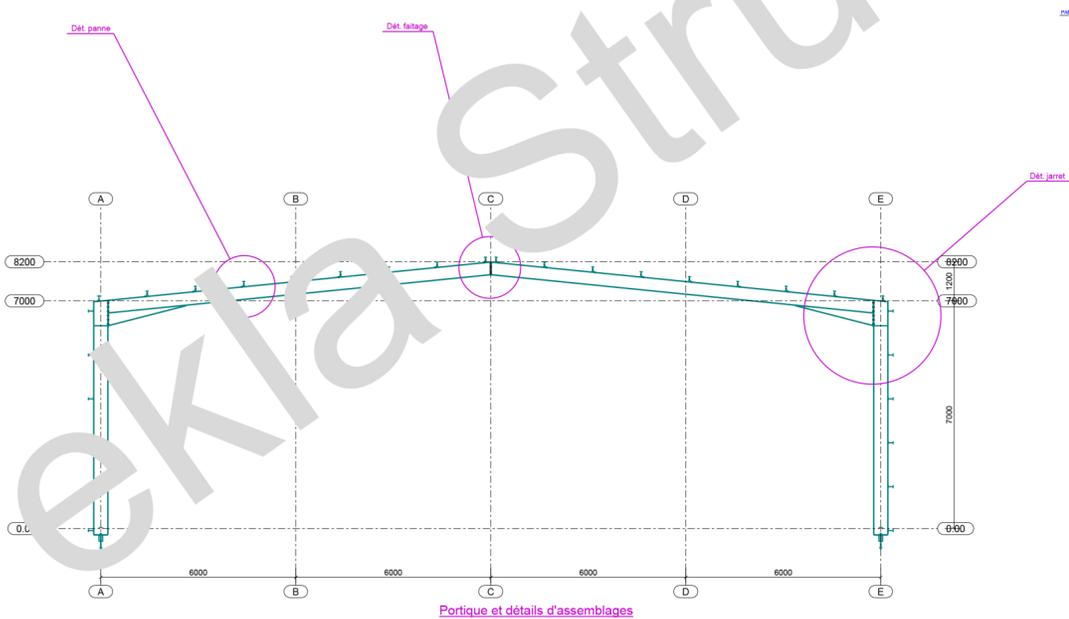
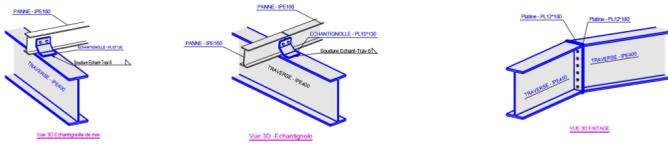
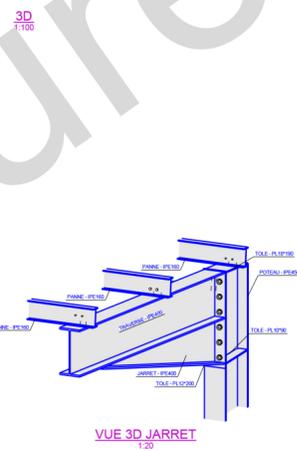
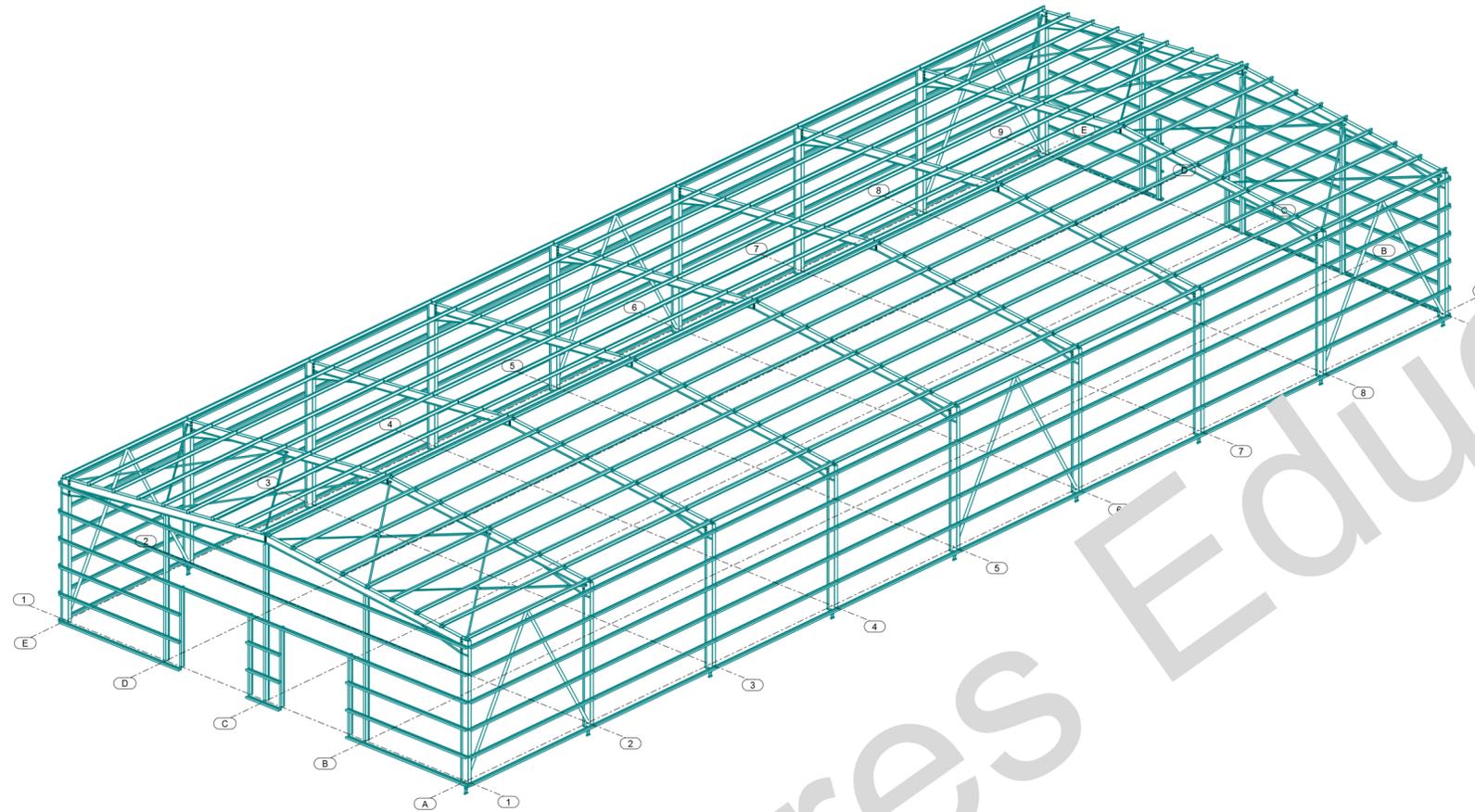
Perçages
 Coupes
 Longueurs
 Débité par :
 06/07/2019 / 1 Ind 0

CLASSE EXECUTION	1	17	POTEAU	IPE450	7200	S235JR	558.5
EN 1090-2	Repère	Qté	Nom	Profil	Longueur	Qualité	Poids U (Kg)

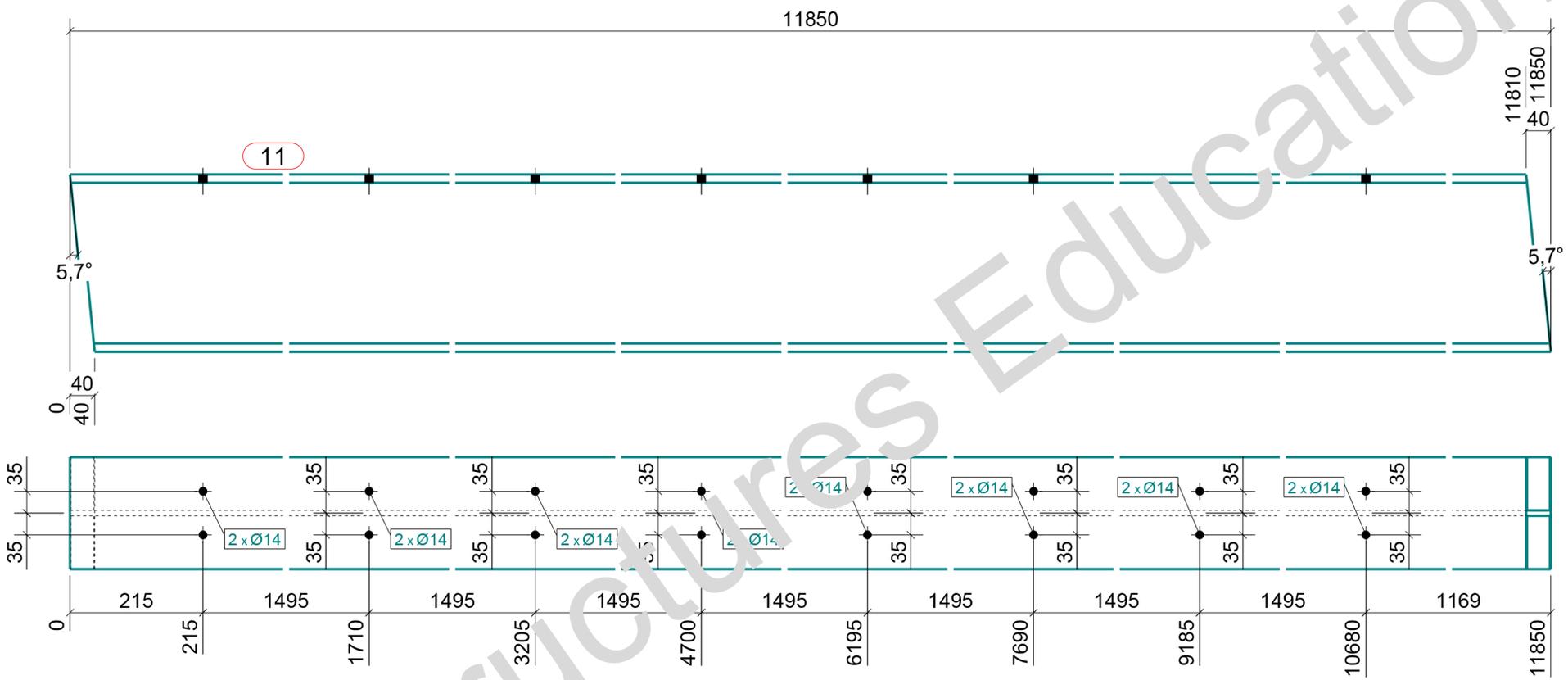
Nota:	N° Affaire:	06/07/2019	Indice de révision:	
	Nom Affaire:	Projet de fin d'étude	Date de révision:	
Perçage Ø	CROQUIS DE DEBIT		Date de création:	29.06.2019
			Dessinateur:	BERRANI & HADDI

Répartition par assemblage			
Repère	Qté / ass.	Nb ass.	Qté tot.
A5	1	1	16
A6	1	1	1
A ASSEMBLER			





Projet de fin d'étude				
Université de Béjaia				
Maître d'Ouvrage	Maître d'Oeuvre	Architecte	Miniature du projet Fichier thumbnail.png	
Bureau de contrôle	Bureau Ingénierie	Entreprise		
Indice	Date	Modifications	Créé par	Contrôlé par
Visa	Emis par	Date / Observations / Signature		
VSA				
REF				
H&M				
Emetteur				
		Trimble Solutions France 23 rue de la République 8 Avenue Abajoul 91100 TESSY-SAC (FRANCE) Tél: 05 63 48 11 65 www.tekla.com		
Titre: Vue 3D				Phase
				Ech: 1:20 1:75
				Format: A0
				Date: 29.06.2019
061**				
PROJET	EMETTEUR	PHASE	LOT	TYPE DOC
				NIVEAU
				NUMERO
				INDICE



Tekla structures

Répartition par assemblage			
Repère	Qté /ass.	Nb. ass.	Qté tot.
A2	1	8	8
A3	1	1	1
A4	1	1	1
A12	1	1	1
A13	1	1	1
A ASSEMBLER			

CLASSE EXECUTION	11	12	TRAVERSE	IPE400	11850	S235JR	786.0	
EN 1090-2	Repère	Qté	Nom	Profil	Longueur	Qualité	Finition	Poids U (Kg)
Nota:	N° Affaire: 06/07/2019		Date de révision:		 			
Perçage Ø	Nom Affaire: Projet de fin d'étude		Date de révision:					
14	CROQUIS DE DEBIT		Date de création: 29.06.2019					
			Dessinateur: BERRANI & HADDI					

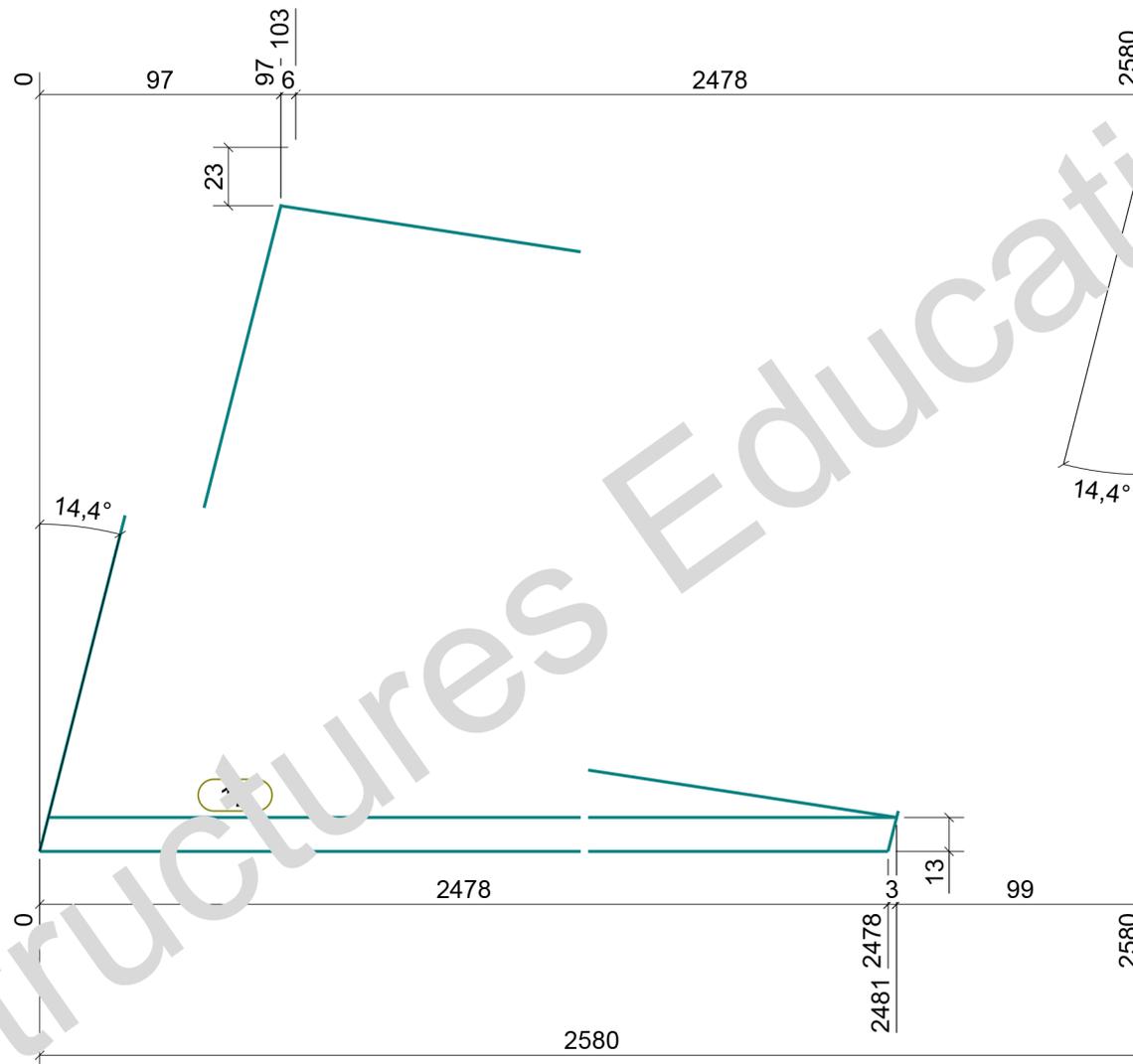
Répartition par assemblage			
Repère	Qté /ass.	Nb. ass.	Qté tot.
A2	1	8	8
A3	1	1	1
A4	1	1	1
A12	1	1	1
A13	1	1	1
A24	1	1	1
TR1	1	1	1
TR2	1	1	1
TR3	1	2	2
TR4	1	1	1

A ASSEMBLERCLASSE EXECUTION
EN 1090-2

Nota:

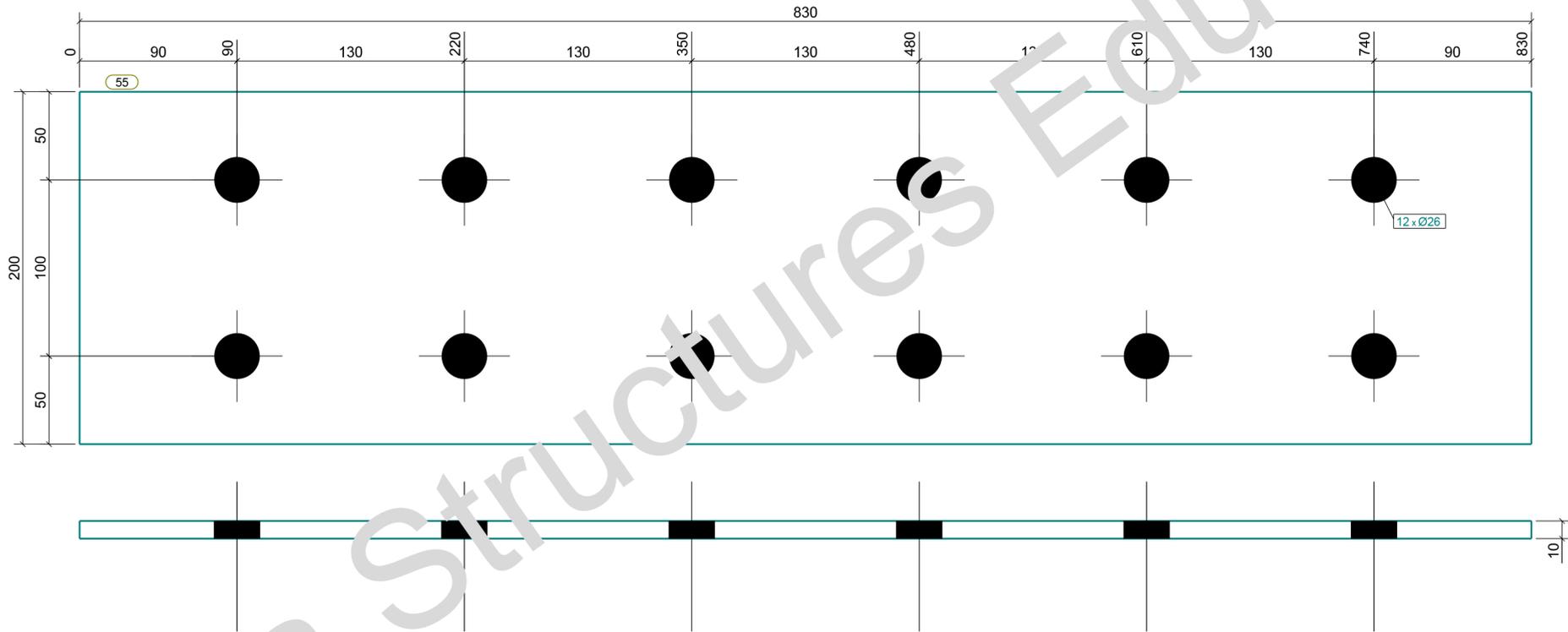
Perçage Ø

12	18	JARRET	IPE400	2580	S235JR		171.1
Repère	Qté	Nom	Profil	Longueur	Qualité	Finition	Poids U (Kg)
N° Affaire:	06/07/2019		Indice de révision:				
Nom Affaire:	Projet de fin d'étude		Date de révision:				
CROQUIS DE DEBIT			Date de création:		29.06.2019		
			Dessinateur:		BERRANI & HADDI		



Perçages Coupes Longueurs Débité par : Perçé par :

06/07/2019 / 12 Ind 0

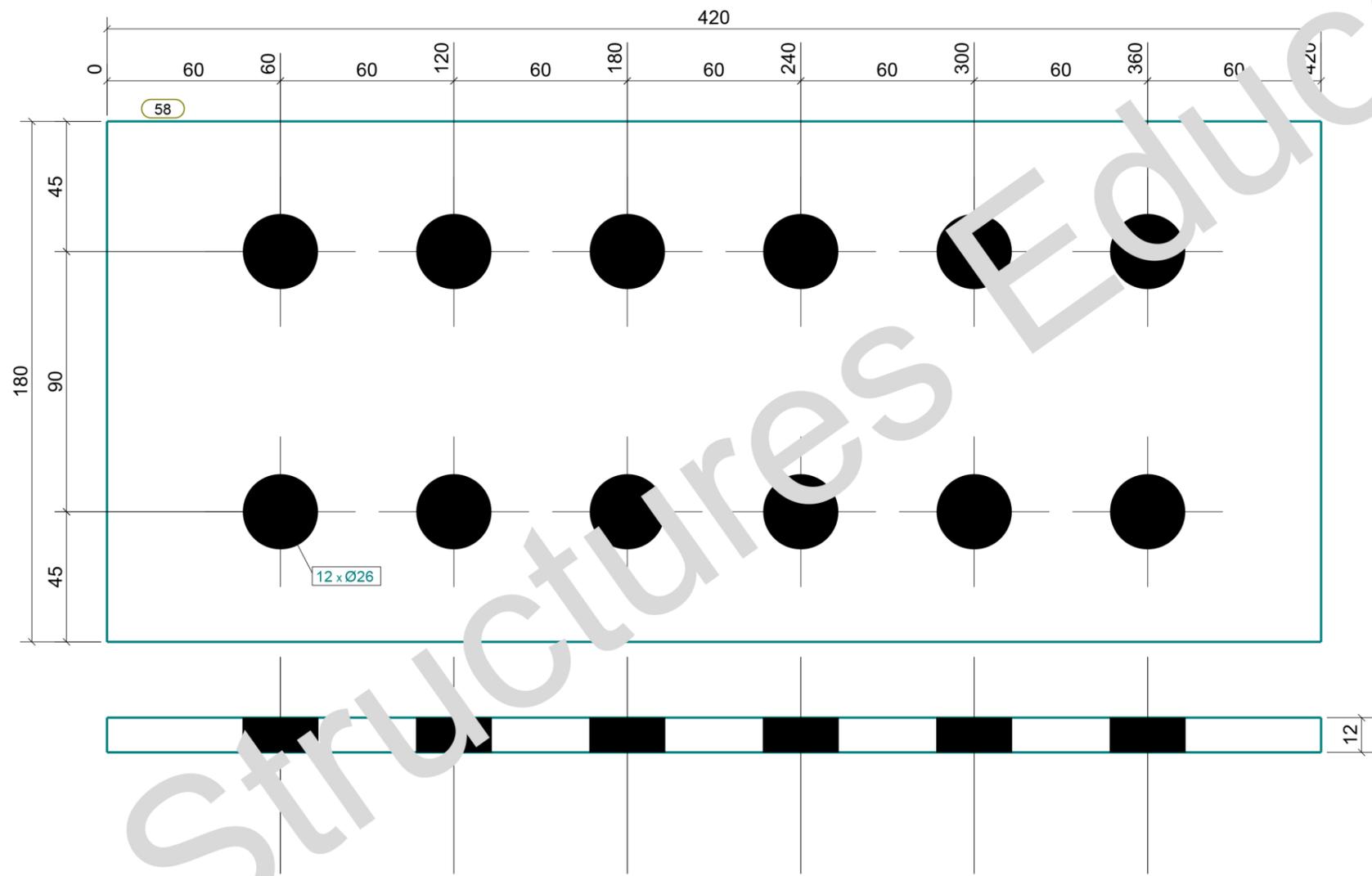


Tekla structures

Préparation par assemblage			
Repère	Qté	Nb. ass.	Nb. ass.
A24	1	1	1
A ASSEMBLER			

CLASSE EXECUTION EN 1090-2	55	1	TOLE	PL10*200	830	S275JR	13.0	
Nota:	Repère	Qté	Nom	Profil	Longueur	Qualité	Finition	Poids U (Kg)
Perçage Ø	N° Affaire: 06/07/2019 Nom Affaire: Projet de fin d'étude			Indice de révision: Date de révision:		Date de création: 29.06.2019		 
26	CROQUIS DE DEBIT			Dessinateur: BERRANI & HADDI				

Perçages Percé par : 06/07/2019 / 55 Incl 0
 Coupes Longueurs Débité par :



Tekla structures

Répartition par assemblage			
Repère	Qté / ass.	Nb. ass.	Qté tot.
A24	1	1	1
A ASSEMBLER			

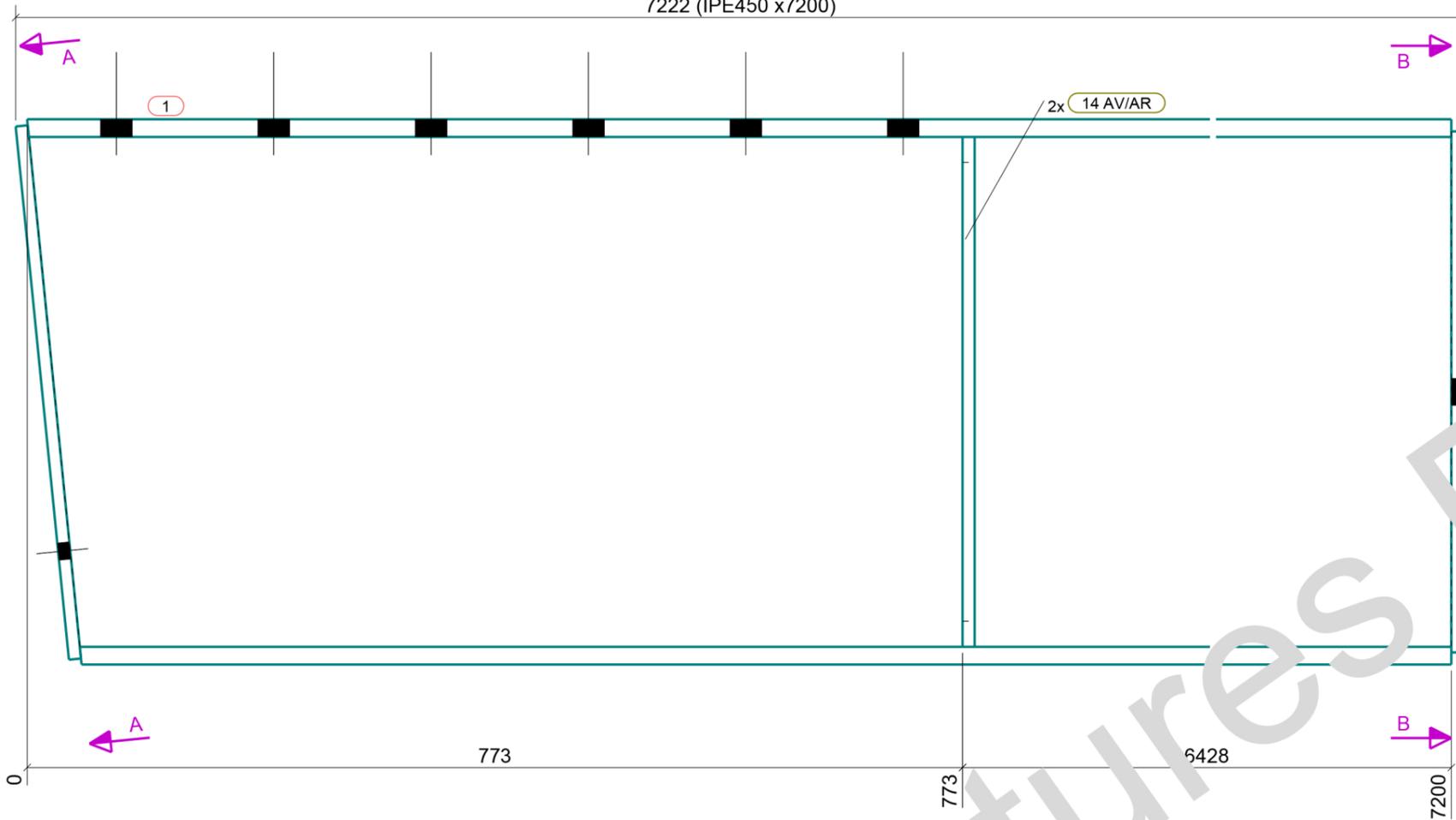
CLASSE EXECUTION	58	1	Platine	PL12*180	420	S275JR		7.1
EN 1090-2	Repère	Qté	Nom	Profil	Longueur	Qualité	Finition	Poids U (Kg)
Nota:	N° Affaire:	06/07/2019		Indice de révision:				
	Nom Affaire:	Projet de fin d'étude		Date de révision:				
Perçage Ø	26			CROQUIS DE DEBIT		Date de création:	30.06.2019	
				Dessinateur:		BERRANI & HADDI		



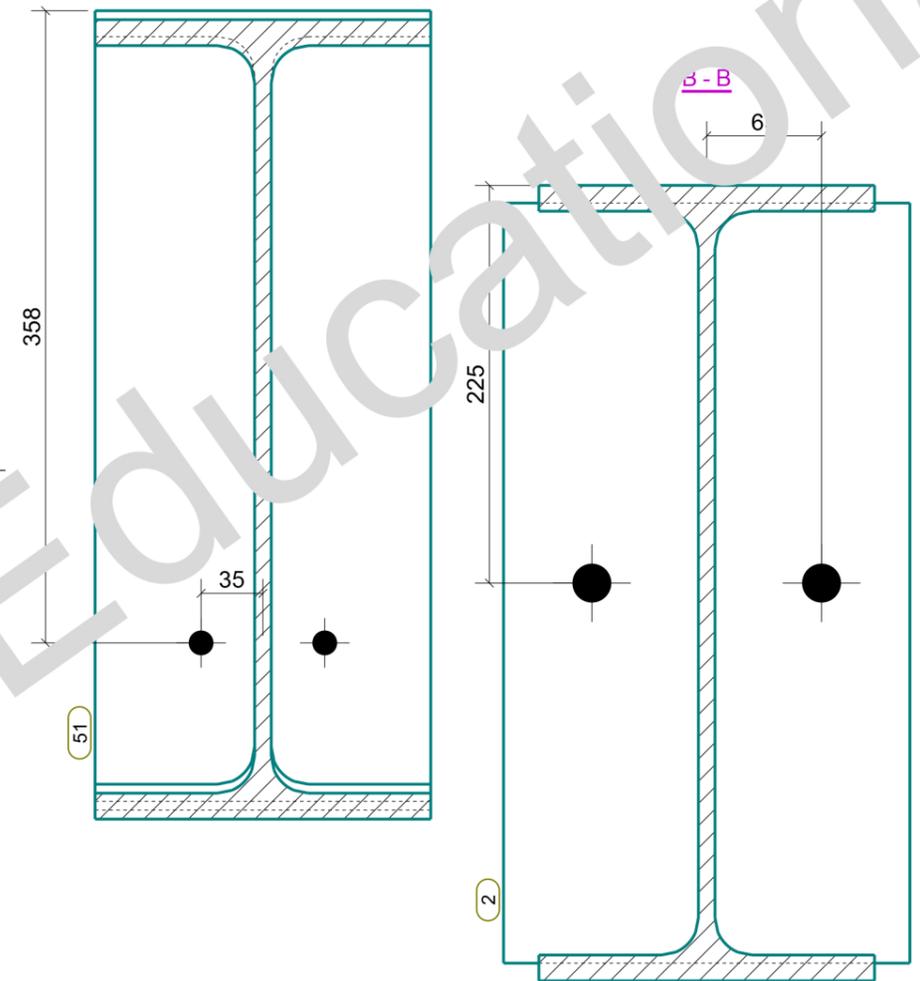
CONTROL FABRICATION Débité par : Longueurs Coupes Percé par : Perçages
 06/07/2019 / 58 Ind 0

Vue de face

7222 (IPE450 x7200)

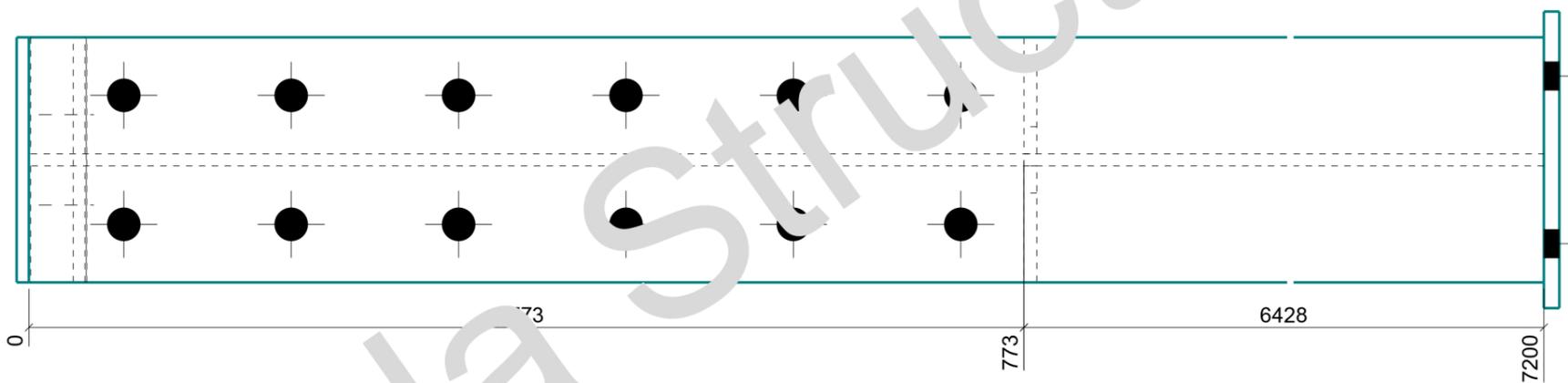


A-A



B-B

Vue de dessus



LIS F		AR A		SEMBLAGE		Rep: A6	POTEAU		Qté: 1	12.1	580.2
Requ	Profil	Qté	Matériau	Revêtement	Longueur	Peinture	Poids				
1	IPE450	1	S235JR		7200	11.6	558.5				
2	PL12*230	1	S235JR		430	0.2	9.3				
14	PL10*90	2	S235JR		421	0.1	2.9				
51	PL10*190	1	S235JR		442	0.2	6.6				

CLASSE EXECUTION
EN 1090-2

Nota: Soudure a= 0.7 x épaisseur la plus faible
(sauf indication contraire)

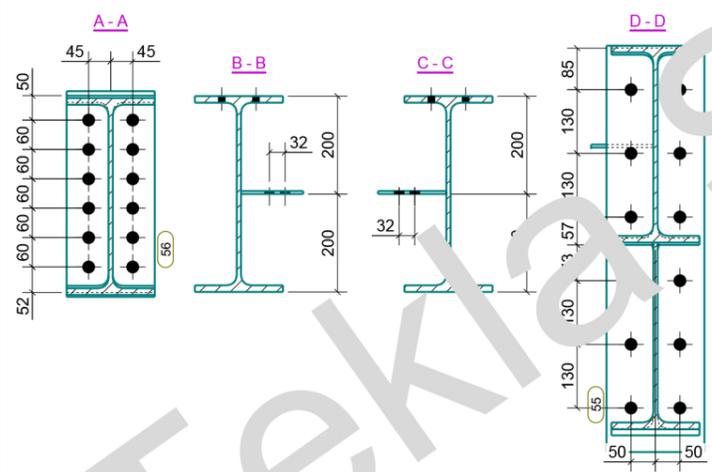
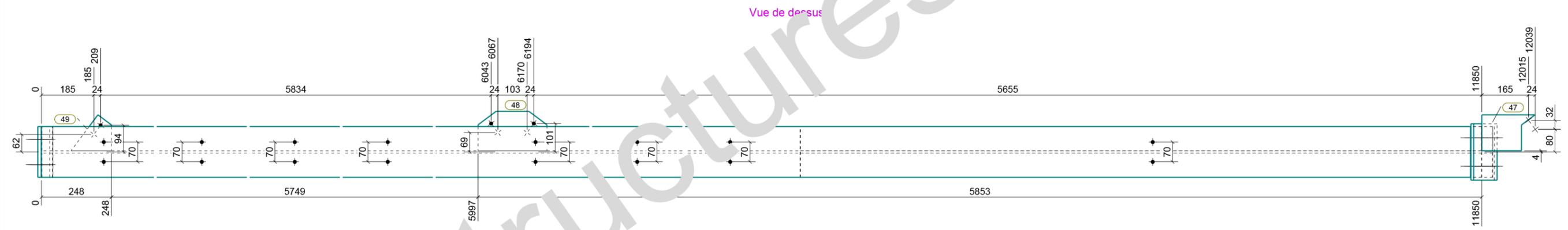
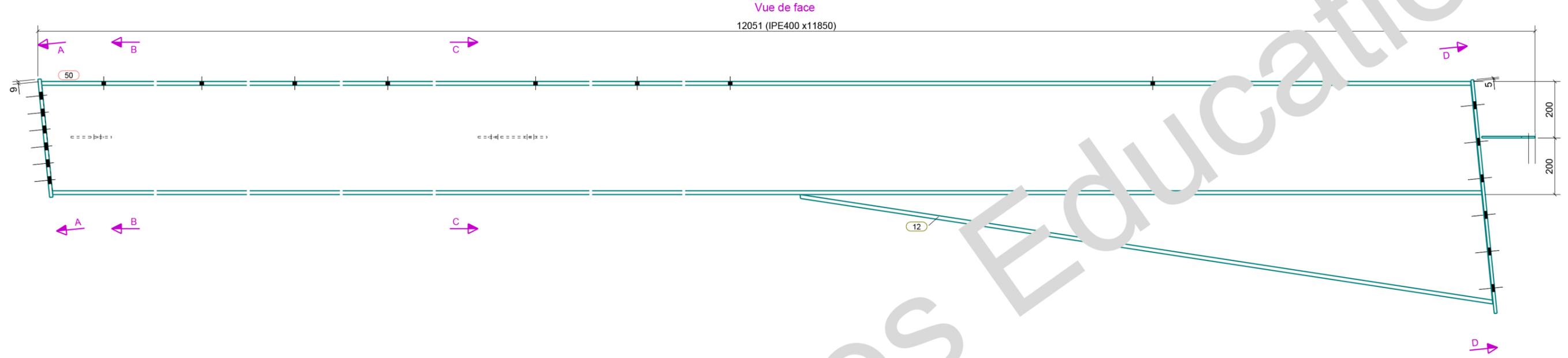
N° Affaire: 06/07/2019
Nom Affaire: Projet de fin d'étude

Indice de révision:
Date de révision:
Date de création: 29.06.2019
Dessinateur: BERRANI & HADDI

CROQUIS D' ASSEMBLAGE

Tekla
Structures

جامعة بجاية
Tasawit n Bgayet
Université de Bjaia



LISTE PAR ASSEMBLAGE		Rep: A24	TRAVERSE		Qté: 1	21.8	980.2
Repère	Profil	Qté	Matériau	Revêtement	Longueur	Peinture	Poids
50	IPE400	1	S235JR		11850	17.4	786.0
12	IPE400	1	S235JR		2580	3.8	171.1
47	PL6*127	1	S235JR		188	0.0	0.9
48	PL6*140	1	S235JR		244	0.1	1.5
49	PL6*115	1	S235JR		159	0.0	0.5
55	PL10*200	1	S275JR		830	0.4	13.0
56	PL12*180	1	S275JR		420	0.2	7.1

CLASSE EXECUTION EN 1090-2

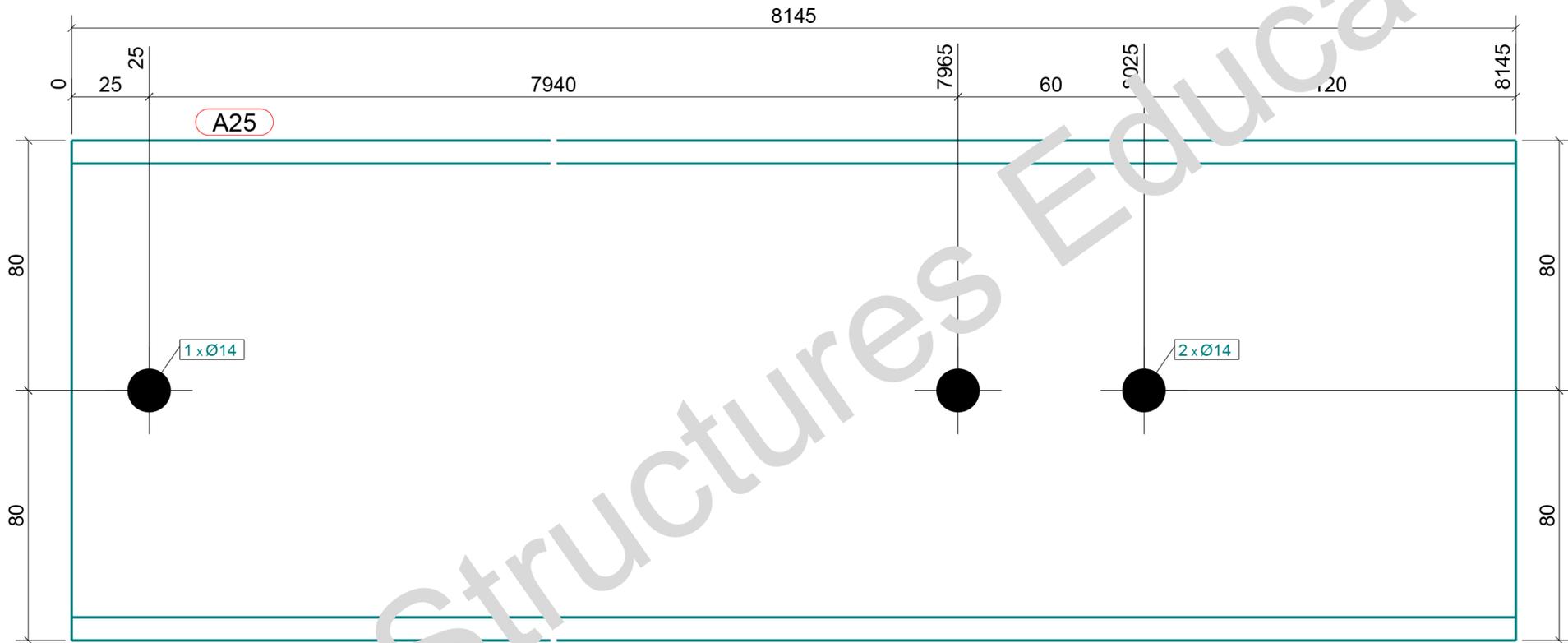
Nom Affaire: 06/07/2019
Projet de fin d'étude

Date de création: 29.06.2019

Dessinateur: BERRANI & HADDI

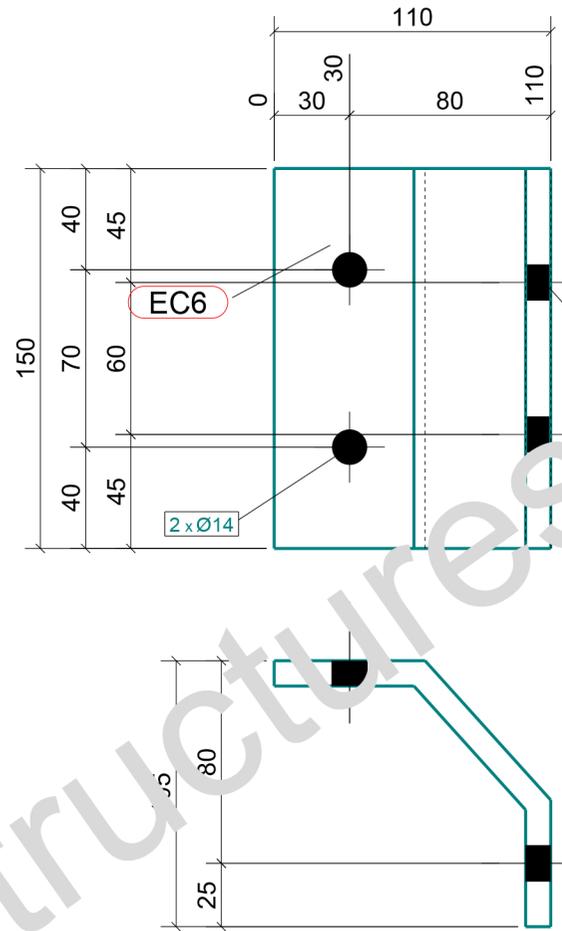
Nota: Soudure a= 0.7 x épaisseur la plus faible (sauf indication contraire)

CROQUIS D' ASSEMBLAGE



Perçages Coupes Longueurs Débité par : Perçé par :
 06/07/2019 / A25 Ind 0

CLASSE EXECUTION EN 1090-2	A25	8	PANNE	IPE160	8145	S235JR	128.5	
	Repère	Qté	Nom	Profil	Longueur	Qualité	Finition	Poids U (Kg)
Nota:	N° Affaire: 06/07/2019			Indice de révision:				
	Nom Affaire: Projet de fin d'étude			Date de révision:				
Perçage Ø	CROQUIS DE DEBIT			Date de création: 29.06.2019		 		
A EXPEDIER				14	Dessinateur: BERRANI & HADDI			



CLASSE EXECUTION EN 1090-2	EC6	9	ECHANTIGNOLLE	PL10*150	172	S235JR		2.1
	Repère	Qté	Nom	Profil	Longueur	Qualité	Finition	Poids U (Kg)
Nota:	N° Affaire:	06/07/2019		Indice de révision:				
	Nom Affaire:	Projet de fin d'étude		Date de révision:				
Perçage Ø	CROQUIS DE DEBIT			Date de création:	29.06.2019			
A EXPEDIER	14			Dessinateur:	BERRANI & HADDI			

Conclusion générale et perspectives

Conclusion générale et perspectives :

Cette étude se décompose en deux phases de travail qui nous ont permis de voir et d'approfondir nos connaissances du matériau acier et de découvrir la conception de structure à ossature en profilés reconstitués soudés à section variable et section formée à froid selon l'Eurocode 3.

Cette étude comparative entre la construction conventionnelle (PCC) et en PRS à section variable, nous a permis de fournir une base sur le choix de construction répondant mieux au cahier de charges du maître de l'ouvrage.

Au-delà du poids, le mode de construction joue également un rôle important dans la masse totale de l'ouvrage, ainsi dans le cadre de notre projet et suivant la masse des deux structures énumérées auparavant, nous remarquons que la structure PRS pèse environ 20% fois la structure en PCC, ceci pour la simple raison qu'elle suit le diagramme des sollicitations, ce qui n'est pas le cas pour la construction en laminés à chaud.

De cette comparaison il ressort que la Solution d'une construction en PRS à section variable est plus économique.

La légèreté du PRS permet au maître de l'ouvrage d'économiser une somme non négligeable sur l'exécution des fondations, car plus la superstructure est légère moins l'infrastructure consommables matériaux (aciers, béton et coffrage...).

Sans oublier la crise économique, les budgets alloués aux projets de construction, sont de plus en plus restreints. Les maîtres d'ouvrage optent de plus en plus pour des projets rapides et à moindre coût.

Enfin ce mémoire a donc été le fruit d'un travail captivant : d'une part sur le plan technique et d'autre part sur les enjeux économiques par rapport direct à la conception en PRS à section variable et à section en Profilé formé à froid.

- **Apport personnel :**

- ✓ L'application des réglementations en vigueur sur une structure en acier (RPA99/2003, RNV 2013, DTR BC.2.2, Eurocode 3 partie 1-1 et partie 1-3).
- ✓ Etude des éléments formés à froid selon l'EC 3 partie 1-3
- ✓ Dimensionnement des portiques PRS à section variable
- ✓ Vérification à l'instabilité au déversement et flambement des PRS en utilisant des bracons pour garder l'aspect économique.
- ✓ Elaboration des applications sous Excel pour le calcul et vérifications automatiques :
 - Etude climatique selon RNV 2013
 - Vérification à l'instabilité (flambement et déversement) des éléments en acier selon l'EC3.

- Vérification des éléments formés à froid de forme C selon l'EC3 partie 1-3.
- ✓ Utilisation des logiciels relative au domaine de la charpente métallique
 - RSTAB et Autodesk Robot pour le calcul et la vérification.
 - Tekla pour l'élaboration des gabarits d'atelier (débit et assemblage), les plans d'ensemble et les listes (liste d'approvisionnement, boulons,)

Perspectives :

- Le calcul des pannes et lisses continues sur le long du long-pan en utilisant des éclisses, ce qui minimisera considérablement la section ainsi que le poids.
- L'étude techno-économique de système PEB (Fabrication, temps,) afin d'obtenir une comparaison idéale entre les deux structures en question, notamment sur le coût
- Mettre l'application Excel des éléments formés à froid sous logiciel Matlab.

Références bibliographiques

Références bibliographiques :

[1] : <https://www.frisomat.fr/questcequun-batiment-industriel>

[2] : Avis technique 2/2016-02- Avis sur le système constructif ASTRON buildings

[3] : <https://www.infosteel.be/fr/publications/aperçu/410-bonnes-pratiques-batiments-a-usage-industriel>

[4]: Sudhir Singh Bhadoria , Yash Pathak .Comparative study of pre-engineered building and conventional steel structures .IRJET, (September 2017).

[5] : Bonnes pratiques pour la construction des structures en acier. Bâtiment à usage industriel, Guide destiné aux architectes, Concepteurs et constructeurs, URL : www.cticm.com

[6] : Phase avant-avant-projet : Conception de portiques en Profilés reconstitués par soudage SS052a-FR-EU, URL : www.cticm.com .

[7] : Valérian Vurillan (2017) ; optimisation par éléments finis de la géométrie de poutres en acier laminées à froid utilisées dans la construction de bâtiments, mémoire en vue d'obtention du diplôme de maîtrise des sciences appliquées

[8] :https://books.google.dz/books?id=dCHK9cBc2W4C&pg=PA288&lpg=PA288&dq=les+%C3%A9%C3%A9ments+mince+form%C3%A9s+%C3%A0+froid+en+c&source=bl&ots=NK6KoiAQeo&sig=ACfU3U2HQeFJLz1UkFX1PDCFtG0_KRIpwQ&hl=fr&sa=X&ved=2ahUKEwjWzr66kvriAhW0oFwKHVSkBOwQ6AEwCHoECAkQAQ#v=onepage&q=les%20%C3%A9%C3%A9ments%20mince%20form%C3%A9s%20%C3%A0%20froid%20en%20c&f=false.

[9] Organigramme : Calcul des caractéristiques efficaces de la section d'un profilé en C à bords tombés en acier formé à froid sollicité en compression ou en flexion. SF038a-FR-EU, URL : www.cticm.com .

[10] : MANFRED A. HIRT & MICHEL CRISINEL, Traité de Génie Civil, tome 11 : Charpentes métalliques. Conception et dimensionnement des halles et bâtiments, 2001, Presse polytechniques et universitaires romandes, p157-158.

[11] : <https://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP/definition.html?id=5567>.

[12] : MANFRED A. HIRT & MICHEL CRISINEL, Traité de Génie Civil, tome 11 : Charpentes métalliques. Conception et dimensionnement des halles et bâtiments, 2001, Presse polytechniques et universitaires romandes, p289.

[13] : <http://www.freelem.com/charpente/potelets/potelets.htm>

Aides bibliographiques :

- Design of Cold-formed Steel Structures (ECCS Eurocode Design Manuals) **1st Edition, 2012** Published by: ECCS – European Convention for Constructional Steelwork publications@steelconstruct.com www.steelconstruct.com.
- Structures en acier inoxydable, Guide de conception, troisième édition.
- Design of steel structures, UK Edition, 2014.
Eurocode 3, Part 1-1 : General rules and rules of buildings , Luis Simoes & al.
- Apurv Rajendra Thorat; Santosh Patil ; A study of performance of pre-engineered building of an industrial warehouse for dynamic load , IRJET, volume 04: Issue 06(June 2017).
Sudhir Singh Bhadoria , Yash Pathak .Comparative study of pre-engineered building and conventional steel structures .IRJET, (September 2017).
- Zamil Steel, Technical manual “pre-engineered building division”.

Références normatives :

- Eurocode 3 : Calcul des structures en acier, Partie 1-3 : Règles supplémentaires pour les profilés et plaques formés à froid. (NF EN 1993-1-3).
- Eurocode 3 : Calcul des structures en acier, Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments (NF EN 1993-1-1).
- Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/ Version 2003(DTR B.C 2.48)
- Règlement Neige et Vent, version 2013(DTR C 2-47).
- Règles de conception et de calcul des structures en acier (DTR -B.C.2-44)

ANNEXES

ANNEXE 01

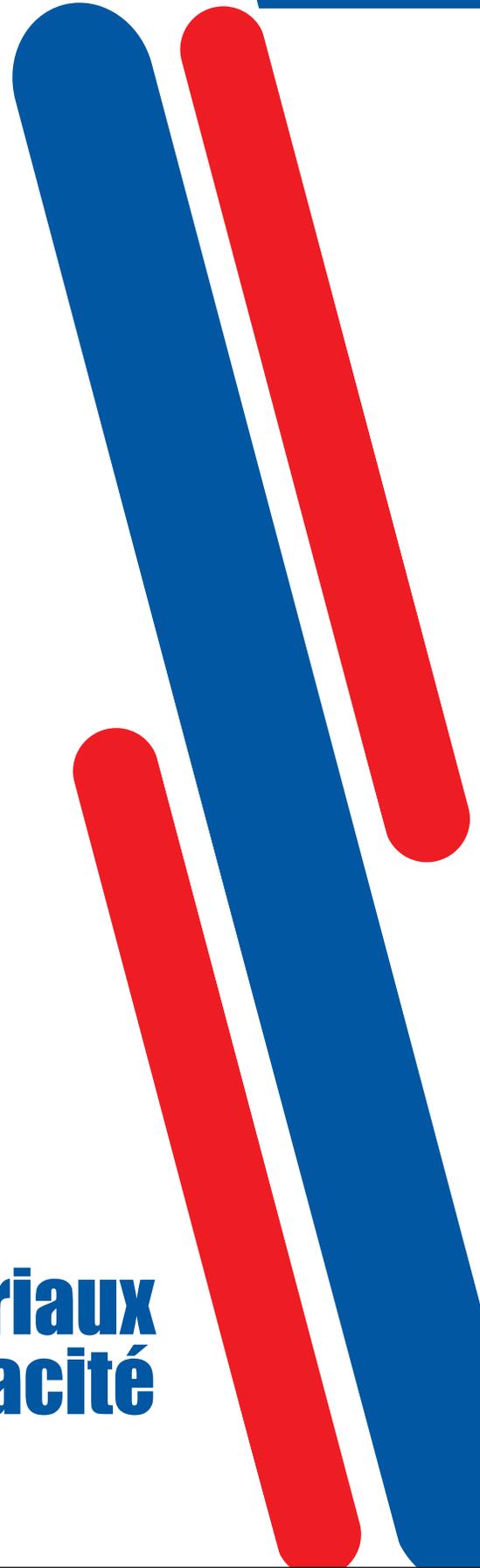
ANNEXE 02



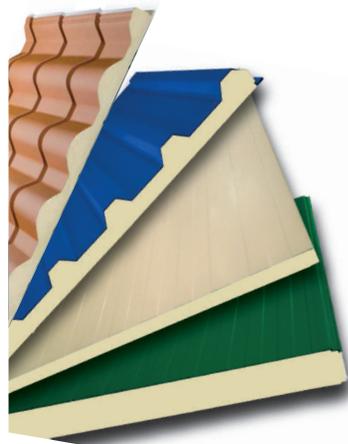
Système Panneaux Sandwichs
Construisez autrement



Les **meilleurs matériaux**
pour plus d'**efficacité**

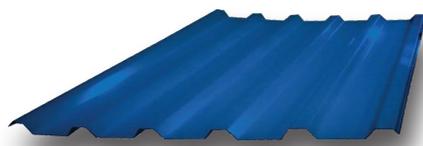


SOMMAIRE



PRESENTATION DE L'ENTREPRISE.....01

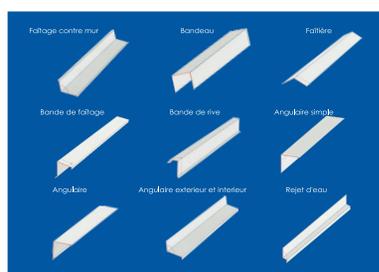
PANNEAUX SANDWICHS.....02-09



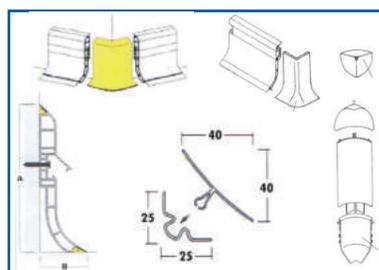
PROFILS NERVURÉS.....10



TUILE.....11



ACCESSOIRES DE FINITION EN TOLE12



ACCESSOIRES DE FINITION EN PVC.....12

PRESENTATION DE L'ENTREPRISE

SPS : Système Panneaux Sandwichs est une entreprise installée en Algérie depuis 2000, spécialisée dans la fabrication de panneaux sandwichs métalliques (bardage et couverture), tôles (TN40, TR35 et tuile), pièces de finitions, panneaux structuraux isolants (SIP), cabines sahariennes et bloc en préfabriqué.

Notre entreprise est certifiée ISO 9001 depuis 2008 et nos produits sont fabriqués suivant les règles et normes internationales en vigueur.

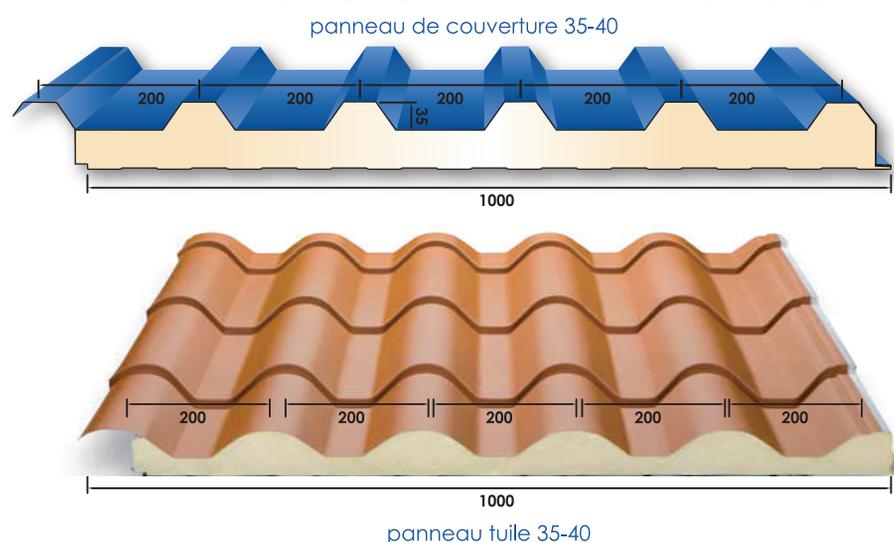


PANNEAU SANDWICH DE COUVERTURE

APPLICATION

Le panneau sandwich de couverture est utilisé dans les bâtiments industriels et modulaires, les ateliers de production, les entrepôts, les centres commerciaux, les complexes sportifs, les ensembles scolaires et universitaires ainsi que toute autre construction nécessitant une isolation thermique.

Le panneau sandwich de couverture représente un élément autoportant remplissant simultanément les fonctions de couverture et d'isolation thermique. Il associe deux parements d'acier prélaqués, au moyen d'une âme en mousse polyuréthane rigide (PUR) ou polyisocyanurate rigide (PIR).



A	PAREMENT EXTERNE	Profil type Nervesco 3.35.1000T ou poly tuile Épaisseur : 0,4 mm - 0,5 mm - 0,6 mm - 0,7 mm Standard : Acier galvanisé prélaqué finition polyester 25 μ – PVDF et Plastisol disponibles sur demande - Aluminium et Alu Zinc disponibles sur demande.
B	PAREMENT INTERNE	Profil à nervuration de faible profondeur Épaisseur : 0,4 mm - 0,5 mm - 0,6 mm - 0,7 mm Standard : Acier galvanisé prélaqué finition polyester 25 μ - PVDF et Plastisol disponibles sur demande - Aluminium et Alu Zinc disponibles sur demande.
C	AME ISOLANTE	Standard : Mousse polyuréthane PUR rigide sans CFC injectée en continu Sur demande : Mousse polyisocyanurate PIR rigide sans CFC injectée en continu Masse volumique : 40 kg/m ³ \pm 3 kg Conductivité thermique : 0,022W / m. °C Classement au feu : B2 sur demande.
D	ÉTANCHEITÉ DES RIVES	Le panneau présente une nervure mâle (sans mousse) et une nervure femelle (avec mousse) permettant un assemblage par emboîtement. Les nervures mâles et femelles sont fermées par une bande adhésive. La nervure femelle peut être munie d'un joint d'étanchéité à l'air.
	NORMES	NF EN10346, NF EN10143, NF EN10169, NF EN13165, NF EN14509, NF EN 13501 ⁻¹ ,

EXECUTION STANDARD

Épaisseurs du panneau : 35 mm, 40 mm, 45 mm.

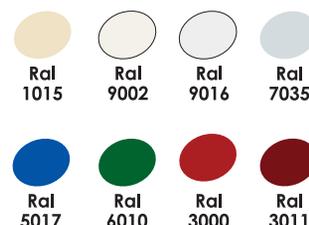
Longueurs : 2000 mm à 15 000 mm (\pm 5 mm).

Largeur utile : 1000 mm.

Blanc – Autres teintes du nuancier Ral,

Voir nuancier de couleurs.

NUANCIER DE COULEURS (Standard Polyester 25 μ)



CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

Ep. mm	Coefficient de transmission thermique : W/m ² . °C	Poids Kg/m ²	Charges non pondérées daN/m ²								
			50	75	100	125	150	175	200	225	250
35	0,67	12,4	3,75	3,25	2,85	2,60	2,45	2,30	2,15	2,05	1,90
40	0,51	12,9	4,25	3,70	3,30	3,00	2,80	2,60	2,45	2,35	2,20
45	0,42	13,2	4,80	4,15	3,75	3,40	3,15	2,95	2,80	2,65	2,50

Ep. mm	Coefficient de transmission thermique : W/m ² . °C	Poids Kg/m ²	Charges non pondérées daN/m ²								
			50	75	100	125	150	175	200	225	250
35	0,67	12,4	4,80	4,15	3,75	3,40	3,15	2,90	2,65	2,50	2,35
40	0,51	12,9	5,40	4,65	4,15	3,75	3,45	3,20	2,95	2,80	2,65
45	0,42	13,2	5,95	5,25	4,65	4,25	3,90	3,60	3,35	3,15	2,95

Les valeurs indiquées dans les tableaux ci-dessus prévoient une flèche $f < 1/200$ des écartements des appuis l (m) et se réfèrent aux panneaux avec épaisseurs des parements aciers, 0,5 + 0,5 mm.

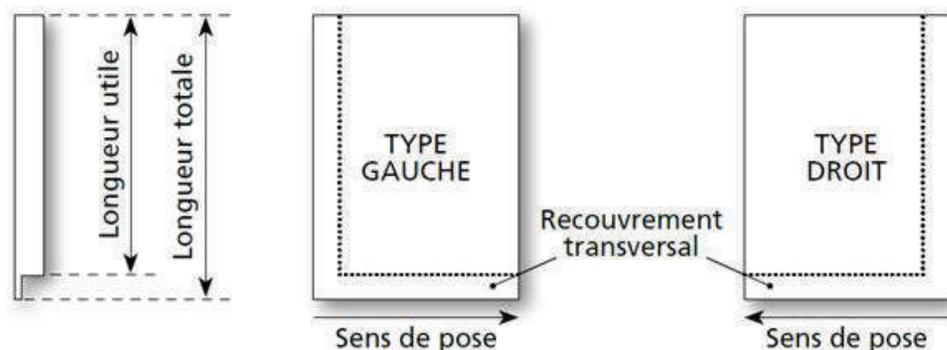
RECOUVREMENT LONGITUDINAL ET SENS DES PANNEAUX

Les panneaux sont livrés avec un recouvrement longitudinal droit et un recouvrement transversal. Un trait de scie sur le parement interne à une distance variant de 50 à 250 mm de l'extrémité est réalisable en usine.

Dans ce cas, il est nécessaire de préciser le type «droit» ou «gauche» selon le sens de pose imposé par les vents dominants.

Un panneau est de type droit si la nervure de la rive longitudinale femelle venant en recouvrement est à la droite du panneau lorsqu'on est debout sur la couverture en regardant le faîtiage. Il est de type gauche dans le sens inverse.

Les panneaux se posent sur une structure en acier, en bois ou en béton. La fixation se fait au moyen de vis et de cavalier appropriés.

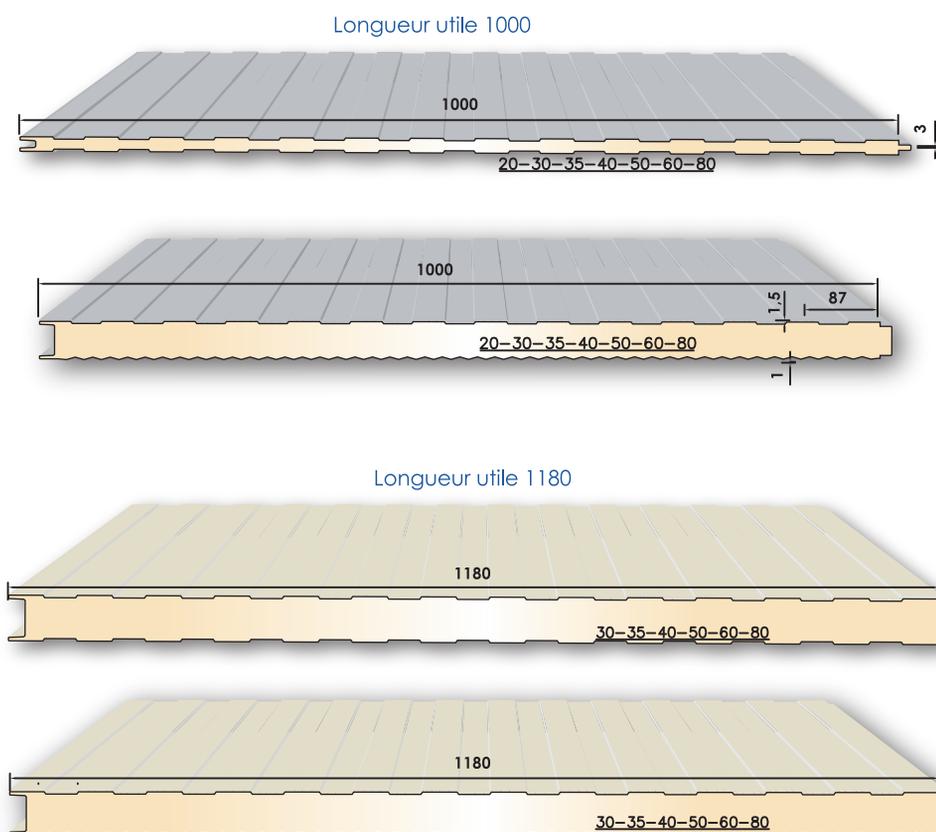


PANNEAU SANDWICH DE BARDAGE

APPLICATION

Les panneaux sandwichs de bardage sont utilisés pour les bâtiments industriels, commerciaux, les cellules frigorifiques à température positive, les cloisonnements, les faux plafonds ainsi que toute autre construction nécessitant une isolation thermique.

Le panneau sandwich, de bardage, représente un élément autoportant remplissant simultanément les fonctions de paroi et d'isolation thermique. Il associe deux parements d'acier prélaqués, au moyen d'une âme en mousse en polyuréthane rigide (PUR) ou polyisocyanurate rigide (PIR).

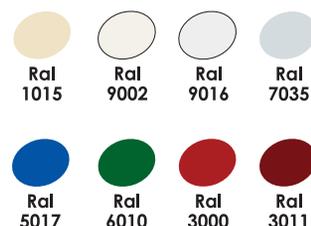


A B	PAREMENT EXTERNE PAREMENT INTERNE	Profil à nervuration de faible profondeur ou totalement lisse Epaisseur : 0,4 mm - 0,5 mm - 0,6 mm - 0,7 mm Standard : Acier galvanisé prélaqué finition polyester 25 μ - PVDF et Plastisol disponibles sur demande - Aluminium, Alu Zinc et Inox disponibles sur demande
C	AME ISOLANTE	Standard : Mousse polyuréthane PUR rigide sans CFC injectée en continu Sur demande : Mousse polyisocyanurate PIR rigide sans CFC injectée en continu Masse volumique : 40 kg/m ³ \pm 3 kg Conductivité thermique : 0,022W / m. °C Classement au feu : B2 sur demande.
D	ÉTANCHEITÉ DES RIVES	Les panneaux présentent une rive mâle et une rive femelle permettant un assemblage par emboîtement. Les nervures mâle et femelle sont fermées par une bande adhésive. La nervure femelle peut être munie d'un joint d'étanchéité d'air.
NORMES		NF EN10346, NF EN10143, NF EN10169, NF EN13165, NF EN14509, NF EN 13501-1

EXECUTION STANDARD

- Epaisseurs du panneau : 20 mm, 30 mm, 35 mm, 40 mm, 50 mm, 60 mm, 80 mm (± 3 mm)
- Longueurs : 2000 mm à 15000 mm (± 5 mm) -
- Largeur utile : 1000mm, 1180mm.
- Blanc – Autres teintes du nuancier Ral
Voir nuancier de couleurs

NUANCIER DE COULEURS (Standard Polyester 25 μ)



CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

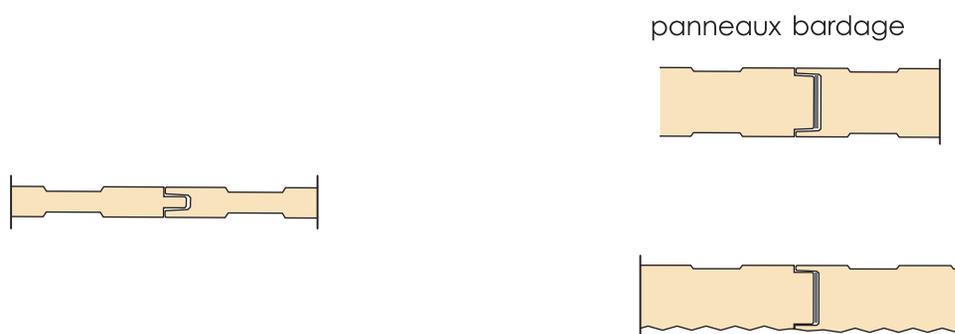
Ep. mm	Coefficient de transmission thermique : W/m ² . °C	Poids Kg/m ²	Charges non pondérées daN/m ²				
			70	90	110	130	150
30	0,67	9,5	2,70	2,43	2,07	1,85	1,71
40	0,57	10	3,24	2,88	2,52	2,25	2,07
50	0,45	10,5	3,78	3,33	2,97	2,61	2,34
60	0,38	11	4,32	3,78	3,42	3,15	2,97
80	0,27	11,8	4,86	4,32	3,96	3,65	3,42

Ep. mm	Coefficient de transmission thermique : W/m ² . °C	Poids Kg/m ²	Charges non pondérées daN/m ²				
			70	90	110	130	150
30	0,67	9,5	3,15	2,70	2,34	1,89	1,62
40	0,57	10	3,51	3,06	2,70	2,34	2,07
50	0,45	10,5	3,87	3,42	3,06	2,79	2,61
60	0,38	11	4,59	4,05	3,69	3,33	3,15
80	0,27	11,8	5,22	4,64	3,87	3,87	3,60

Les valeurs indiquées dans les tableaux ci-dessus prévoient une flèche $f < 1/200$ des écartements des appuis l (m) et se réfèrent aux panneaux avec épaisseurs des parements aciers, 0,5 + 0,5 mm.

FIXATION DES PANNEAUX

Les panneaux doivent être fixés au sol avec un U de sol, ou par vis sur lisse de bardage. Les panneaux présentent une rive mâle et une rive femelle permettant un assemblage par emboîtement. Lors de la pose, les panneaux doivent être bien serrés sur la partie longitudinale afin que le joint d'étanchéité à l'air remplisse sa fonction. Les panneaux sont protégés par un film adhésif à retirer à la pose.



FIXATION

PANNEAU SANDWICH - FIXATION CACHÉE

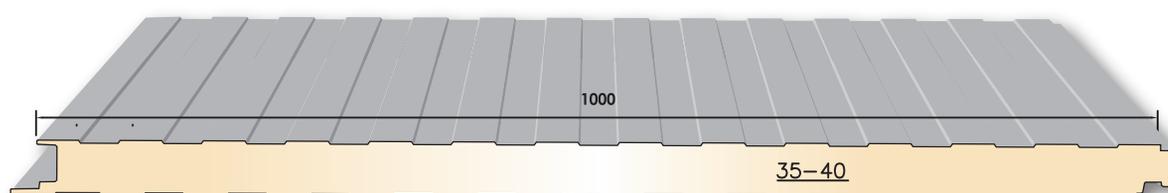
APPLICATION

Les panneaux sandwichs à fixation cachée sont destinés aux parois de bâtiments industriels, commerciaux et cloisonnements en général.

Le panneau sandwich à fixation cachée, représente un élément autoportant remplissant les fonctions de paroi verticale et d'isolation thermique. Il associe deux parements d'acier prélaqués, au moyen d'une âme en mousse polyuréthane rigide (PUR) ou polyisocyanurate rigide (PIR).

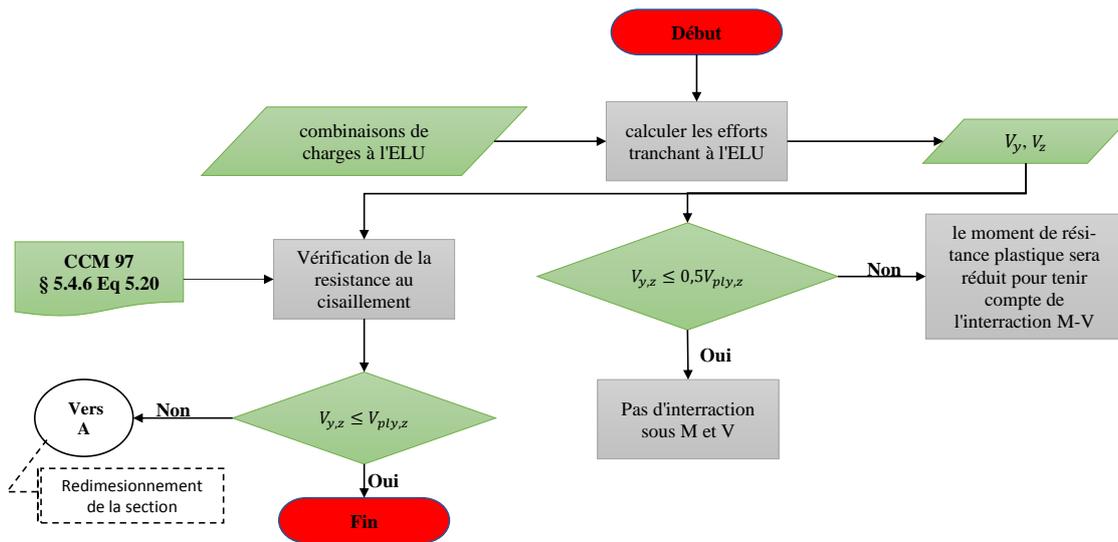
1° NERVURATION DE FAIBLE PROFONDEUR

La nervure des parements externe et interne peuvent être identique, mixtes ou totalement lisses.

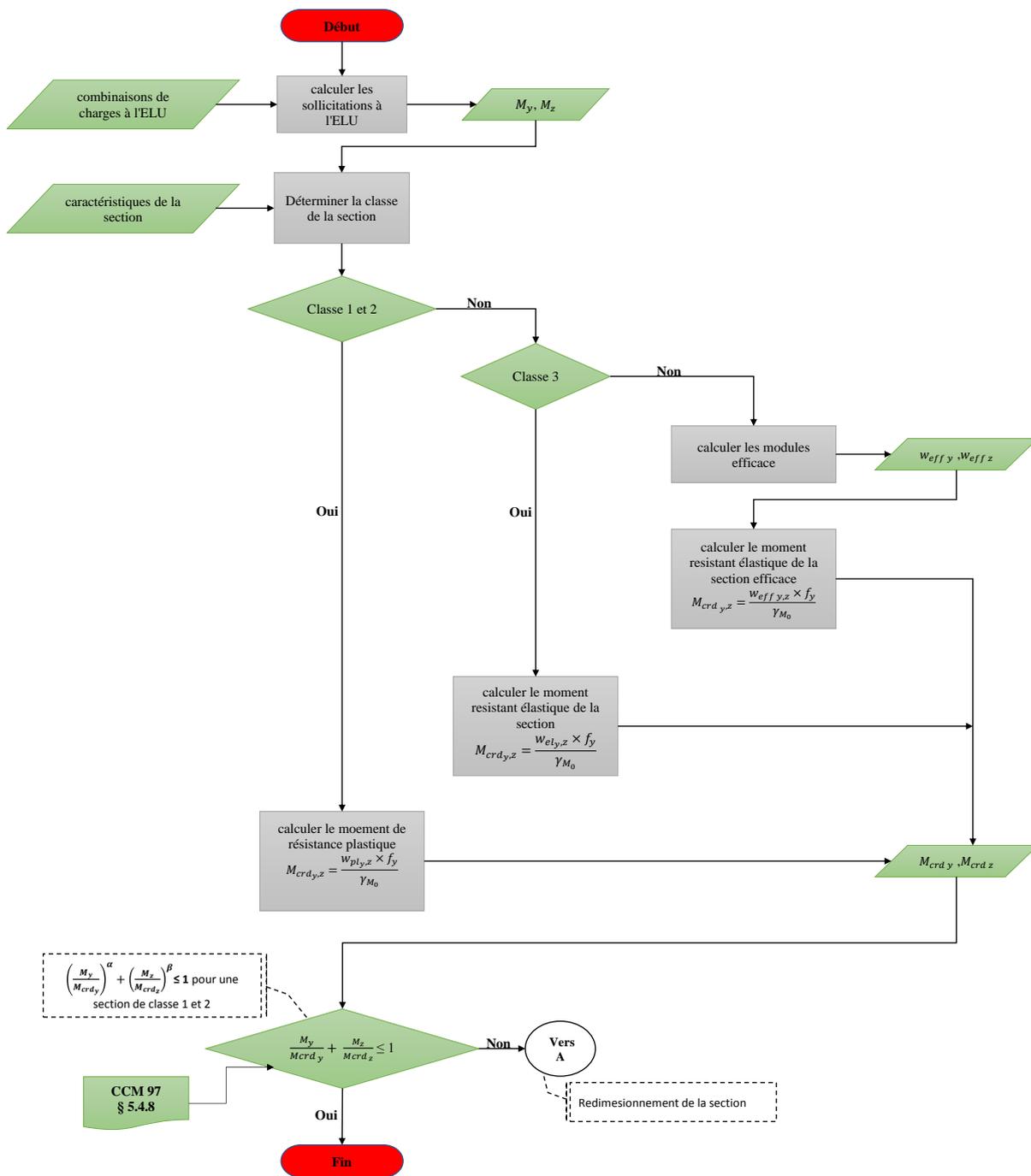


A	PAREMENT EXTERNE	Profil nervuré de faible profondeur Epaisseur : 0,4 mm - 0,5 mm - 0,6 mm - 0,7 mm Standard : Acier galvanisé prélaqué finition polyester 25 μ – PVDF et Plastisol disponibles sur demande - Aluminium, Alu Zinc et Inox disponibles sur demande.
B	PAREMENT INTERNE	Profil nervuré de faible profondeur Epaisseur : 0,4 mm - 0,5 mm - 0,6 mm - 0,7 mm Standard : Acier galvanisé prélaqué finition polyester 25 μ - PVDF et Plastisol disponibles sur demande - Aluminium, Alu Zinc et Inox disponibles sur demande.
C	AME ISOLANTE	Standard : Mousse polyuréthane PUR rigide sans CFC injectée en continu Sur demande : Mousse polyisocyanurate PIR rigide sans CFC injectée en continu Masse volumique : 40 kg/m ³ \pm 3 kg Conductivité thermique : 0,022W / m. °C Classement au feu : B2 sur demande.
D	ÉTANCHEITÉ DES RIVES	Le panneau présente une rive mâle et une rive femelle permettant un assemblage par emboîtement. Les nervures mâle et femelle sont fermées par une bande adhésive. Il est muni sur la nervure femelle d'un joint d'étanchéité d'air.
	NORMES	NF EN10346, NF EN10143, NF EN10169, NF EN13165, NF EN14509, NF EN 13501-1

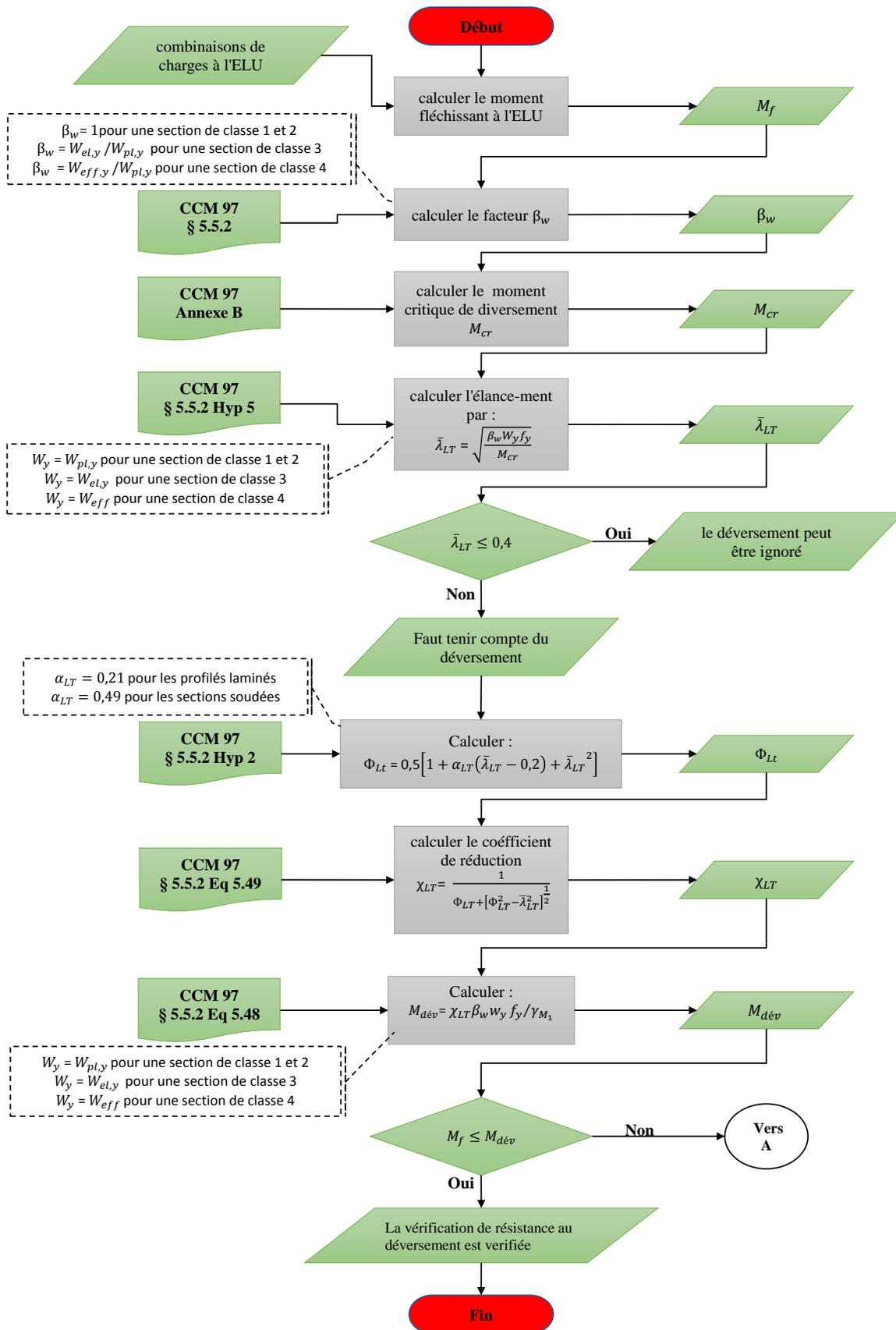
ANNEXE 03



Vérification du cisaillement



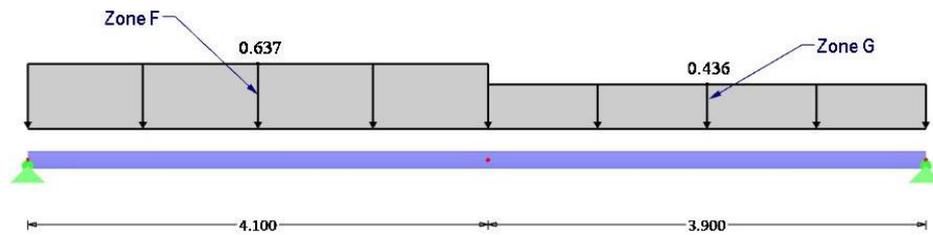
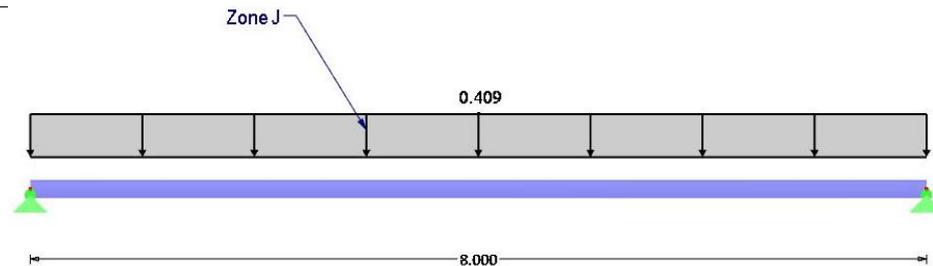
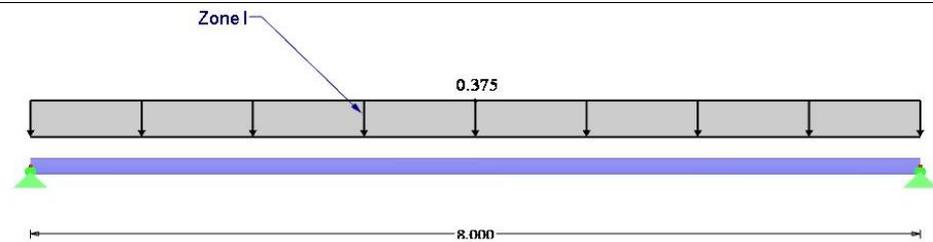
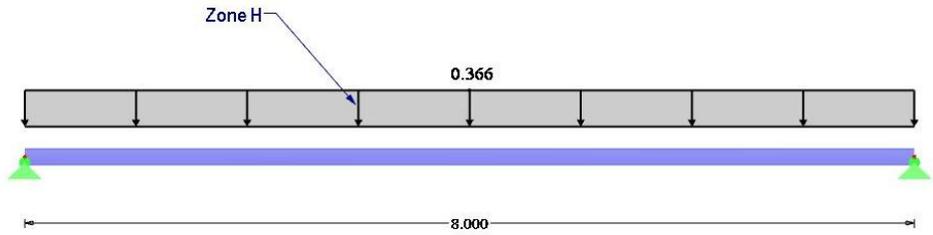
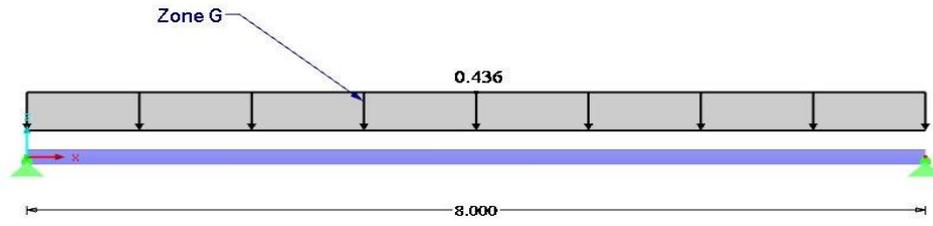
Vérification de la résistance



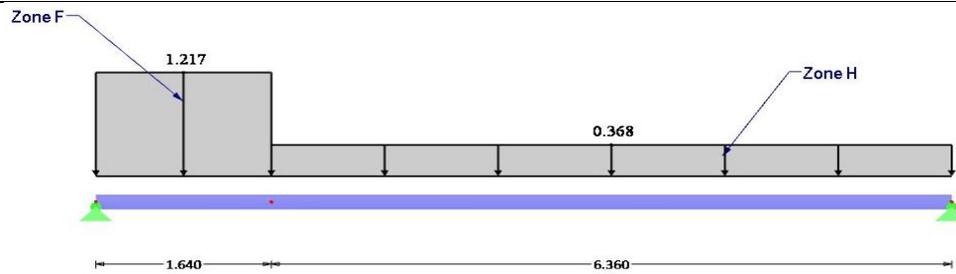
Vérification au deversement

ANNEXE 04

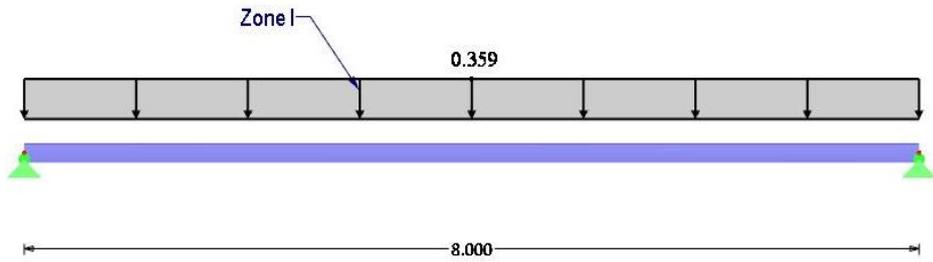
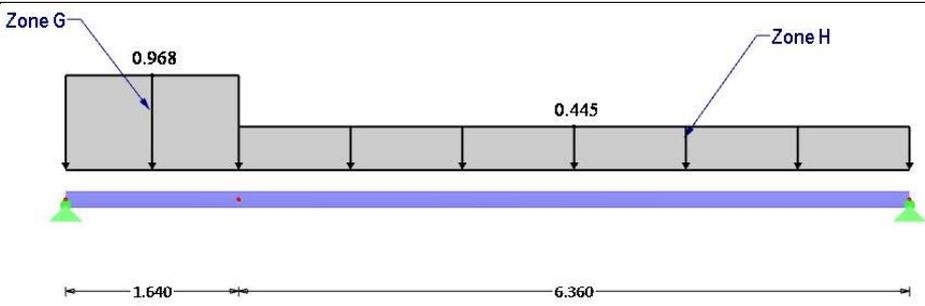
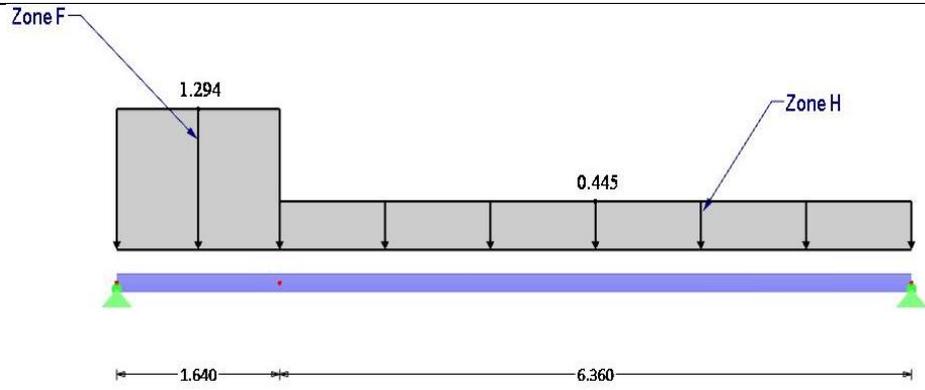
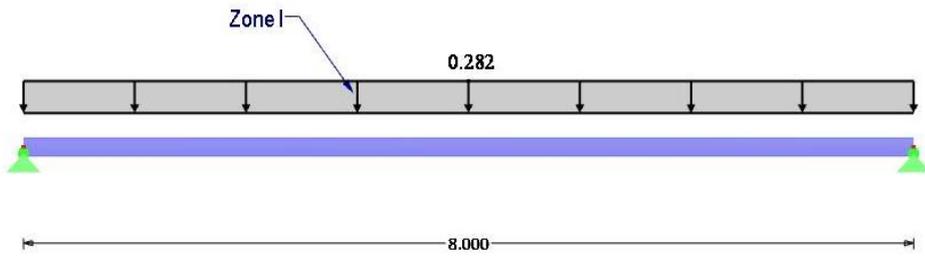
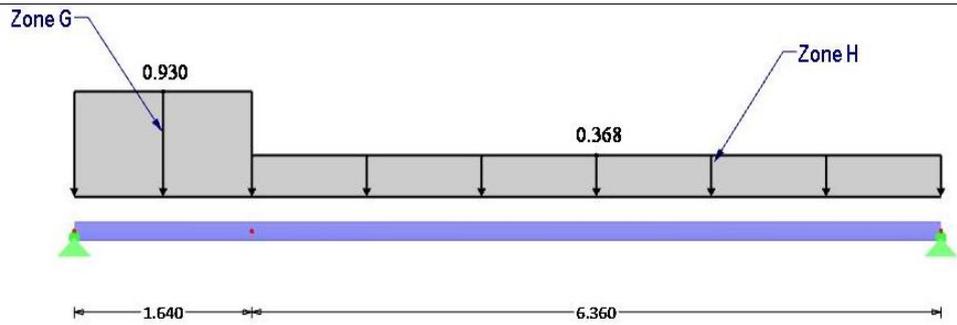
Vent sur long pan



Vent sur pignon axe 1



Vent sur pignon axe 9



Annexe 05

Tableau 5.2 — Rapports largeur-épaisseur maximaux pour les parois comprimées (Feuille 2 sur 3)

Semelles en console						
Classe	Paroi comprimée	Paroi fléchie et comprimée				
		Extrémité comprimée		Extrémité tendue		
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Pour k_σ , voir l'EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	α	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Les recommandations pour le choix des courbes de déversement sont données dans le Tableau 6.5.

Tableau 6.5 — Courbes de déversement recommandées pour une section transversale lorsque l'expression (6.57) est utilisée

Sections transversales	Limites	Courbe de déversement
Sections en I laminées	$hb \leq 2$	b
	$hb > 2$	c
Sections en I soudées	$hb \leq 2$	c
	$hb > 2$	d

Résumé :

Les structures métalliques préfabriquées, connues sous le nom « PEB » (Pré-Engineering Buildings) sont de plus en plus utilisées en Algérie dans le domaine industriel, en raison de leurs avantages par rapport à celle conventionnelles composées par des sections laminées à chaud (IPE, HEA,). Ce système de portiques (traverse-poteaux) composé de profilés reconstitués soudés (PRS) avec section variable dont les éléments secondaires (pannes et lisses de bardage) sont des sections formées à froid (en forme C, Z et Sigma).

L'objectif de cette étude est de dimensionner et vérifier les éléments d'un bâtiment à un seul niveau, de 24m de largeur et de 64m de longueur en constructions métalliques en deux parties suivantes :

- Bâtiment conventionnel
- Bâtiment PEB

Une étude comparative est menée, entre les deux types de conceptions, en termes de poids des éléments, poids total de la structure et son effet sur l'effort sismique à la base.

Les résultats ont montré que l'utilisation du système en PRS à réduit le poids de plus de 20% de gain par rapport à une structure conventionnelle ce qui implique une diminution de l'effort sismique total sollicitant l'ossature.