



REPUBLIQUE DU BENIN

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE (MERS)

UNIVERSITÉ D'ABOMEY-CALAVI (UAC)

ÉCOLE POLYTECHNIQUE D'ABOMEY CALAVI (EPAC)

CENTRE AUTONOME DE PERFECTIONNEMENT (CAP)

DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL

OPTION : Bâtiment et Travaux Publics (BTP)

**MEMOIRE DE FIN DE FORMATION EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLÔME
D'INGENIEUR DE CONCEPTION GRADE MASTER**

THEME :

**DIMENSIONNEMENT D'UN BÂTIMENT INDUSTRIEL À OSSATURE MÉTALLIQUE : CAS
DU BATIMENT DU SECTEUR TEXTILE DE LA ZONE INDUSTRIELLE DE GLO DJIGBE**

Rédigé et soutenu par :

HOUGBENOU Agbodji Ismaël

Le 20 juin 2025

Equipe de Supervision :

Prof. GIBIGAYE Mohamed

Professeur Titulaire des Universités de CAMES

Dr. Crespin Prudence YABI

Enseignant-chercheur à l'ENSTP/UNSTIM

MEMBRES DU JURY

Président : Prof. GIBIGAYE Mohamed, (Professeur Titulaire des Universités de CAMES)

Membres : Dr. Valery K. DOKO, (Maitre de conférences des Universités de CAMES)

Membres : Dr. Crespin Prudence YABI, (Enseignant-chercheur à l'ENSTP/UNSTIM)

Membres : Dr. GODONOU Gildas, (Enseignant-chercheur à l'ENSTP/UNSTIM)

Année académique 2023-2024

8^{ème} PROMOTION

SOMMAIRE

SOMMAIRE	ii
DEDICACE	iii
REMERCIEMENTS.....	iv
LISTE DES ABREVIATIONS ET SIGLES	v
LISTE DES TABLEAUX	vi
LISTE DES FIGURES.....	vii
LISTE DES SYMBOLES ET UNITES DE MESURES	ix
LISTE DES ANNEXES	xi
RESUME.....	xii
ABSTRACT	xiii
INTRODUCTION.....	xiv
CHAPITRE 1 : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE	16
CHAPITRE 2 : Approches Méthodologiques	42
CHAPITRE 3 : RESULTATS ET DISCUSSION	105
CONCLUSION	106
ANNEXES.....	131
REFERENCES BILIOGRAPHIQUES.....	143
TABLES DES MATIERES	144

DEDICACE

Sous une action de grâce à Dieu tout Puissant, Je dédie ce travail à mes parents, mes camarades de promotion et proches pour leur soutien durant ma formation.

REMERCIEMENTS

Au terme de notre étude, nous tenons à témoigner notre profonde gratitude à tous ceux qui nous ont apporté leur soutien et appui d'une manière ou d'une autre. Particulièrement nous voudrions citer :

- Professeur Guy ALITONOU, Directeur de l'EPAC/UAC ;
- Professeur Vincent PRODGINONTO, Directeur Adjoint de l'EPAC/UAC ;
- Professeur Fidèle TCHOBO, Chef CAP, Enseignant chercheur à l'EPAC/l'UAC et à son personnel pour le savoir-faire et les connaissances scientifiques qu'ils nous ont transmis durant notre formation ;
- Mon superviseur Professeur GIBIGAYE Mohamed, Professeur Titulaire des Universités de CAMES. Recevez toute ma gratitude ;
- Mon encadreur Docteur, Ingénieur Crespin Prudence YABI. Enseignant chercheur à l'ENSTP/UNSTIM. Ce travail se s'aurait s'achevé sans votre guide et conseils. Infiniment merci !
- Tous le corps professoral et administratif de l'Ecole Polytechnique d'Abomey Calavi (EPAC) et du Centre Autonome de Perfectionnement (CAP) pour la transmission du savoir et de la disponibilité dont ils ont fait preuve tout au long de notre formation ;
- A tous mes collègues camarades promotionnaire, pour l'union, le partage et la fraternité ;
- Au corps du Jury ainsi constituer, recevez toute ma gratitude pour avoir jugé accepté ce travail. Gratitudes infinies !

LISTE DES ABREVIATIONS ET SIGLES

Psi: Pound per square inch

ELS : Etat limite de service

ELU : Etat limite ultime

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Valeurs caractéristiques de la limite d'élasticité et la résistance à la traction	28
Tableau 2: Coefficient de voilement pour parois comprimée sur deux appuis ; Source : [4]	32
Tableau 3: Coefficient de voilement pour parois comprimée en consol ; Source [4]	33
Tableau 4 : Disposition réglementaire des boulons.....	37
Tableau 5: Jeu nominal pour le diamètre des trous.....	38
Tableau 6 : Valeurs des coefficients β_w, γ_{Mw} en fonction de la nuance d'acier.....	40
Tableau 7 : Règles empiriques de pré dimensionnement ; Source : [5].....	41
Tableau 8 : Valeurs de C_{pe}	49
Tableau 9: Valeurs de C_{pe}	50
Tableau 10: Valeurs de C_{pe}	51
Tableau 11: Valeurs de C_{pe}	52
Tableau 12: Pression du vent sur des faces	54
Tableau 13: Pression du vent sur des faces	54
Tableau 14: Pression du vent sur des faces	54
Tableau 15: Pression du vent sur des faces	54
Tableau 16: Récapitulatif des pressions défavorables sur chaque face	55
Tableau 17: Différentes combinaisons prise en compte	55
Tableau 18: Récapitulatif du pré dimensionnement	55
Tableau 19: Efforts sollicitant chaque lierne.....	56
Tableau 20: Efforts dans les diagonales.....	57
Tableau 21: Efforts dans les montants.....	58
Tableau 22: Efforts dans l'arbalétrier et l'entrait.....	58
Tableau 23: Récapitulatif du choix des profilés	69
Tableau 24: Récapitulatif des charges et sollicitations.....	78
Tableau 25: Combinaison des charges.....	78
Tableau 26: Récapitulatif des efforts maximaux.....	95
Tableau 27: Récapitulatif boulons d'assemblage éléments de ferme	97

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Type de profilés ; source [4]	19
Figure 2 : Vérification des éléments sollicités en traction axiale ; Source [1]	23
Figure 3: Vérification des éléments sollicités en compression axiale ; Source [1]	24
Figure 4 : Vérification des éléments sollicités par un effort tranchant ; Source [1]	25
Figure 5 : Vérification des éléments sollicités en flexion simple ; Source [1]	25
Figure 6: Vérification des éléments sollicités en flexion simple plus effort tranchant ; Source [1]	26
Figure 7: Point médian d'un arrondi ou de pli ; Source [4]	28
Figure 8 : Largeur de référence des parois ; Source [4]	29
Figure 9 : Largeur de référence des parois adjacentes des raidisseurs ; Source [4]	29
Figure 10 : Largeur efficace.....	30
Figure 11: Sollicitation dans les boulons	35
Figure 12: Grandeurs géométriques liées au cordon de soudure d'angle ; source [1]	40
Figure 13: Vue de l'ossature du bâtiment.....	44
Figure 14: Schéma statique d'une panne chargée.....	45
Figure 15: Légende relative aux parois verticales; source [2]	49
Figure 16 : Légende relative aux versants; source [2]	50
Figure 17: Légende relative aux parois verticales; source [2]	51
Figure 18: Légende relative aux versants; source [2]	52
Figure 19: Schéma statique d'une lierne.....	56
Figure 20: Disposition des liernes	62
Figure 21: Coupe transversale du plancher collaborant	69
Figure 22: Un portique du projet.....	74
Figure 23: Charges permanentes appliquées sur un portique.....	75
Figure 24: Charges d'exploitations appliquées sur un portique	75
Figure 25: Charges du vent Gauche-Droite sur un portique	76

Figure 26: Charges du vent Droite-Gauche sur un portique	76
Figure 27: Charges du vent de soulèvement sur un portique	76
Figure 28: Schéma statique poutre au vent pignon	91
Figure 29: Schéma statique palé de stabilité long pan.....	92
Figure 30: Fixation de l'échantignole	93
Figure 31: Schéma d'un pied de poteau articulé ; source [1]	99

LISTE DES SYMBOLES ET UNITES DE MESURES

G	Charge permanente
Q	Charge d'exploitation
W	Charge du vent
E	Module d'élasticité longitudinal
f_u	Résistance à la traction
f_y	Limite d'élasticité
f_{bu}	Résistance de calcul en compression du béton
f_{c28}	Résistance caractéristique en compression du béton à 28 jours
f_{ub}	Résistance à la traction d'un boulon
f_{yb}	Limite d'élasticité d'un boulon
G	Module de coulomb
M	Moment fléchissant
N	Effort axial de traction ou de compression
N_{pl}	Effort normal de plastification
N_u	Effort normal ultime
R_d	Résistance de calcul du matériau
T	Effort tranchant
χ	Coefficient de réduction de flambement
χ_{LT}	Coefficient de réduction de déversement
γ_M	Coefficient partiel de sécurité qui s'applique à la résistance
λ_k	Élancement eulérien
ν	Coefficient de poisson
λ	Élancement réduit pour le mode flambement considéré
λ_{LT}	Élancement de déversement
M_{el}	Moment élastique
M_{pl}	Moment plastique
M_R	Moment résistant
W_{el}	Module de résistance élastique
W_{pl}	Module de résistance plastique

<i>daN</i>	Deca newton
<i>kN</i>	Kilo newton
<i>m</i>	Mètre
<i>cm</i>	Centimètre
<i>mm</i>	Millimètre

LISTE DES ANNEXES

Annexe 1 : Fiche technique des profilés Z laminés à froid	132
Annexe 2 : Classe de l'âme.....	133
Annexe 3 : Classe de la semelle.....	134
Annexe 4: Classe de la semelle en console	135
Annexe 5 : Facteurs de moment uniforme équivalent.....	136
Annexe 6 : Epaisseur de la platine en fonction de l'effort à supporté	136
Annexe 7: Coefficient de réponse et de pulsation	137
Annexe 8 : Vue de dessus de la charpente métallique	139
Annexe 9 : Plan d'implantation.....	140
Annexe 10 : Façade principale.....	141
Annexe 11 : Façade latérale	142

RESUME

De nos jours, le Bénin porte de plus en plus d'intérêt à la construction métallique dans les nouveaux projets de construction de bâtiment devant accueillir du monde. C'est le cas des stades, marchés modernes, bâtiment industriel etc. Cette attention particulière est fondée sur les avantages considérables qu'offrent les structures métalliques vis-à-vis de celle en béton armé autrefois adoptée. Nous nous sommes donc intéressé dans le cadre de notre mémoire de fin de formation à l'étude structurelle d'un bâtiment de la zone industrielle de Glo-Djigbé. Il est question du dimensionnement de l'ossature métallique du bâtiment selon les normes Eurocodes. Pour y parvenir, nous avons étudié les charges et surcharges selon la partie 4 de l'Eurocode 1. Le calcul de la structure métallique est fait selon l'Eurocode 3 et la toiture intermédiaire en structure mixte est calculée selon l'Eurocode 4. Les principaux porteurs et secondaires sont donc dimensionnés à la rigidité comme à la résistance et les phénomènes d'instabilités sont traités avec attention afin de faire le choix des profilés convenablement. Les contreventements ont été étudié et la vérification de la stabilité de tout le bâtiment a été faite. Les résultats obtenus montrent de l'efficacité des structures métalliques comme alternative pour couvrir de grands espace.

Mots clés : Ossature métallique, Plancher mixte, Profilé mince, Zone industrielle, Bâtiment industriel.

ABSTRACT

Nowadays, Benin is increasingly paying attention to metal construction in new building construction projects that will accommodate people. This is the case for stadiums, modern markets, industrial buildings, etc. This particular attention is based on the considerable advantages offered by metal structures compared to the reinforced concrete structure previously adopted. We were therefore interested in the structural study of a building in the Glo-Djigbé industrial zone as part of our final dissertation. It concerns the dimensioning of the building's metal frame according to Eurocode standards. To achieve this, we studied the loads and overloads according to part 4 of Eurocode 1. The calculation of the metal structure is done according to Eurocode 3 and the intermediate roof in mixed structure is calculated according to Eurocode 4. The main and secondary carriers are therefore sized for rigidity and resistance and the phenomena of instability are treated with attention in order to make the choice of profiles appropriately. The bracings have been studied and the verification of the stability of the entire building has been made. The results obtained show the effectiveness of metal structures as an alternative to cover large spaces.

Keywords: Steel frame, Composite floor, Thin profile, Industrial area, Industrial building

INTRODUCTION

Les grandes avancées ces dernières années en matière de constructions et ouvrage d'art dans le monde force l'admiration de tous les acteurs de l'univers du Génie-Civil comme la souligné **T. Mario-Charly**. Cette avancée est nourrie par parmi tant d'autres un besoin de couvrir de grands espaces comme les ouvrages sportif, industriels, commerciaux et autres [3]. **Kahoual Djennat et Laouar Ibtissam** souligne que contrairement au béton, l'acier présente une solution face aux efforts de traction. L'utilisation de l'acier avec le béton permet d'avoir un matériau qui s'adapte à tout type de sollicitation, grâce à l'adhérence entre les deux composantes du béton armé. Au-delà d'une certaine limite, où la sollicitation et les dimensions des sections sont très importantes, la solution du béton armé s'avère insuffisante [8]. Cette association malgré sa bonne résistance ne permet pas de franchir de grandes portées comme le souligne **A. Térah Joël**. De ce fait la construction basée sur les éléments manufacturés en acier (les profilés) s'illustre comme une alternative. « L'acier possède de très bonnes performances mécaniques nettement meilleures à celle du béton armé et permettant de franchir des portées exceptionnelles ». L'acier a un rapport résistance/poids élevé qui le rend excellent pour la construction d'énormes structures [10].

« Vu la tendance actuelle de construire de plus en plus résistant et de plus en plus léger, les profilés formés à froid et surtout creux à parois minces commencent à s'imposer sur le marché de la construction métallique ».

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous nous sommes intéressés à un projet de construction de bâtiment de grandes dimensions à but industriel cas d'un bâtiment du secteur textile de la zone industrielle de Glo-Djigbé.

« Avant le 1993, la conception et le calcul des constructions métalliques étaient régis par diverses réglementation sur diverses réglementations ». Depuis 1993, une nouvelle réglementation européenne est entrée en vigueur et impose, en remplacement de ces divers et précédents textes, un code unique : L'Eurocode 3 selon **J. MOREL**. C'est ce qui motive notre choix des normes Eurocodes pour l'étude structurelle de notre projet de fin de formation.

Ce mémoire vise à travers l'étude de la structure métallique porteuse d'un bâtiment industriel, à s'approprier le principe de dimensionnement des différents

éléments d'une construction métallique selon les Eurocodes. Pour y parvenir, les résultats attendus s'énoncent comme suit :

- ✓ L'étude de l'action du vent sur les constructions est maîtrisée ;
- ✓ Le dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment est fait ;
- ✓ Le dimensionnement et l'assemblage des éléments de la charpente métallique sont fait ;

Ce travail est structuré en trois parties à savoir la Synthèse bibliographique, l'Approche méthodologique et les résultats obtenus.

CHAPITRE 1 : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1: Conception et principe de dimensionnement

1.1.1 La conception d'une structure métallique

La conception peut se définir comme un procédé par lequel l'homme donne corps à une idée de projet. Elle permet de donner une cohérence à tout projet. Vu son importance dans la concrétisation d'un projet, nous présenterons ici quelques principes de bases de la conception d'une structure métallique.

1.1.2 Choix des profilés

Tout projet de construction doit être conçu et élaboré dans l'esprit d'utiliser de façon optimale et adéquate les matériaux [3]. Dans cette dynamique, le choix des profilés doit être fait de manière à ce que leurs caractéristiques conviennent aux sollicitations dont elles seront victimes.

On retrouve des profilés laminés à chaud et des profilés laminés à froid.

1.1.3 Profilés laminés à chaud

1.1.3.1 Section en I

Les sections en **I** ne sont pas en équilibre vis-à-vis des deux inerties principales ($I_z \ll I_y$). Ce qui leur confère particulièrement une adaptation aux éléments travaillant en flexion simple [3]. Il existe deux types de section en I à s'avoir :

- Les **IPN** qui sont des profilés à ailes inclinées. Cette géométrie n'est pas favorable aux assemblages par boulon ;
- Les **IPE** qui sont des profilés à ailes uniformes dont les extrémités sont arrondies. Ce qui favorise leur usage courant comparativement aux IPN pour des éléments travaillant en flexion simple.

1.1.3.2 Section en H

Comme le souligne **AHOUANVOEDO S. Samuel I. R.** les poutrelles en H sont semblables aux poutrelles en I mais ont de plus larges ailes. Il en existe de trois séries, les HEA, HEB et HEM.

- HEA : elles ont une âme plutôt mince. Elles sont utilisées dans les ossatures comme poteaux et peuvent être utilisées comme poutre lorsque les sections en I qui reprendraient la même charge sont trop grandes ;

- HEB : elles sont plus lourdes que les HEA mais moins encombrantes ;
- HEM : elles ont des ailes et des âmes renforcées et sont le plus souvent utilisées comme pieux pour les fondations.

1.1.3.3 Les profilés en U

Les profilés en U sont beaucoup plus utilisés comme des éléments secondaires sollicités en flexion. Ils sont aussi adaptés pour les éléments de treillis. On les utilise aussi pour faire des assemblages grâce aux faces extérieures de liaison qu'ils offrent souligne **T. Mario-Charly**. Il en existe de deux types :

- Les UPN dont les ailes sont inclinées ;
- Les UPE dont les ailes sont parallèles

1.1.3.4 Les sections en L

Les profilés en L sont des produits laminés ayant deux branches perpendiculaires. Elles sont encore appelées cornières et sont le plus souvent utilisées comme éléments de poutres à treillis [8].

1.1.4 Profilés laminés à froid

Ces types de profilés sont généralement utilisés comme élément de structure. Ils peuvent être utilisés simplement ou composé selon les sollicitations à gérer.

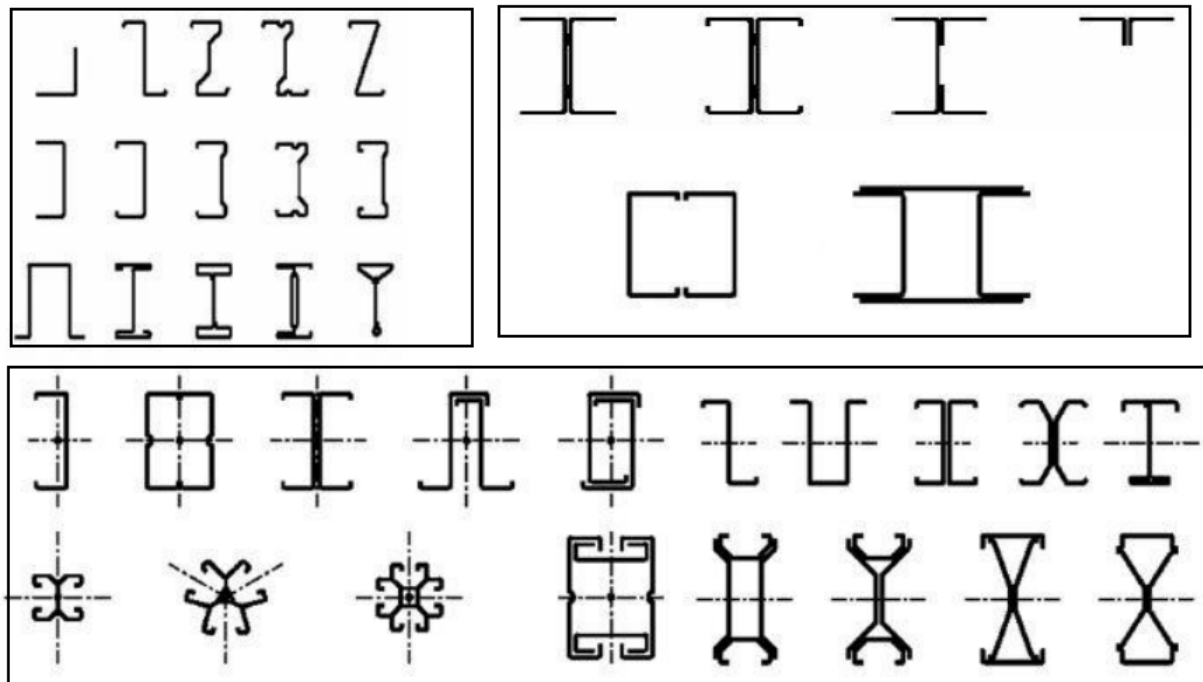


Figure 1: Type de profilés ; source [4]

1.1.5 Assemblages

L'assemblage en construction métallique est un dispositif qui permet l'agencement de pièces de métal dans le but de former l'ossature porteuse d'une construction. Il assure la stabilité des structures en acier. Les zones d'assemblages constituent des faiblesses qu'il convient de concevoir avec le plus de soin de façon à assurer la transmission et la répartition des diverses sollicitations auxquelles seront soumis la structure sans créer des sollicitations parasites. Les différents éléments sont assemblés par soudure ou boulonnage.

Pour chaque mode d'assemblage il convient de prendre une minimum précaution constructive.

1.1.5.1 Assemblages soudés

Le soudage se faisant à température élevée, pour ne pas créer des contraintes internes dans les pièces il faut :

- Eviter de souder des pièces de très grande différence d'épaisseur, car la pièce la plus mince est susceptible de se déformer et entraîner la fissure du cordon de soudure ;

- Eviter d'assembler des pièces d'épaisseur supérieur à 30mm ;
- Réaliser des cordons de soudures de diamètre supérieur à 4mm et de longueur supérieur à 50mm.

1.1.5.2 Assemblages boulonnés

Le boulonnage est un mode d'assemblage largement utilisé, surtout dans les bâtiments industriels. Il convient pour ce mode de :

- Eviter les assemblages par recouvrement simple et adopter ceux symétrique par double recouvrement ;
- Eviter les assemblages trop longs ;
- Respecter les distances minimales et maximales entre axes des boulons et entre axes des boulons et le bord des pièces ;
- Eviter les assemblages de pièces avec un seul boulon même si ce dernier suffirait pour transmettre les efforts.

Il faut noter que d'autre mode d'assemblage existe comme le rivetage qui est délaissé de nos jours du fait des difficultés de leur mise en œuvre, le collage qui est peu utilisé puisque la technique utilisée de nos jours n'est pas encore réglementée par une norme.

1.1.6 Normes et Principe de dimensionnement

1.1.6.1 Règlements et normes de calcul

L'évolution et l'amélioration des différents principes et méthodologies de calcul ont révolutionnés depuis 1993 l'utilisation des **règles CM66** au profit de l'**Eurocode 3** comme souligné par **J. MOREL [1]**. Ce dernier fixe des règles bien détaillées, des notions et des classifications très pertinentes et propose diverses alternatives de dimensionnement et tout ceci selon une approche de sécurité. Pour ce faire, nous utiliserons l'Eurocode 3 pour le calcul des éléments de structure en acier.

Notons que les **Eurocodes 1** et **4** seront respectivement utilisés pour l'étude des actions sur les structures et le calcul des structures mixte acier-béton.

1.1.6.2 Principe de dimensionnement des Profilé laminé à chaud

Le principe fondamental de dimensionnement s'exprime par :

$$S_d \leq R_d$$

S_d : La valeur calculée d'une sollicitation à un état limite défini (ELU, ELS)

R_d : La valeur de la résistance de calcul déterminée selon les valeurs caractéristiques des propriétés du matériau.

1.1.6.3 Classification des sections transversales

Selon l'Eurocode 3, il existe quatre classes de section allant de 1 (la plus performante) à 4 (la plus fragile) suivant des critères à savoir :

- ✓ L'élancement des parois ;
- ✓ La résistance de calcul ;
- ✓ La limite élastique ;
- ✓ Le risque d'instabilité élastique.

Suivant cette classification, les sections de :

- Classe 1 peuvent atteindre leur résistance plastique sans risque de voilement local. Les sections de cette classe peuvent être utilisées jusqu'à leurs réserves de plasticité. Elles possèdent une capacité importante de rotation pour créer une rotule plastique ;
- Classe 2 celles-ci ont les mêmes propriétés mécaniques que la précédente à la différence que leur capacité de rotation plastique est limitée ;
- Classe 3 les sections de cette classe peuvent atteindre leur limite élastique mais pas plastique du fait des risques de voilement ;
- Classe 4 ne peuvent pas atteindre leur résistance élastique car risque de voilement local.

On retient donc que la détermination de la classe de section est importante puisqu'elle permet de choisir la méthode de calcul (analyse élastique ou plastique). La détermination de la classe de section est récapitulée dans les tableaux de l'annexe 2.

1.1.6.4 Coefficients partiels de sécurité

Pour des raisons de sécurité, les résistances de calcul sont affectées d'un coefficient de sécurité noté γ_M .

✚ Calcul des sections transversales

- Section brute de classe 1, 2 et 3 : $\gamma_{M0} = 1,0 \text{ ou } 1,10 ;$
- Section brute de classe 4 : $\gamma_{M1} = 1,10 ;$
- Section nettes au droit des trous : $\gamma_{M2} = 1,25.$

✚ Calcul des pièces à l'instabilité élastique

L'instabilité élastique concerne le flambement, le déversement et le voilement pour lesquelles on utilise comme facteurs de sécurité $\gamma_{M1} = 1,10.$

✚ Calcul des assemblages

- Assemblage par boulons ordinaires
 - Travaillant au cisaillement : $\gamma_{MB} = 1,25$
 - Travaillant à la traction : $\gamma_{MB} = 1,50$
- Assemblage par boulons précontraints
 - ELU
 - Trous à tolérance normale : $\gamma_{MS} = 1,25$
 - Trous oblongs : $\gamma_{MS} = 1,40$
 - ELS
 - Trous à tolérance normale : $\gamma_{MS} = 1,10$
- Assemblage par soudure
 - Acier S 235 : $\gamma_{Mw} = 1,25$
 - Acier S 275 : $\gamma_{Mw} = 1,30$
 - Acier S 355 : $\gamma_{Mw} = 1,35$

1.1.6.5 Etude des instabilités élastiques

« L'étude des phénomènes d'instabilité élastique est particulièrement importante en construction métallique, car ils sont très fréquents du fait de l'utilisation d'éléments minces et de grands élancements » **J. MOREL**. Nous présenterons dans les lignes qui suivront des organigrammes récapitulatifs de calcul de résistance des sections transversales vis-à-vis de sept sollicitations à savoir : l'effort axial de traction (N), l'effort axial de compression (N), l'effort tranchant (V), la flexion simple (moment M), flexion simple + effort tranchant ($M +$

V), flexion composée ($M+N$) et la flexion déviée seule ou composée ($My + Mz + N$). Ces organigrammes de calcul tiennent compte du flambement par le coefficient χ et le coefficient χ_{LT} pour le déversement.

1.1.6.5.1 Effort axial de traction (N)

La démarche de calcul pour la vérification des éléments sollicités en traction se présente comme suit :

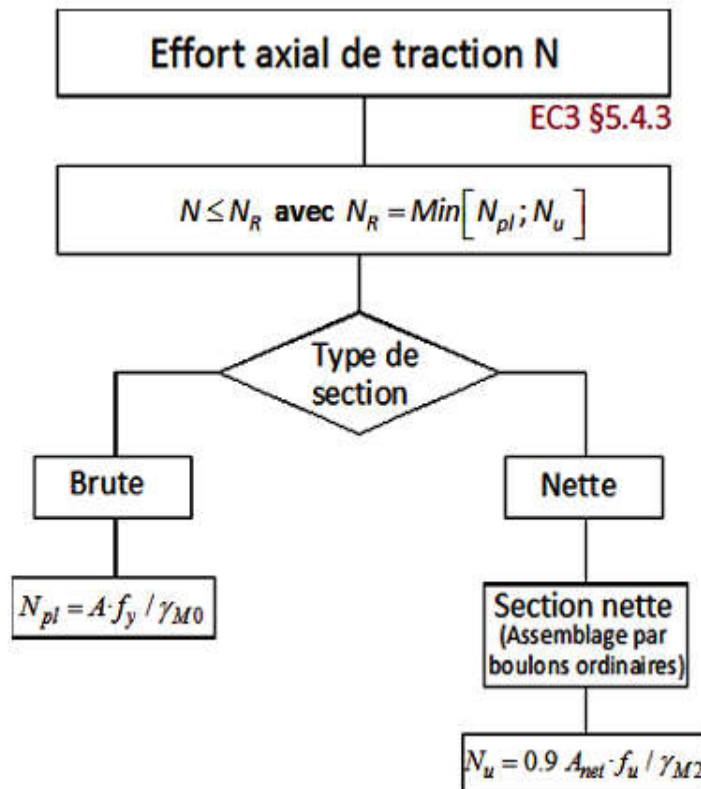


Figure 2 : Vérification des éléments sollicités en traction axiale ; Source [1]

Remarquons qu'à travers l'organigramme ci-dessus aucune instabilité élastique n'est évoquée. En traction, il n'y a pas risque d'instabilité élastique.

1.1.6.5.2 Effort axial de compression (N)

Le principe de vérification des pièces soumises à un effort de compression axial s'illustre comme suit :

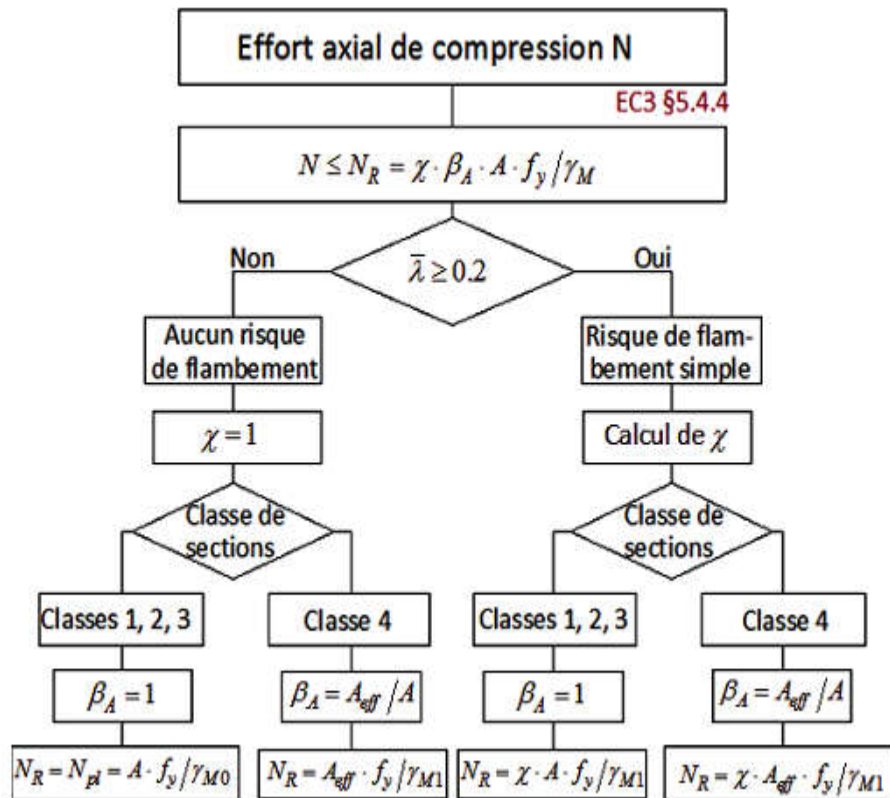


Figure 3: Vérification des éléments sollicités en compression axiale ; Source [1]

χ , est le coefficient de réduction qui tient compte du risque de flambement. Son calcul est décrit par J. MOREL [1] ;

$\bar{\lambda}$, l'élancement réduit.

NB: Pour les sections de classe 4, il est recommandé de considérer une section efficace afin de tenir compte du risque de voilement local. La démarche de détermination de la section efficace est présentée par l'Eurocode 3 en son paragraphe 5.3.5.

1.1.6.5.3 Effort tranchant (V)

Le principe de vérification des éléments sollicités par un effort tranchant est décrit par l'organigramme ci-après :

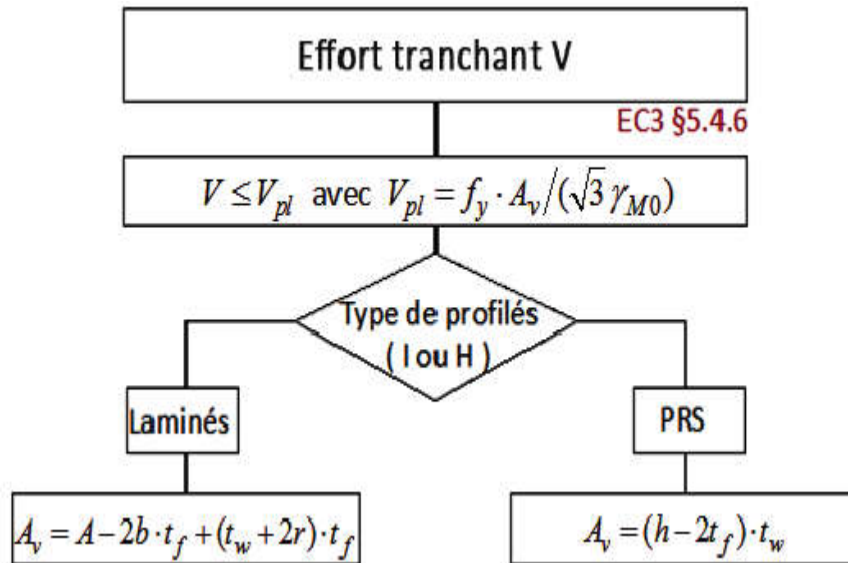


Figure 4 : Vérification des éléments sollicités par un effort tranchant ; Source [1]

1.1.6.5.4 Flexion simple (moment M)

La démarche de vérification des éléments sollicités en flexion simple est illustrée par l'organigramme qui suit :

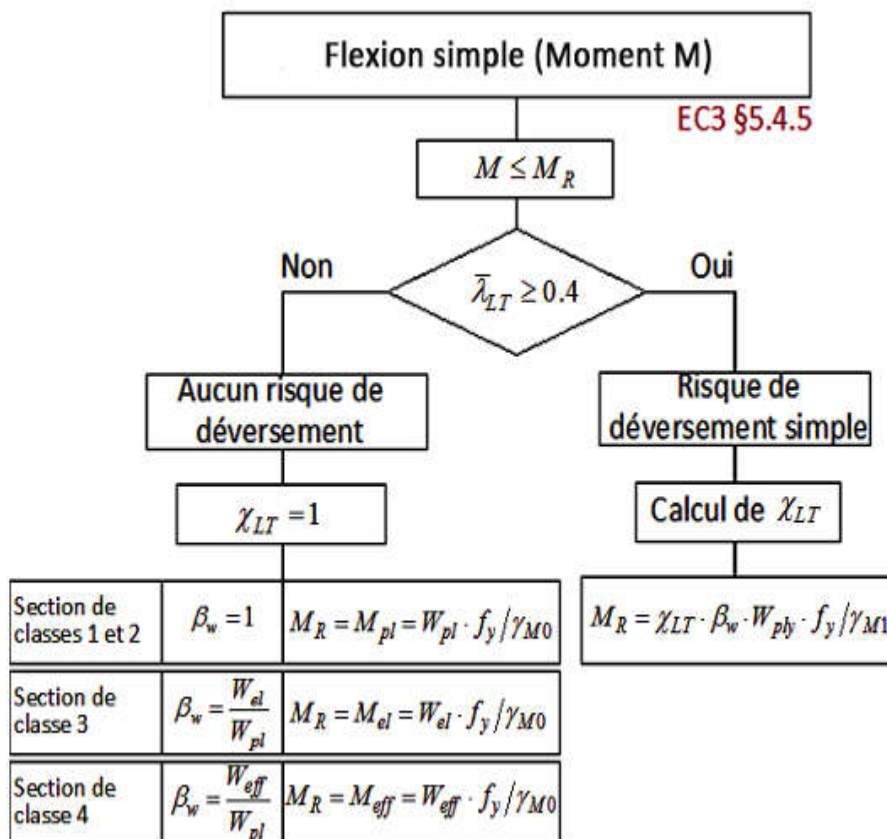


Figure 5 : Vérification des éléments sollicités en flexion simple ; Source [1]

χ_{LT} , est le coefficient de réduction qui tient compte du risque du déversement. Son calcul est décrit par **J. MOREL [1]**. $\bar{\lambda}_{LT}$ est l'élancement de déversement.

1.1.6.5.5 Flexion simple + effort tranchant (M+V)

Le principe de vérification des éléments sollicités en flexion simple + effort tranchant se présente comme suit :

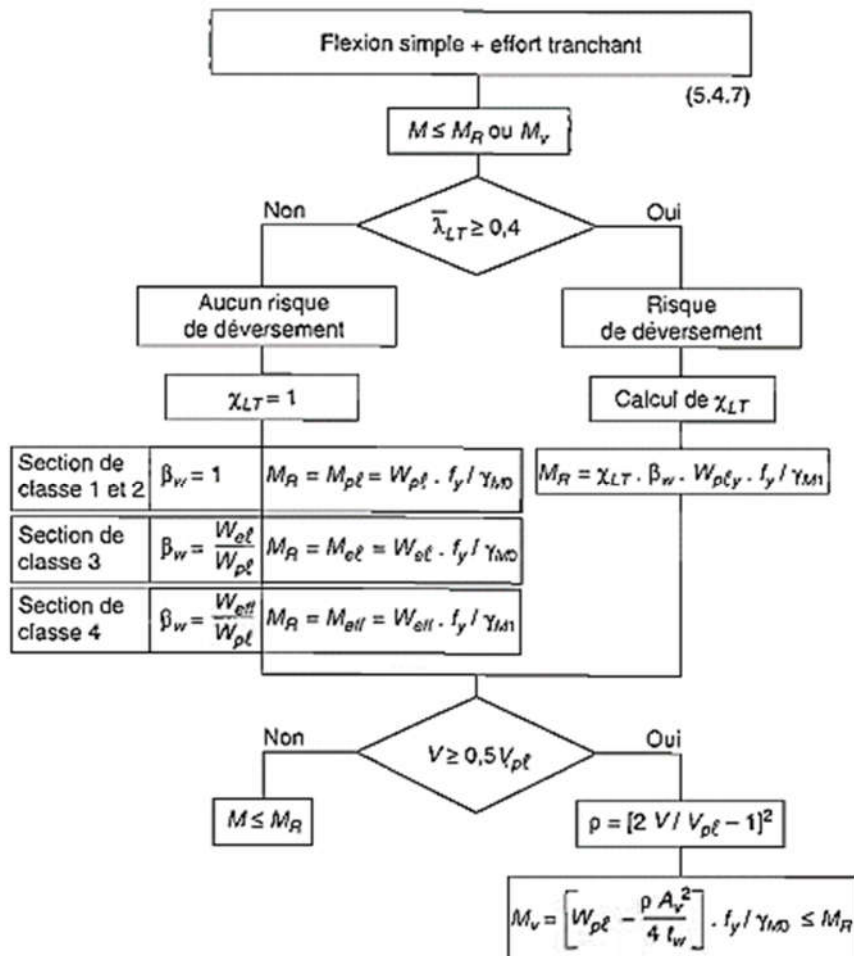


Figure 6: Vérification des éléments sollicités en flexion simple plus effort tranchant ; Source [1]

1.1.7 Principe de dimensionnement des Profilé laminé à froid

La partie 1-3 de l'Eurocode 3 est dédiée au dimensionnement des profilés minces formés à froid.

Nos profilés sont placés dans la classe 4 à cause de leur épaisseur et leur susceptibilité à l'instabilité locale. Dans cette classe, la résistance au moment

fléchissant ou à la compression d'une section transversale doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets du voilement local.

1.1.7.1 Coefficient de sécurité

Les coefficients partiels γ_M doivent être pris pour la vérification à l'ELU comme suit :

- ✓ Résistance de la section transversale sous une plastification $\gamma_{M0} = 1,1$
- ✓ Résistance des profilés sous une instabilité $\gamma_{M1} = 1,1$
- ✓ Résistance des sections nettes au droit des trous de boulons $\gamma_{M2} = 1,25$

A l'ELS le coefficient partiel $\gamma_{Mser} = 1,0$

1.1.7.2 Caractéristiques des aciers

Selon les recommandations de l'Eurocode 3, les caractéristiques des aciers utilisés pour la formation des profilés formés à froid et à chaud sont récapitulées dans le tableau 1 suivant.

Coefficients caractéristiques de l'acier :

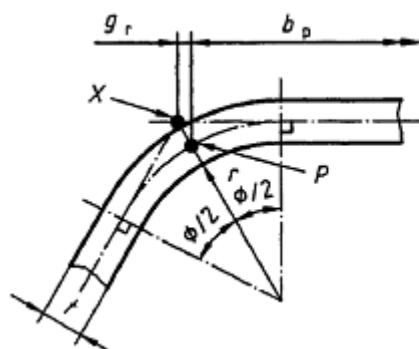
- ✓ Le module d'élasticité $E=210\,000\text{ N/mm}^2$
- ✓ Le module de cisaillement $G=E/2(1+\nu)\text{ N/mm}^2$
- ✓ Coefficient de poisson $\nu=0.3$
- ✓ Coefficient de dilatation linéaire $\alpha=12\times10^{-6}\text{ K}^{-1}$
- ✓ Masse volumique $\rho=7850\text{ kg/m}^3$

Tableau 1: Valeurs caractéristiques de la limite d'élasticité et la résistance à la traction

Type d'acier	Norme	Nuance	$f_{yb} \frac{N}{m^2}$	$f_u \frac{N}{mm^2}$
Tôle en acier de construction laminée à chaud	EN10025	S235 S275 S355	235 275 355	360 430 510
Tôles en acier de construction à haute limite d'élasticité laminées à chaud	EN10113-2	S275N S355N S420N S460N	275 355 420 460	370 470 520 550
	EN10113-3	S275M S355M S420M S460M	275 355 420 460	360 450 500 530
	ISO 4997	CR220 CR250 CR320	220 250 320	300 330 400
	EN10147	Fe E 220G Fe E 250G Fe E 280G Fe E 320G Fe E 350G	220 250 280 320 350	300 330 360 390 420
	EN 10149-2	S315MC S355MC S420MC S460MC S500MC S550MC	315 355 420 460 500 550	390 430 480 520 550 600
	EN 10149-3	S260MC S315MC S355MC S420MC	260 315 355 420	370 430 470 530

1.1.7.3 Caractéristiques des sections

Les sections transversales influencent la résistance de l'élément de ce fait les propriétés des sections doivent être déterminées en fonction des particularités des sections transversales.



X est l'intersection des lignes moyennes
P point médian de l'arrondi
 $r_m = r + t / 2$
 $g_r = r_m [\tan(\phi / 2) - \sin(\phi / 2)]$

Figure 7: Point médian d'un arrondi ou de pli ; Source [4]

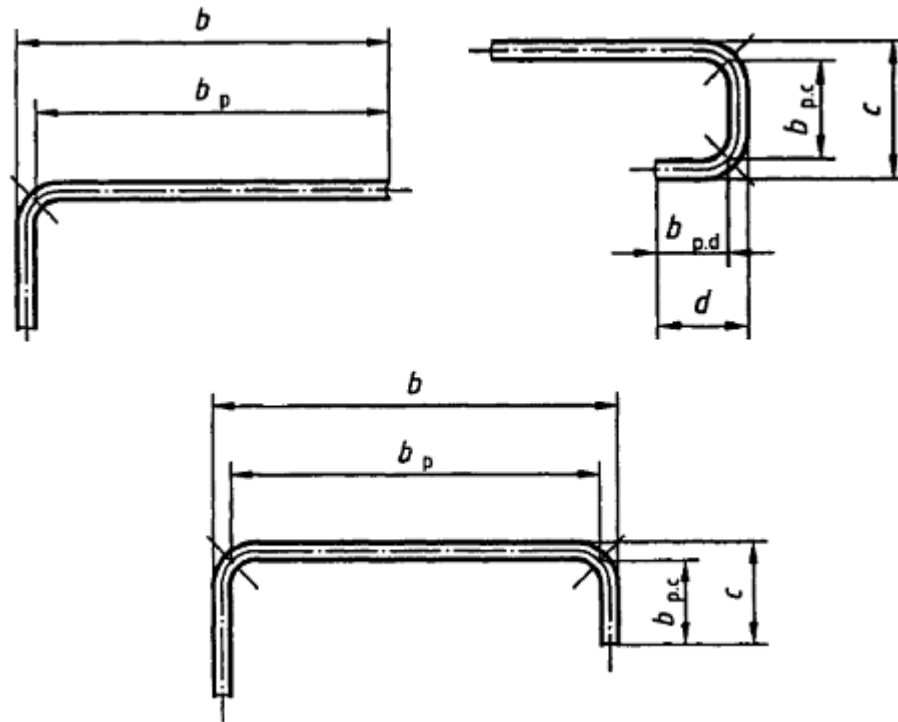


Figure 8 : Largeur de référence des parois ; Source [4]

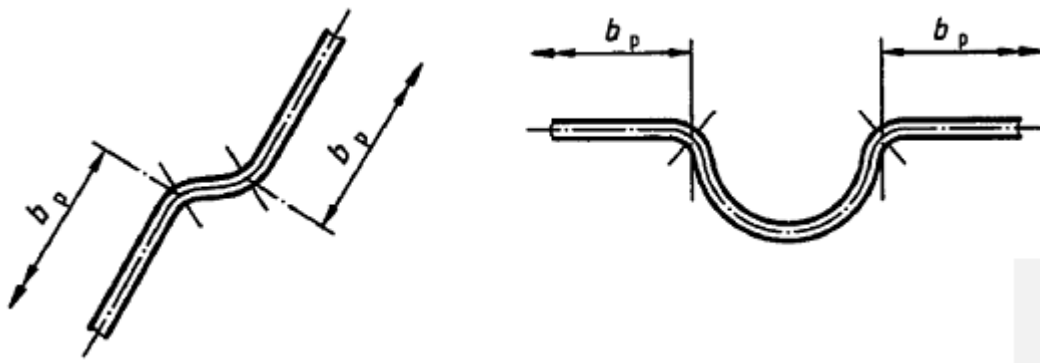


Figure 9 : Largeur de référence des parois adjacentes des raidisseurs ; Source [4]

b_p : largeur de la paroi sans les coins

b : largeur totale de la paroi

c : largeur totale du raidisseur

1.1.7.4 Limite d'élasticité moyenne augmentée

La notion de la limite d'élasticité moyenne augmentée f_{ya} d'une section transversale formée à froid est introduite par l'Eurocode 3. Elle est utilisée lorsque le profilé est soumis à une charge axiale et que l'aire efficace de la section est égale à l'aire brute. Elle peut être calculée par :

$$f_{ya} = f_{yb} + (f_u - f_{yb}) \frac{k * n * t^2}{A_g}$$

$$f_{ya} \leq \frac{f_u + f_{yb}}{2}$$

K=7 profilage à froid ou **K=5** autre type de profilage ;

n : Nombre de plis à 90 dans la section transversale avec un rayon intérieur **r<5t** ;

t : l'épaisseur nominale de métal nu **t_{cor}** de la tôle d'acier avant le formage à froid ;

A_g : Aire brute.

Les épaisseurs minimales proposées par l'Eurocode sont :

- ✓ **0,5mm ≤ t ≤ 4,0 mm** pour les plaques
- ✓ **1,0mm ≤ t ≤ 4,0 mm** pour les profilés

1.1.8 Instabilité locale

Les profilés formés à froid sont sujets à aux instabilités locales. Le voilement local principal phénomène d'instabilité est pris en compte lors de la détermination de la résistance des profilés. La méthode simple dite de « *la largeur effective* » est souvent utilisée.

1.1.8.1 Principe de la méthode de la largeur effective

Le rapport largeur épaisseur est très élevé pour les profilés formés à froid. Lorsqu'ils sont soumis à la compression, ils ont tendance à voiler localement. Pendant ce voilement une partie de la paroi, les raidisseurs et les coins restent intacts et résistent à la contrainte de compression appliquée.

Dans ce cas quelle est la largeur de la paroi qui résiste effectivement ? D'où la méthode de la largeur efficace.

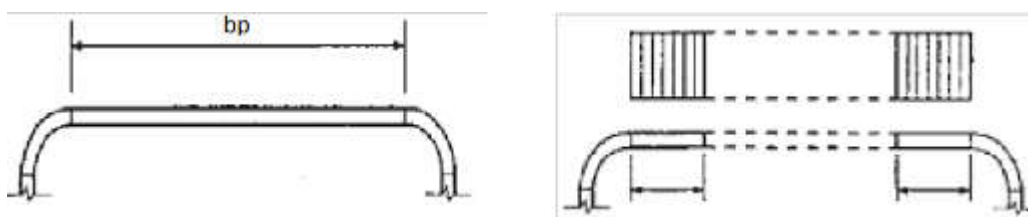


Figure 10 : Largeur efficace

1.1.8.2 Parois non raidies

La largeur efficace d'un élément comprimé est déterminée par le biais d'un facteur de réduction ρ qui est basé sur la contrainte de compression qui s'exerce dans la paroi concernée.

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

➤ Si $\sigma_{com,Ed} = \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$ le facteur de réduction sera obtenu comme suit :

$$\bar{\lambda}_p \cong 1,052 \frac{b_p}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{EK}}$$

$$si \bar{\lambda}_p \leq 0,673$$

$$\rho = 1$$

$$si \bar{\lambda}_p > 0,673$$

$$\rho = \frac{\left(1 - \frac{0,22}{\bar{\lambda}_p}\right)}{\bar{\lambda}_p}$$

K est le coefficient de voilement donné dans les tableaux 2 et 3

➤ Si $\sigma_{com,Ed} < \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$ le facteur de réduction peut être obtenu :

○ Soit en remplaçant $\bar{\lambda}_p$ par $\bar{\lambda}_{p,red}$ dans le cas précédent ;

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{\frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}}}$$

○ Soit par :

$$si \bar{\lambda}_p \leq 0,673$$

$$\rho = 1$$

$$si \bar{\lambda}_p > 0,673$$

$$\rho = \frac{\left(1 - \frac{0,22}{\bar{\lambda}_{p,red}}\right)}{\bar{\lambda}_{p,red}} + 0,18 \frac{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,red}}{\bar{\lambda}_p - 0,6}$$

Avec b_{eff} on calcul la section efficace A_{eff}

Tableau 2: Coefficient de voilement pour parois comprimée sur deux appuis ; Source : [4]

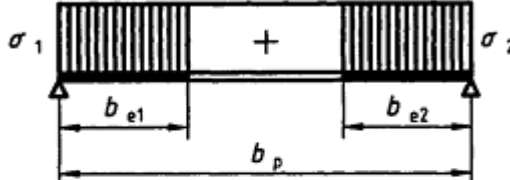
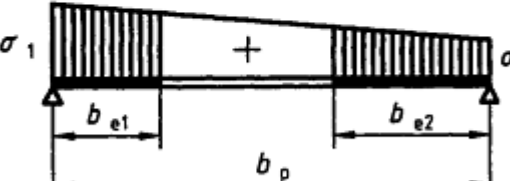
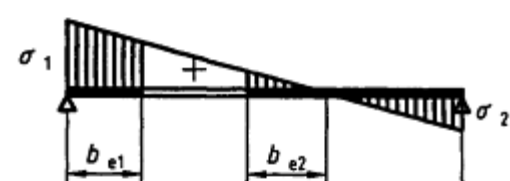
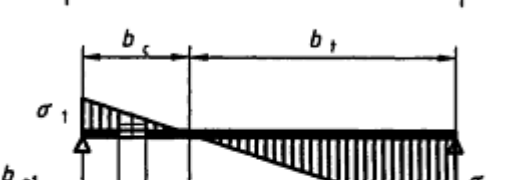
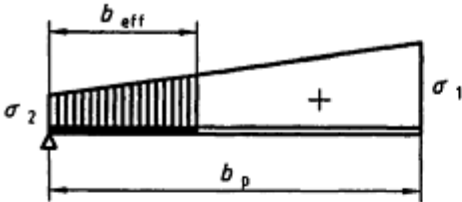
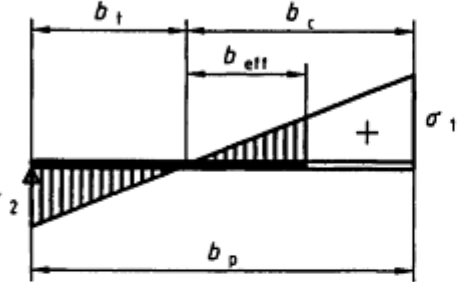
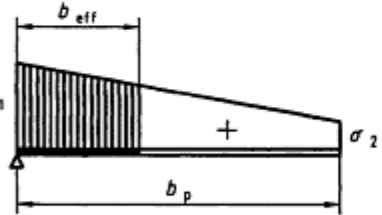
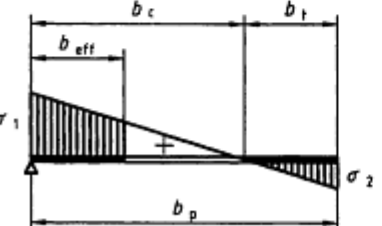
Distribution des contraintes				Largeur efficace b_{eff}		
				$\Psi = +1$ $b_{eff} = \rho b_p$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$0 \leq \Psi \leq +1$ $b_{eff} = \rho b_p$ $b_{e1} = 2 b_{eff} / (5 - \psi)$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$-1 \leq \Psi \leq 0$ $b_{eff} = \rho b_p$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
				$\Psi \leq -1$ $b_{eff} = \rho b_c$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\Psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+1	$0 \leq \Psi \leq +1$	0	$-1 \leq \Psi \leq 0$	-1	$-3 \leq \Psi \leq -1$
Coefficient de voilement K	4	8,2/ (1,05+ ψ)	7,81	7,81- 6,29 ψ +9,78 ψ^2	23,9	5,98(1- ψ) ²
De manière alternative $-1 \leq \Psi \leq +1$						
$K = \frac{16}{[(1+\psi)^2 + 0,112(1-\psi)^2]^{0,5} + (1+\psi)}$						

Tableau 3: Coefficient de voilement pour parois comprimée en consol ; Source [4]

Distribution des contraintes			Largeur efficace b_{eff}		
			$0 \leq \Psi \leq +1$ $b_{eff} = \rho b_p$		
			$\Psi \leq 0$ $b_{eff} = \rho b_c$		
$\Psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+1		0	-1	$-1 \leq \Psi \leq +1$
Coefficient de voilement K	0,43		0,57	0,85	$0,57-0,21 \Psi+0,07 \Psi^2$
			$0 \leq \Psi \leq +1$ $b_{eff} = \rho b_p$		
			$\Psi \leq 0$ $b_{eff} = \rho b_c$		
$\Psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+1	$0 \leq \Psi \leq +1$	0	$0 \leq \Psi \leq +1$	-1
Coefficient de voilement K	0,43	$0,578/(\Psi+0,34)$	1,70	$1,70-5\Psi+17,1 \Psi^2$	23,8

1.1.8.3 Parois muni de raidisseur

Concernant les profilés munis de raidisseur, la détermination des largeurs efficaces se fait par itération.

- 1) Calculer une section efficace transversale initiale A_s avec la largeur efficace

basé sur $\sigma_{com,Ed} < \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$ avec les coefficients de voilement suivant :

$$K = 0,5 \qquad \frac{b_{p,c}}{b_p} \leq 0,35$$

$$K = 0,5 + 0,83 \sqrt[3]{\left(\frac{b_{p,c}}{b_p} - 0,35\right)^2} \qquad 0,35 < \frac{b_{p,c}}{b_p} < 0,5$$

$C_{eff} = \rho b_{p,c}$ Pour un raidisseur de bord à simple pli

$C_{eff} = \rho b_{p,c}$ et $d_{eff} = \rho b_{p,d}$ Pour un raidisseur de bord à double pli

$A_s = t(b_{e2} + C_{eff} + d_{eff})$ Pour un raidisseur de bord

$A_s = t(b_{1,e2} + C_{2e,1} + b_s)$ Pour un raidisseur intermédiaire

- 2) Déterminer le facteur de flambement par distorsion.

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{K_s EI_s}}{A_s}$$

$\sigma_{cr,s}$ Contrainte critique de flambement élastique

K_s Rigidité du support élastique par unité de longueur

I_s Moment d'inertie de la section efficace d'aire A_s par rapport à l'axe principal

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr,s}}}$$

Le facteur de flambement est donné par :

$$\text{Si } \bar{\lambda}_p \leq 0,65 \qquad \chi_d = 1$$

$$\text{Si } 0,65 < \bar{\lambda}_p < 1,38 \qquad \chi_d = 1,47 - 0,723\bar{\lambda}_p$$

$$\text{Si } 1,38 \leq \bar{\lambda}_p \qquad \chi_d = 0,66/\bar{\lambda}_p$$

- 3) On répète l'étape 1 mais avec la contrainte de compression réduite

$$\sigma_{com,Ed} = \chi_d \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$$

Faire ceci jusqu'à obtenir $\chi_{dn} \leq \chi_{d(n-1)}$

Prendre une largeur efficace et une épaisseur réduite correspondant à χ_{dn} .

1.1.9 Résistance des sections transversales

La vérification de la résistance des sections se fait de la même manière que pour les profilés formés à chaud tout en remplaçant l'aire de la section totale du profilé par sa section efficace déterminée précédemment.

1.1.10 Dimensionnement des boulons

Les sollicitations des boulons dépendent de la position de ceux-ci et de la configuration de l'assemblage. Ils peuvent être sollicités en traction, en cisaillement ou en combinaison de traction et cisaillement.

Le principe de vérification à la résistance des boulons à ces différentes sollicitations est décrit par l'Eurocode 3 dans son paragraphe 6.5.5.

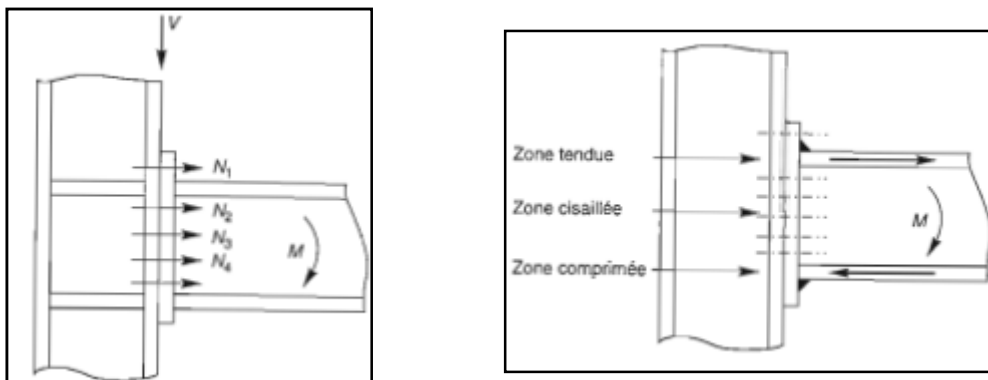


Figure 11: Sollicitation dans les boulons

1.1.10.1 Assemblages sollicités à la traction

La résistance en traction des boulons est vérifiée par la formule :

$$F_T = 0,9 f_{ub} \frac{A_s}{\gamma_{Mb}}$$

1.1.10.2 Assemblages sollicités au cisaillement

Pour ce qui concerne le cisaillement, il faut vérifier la résistance au cisaillement des boulons et la résistance à la pression diamètre des pièces.

✚ Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement

- Boulon de classe 4.6, 5.6 et 8.8

$$F_v = 0,6 * f_{ub} * \frac{A_b}{\gamma_{Mb}}$$

- Boulon de classe 4.8, 5.8 et 10.9

$$F_v = 0,5 * f_{ub} * \frac{A_b}{\gamma_{Mb}}$$

Avec :

$A_b = A$: aire de la section brute du boulon si le plan de cisaillement passe par la partie non filetée du boulon ;

$A_b = A_s$: aire de la section résistante en traction du boulon si le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon ;

✚ Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées

Cette résistance se calcul par :

$$F_B = 2,5 * \alpha * f_u * d * \frac{t}{\gamma_{Mb}}$$

Avec :

- ✓ d : le diamètre nominal du boulon ;
- ✓ t : l'épaisseur du plat assemblé ;
- ✓ α : la valeur minimale entre :

$$\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0}; \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1.0$$

- ✓ d_0 : le diamètre du trou ;

1.1.10.3 Assemblages sollicités simultanément au cisaillement et à la traction

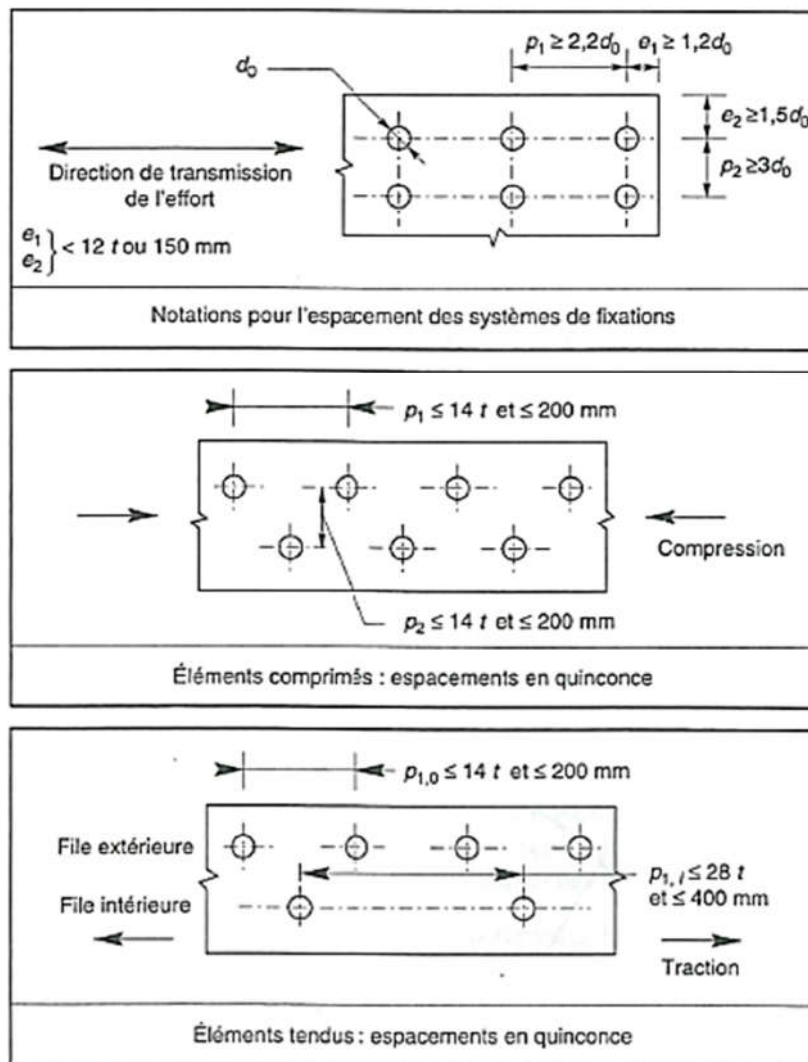
La condition de vérification des assemblages sollicités par une combinaison de cisaillement et de traction est la suivante :

$$\frac{V}{F_v} + \frac{T}{1,4F_T} \leq 1$$

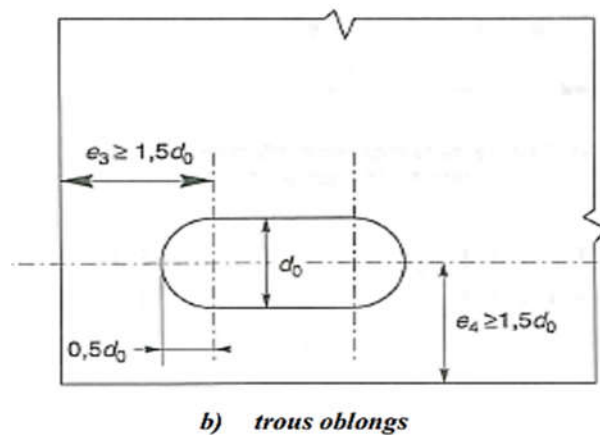
1.1.10.4 Principe de disposition des boulons

En matière d'assemblage par boulons, l'Eurocode 3 en son chapitre 6.5 régit la disposition des boulons. Le tableau ci-contre est un résumé de ces principes.

Tableau 4 : Disposition réglementaire des boulons



a) trous circulaires



1.1.10.5 Diamètre d_0 des trous

L'Eurocode 3 en sa section 7.5.2 prévoit un jeu de diamètre entre le boulon et le trou afin de prendre en compte les tolérances sur le diamètre des boulons d'une part et sur la disposition des boulons d'autre part.

Le tableau suivant résume ces prescriptions.

Tableau 5: Jeu nominal pour le diamètre des trous

d	d₀
M 12 ; M 14	d+1
M 16 à 24	d+2
>M 27	d+3

1.1.11 Dimensionnement des cordons de soudure

« Le soudage est un procédé qui permet d'assembler des pièces par liaison intime de la matière, obtenue par fusion ou plastification », **J. MOREL [1]**. Les soudures d'angle et les soudures bout à bout sont les plus utilisées. Les soudures en bout sont de deux formes : les soudures en bout à pleine pénétration et à pénétration partielle.

Le soudage implique :

- ✓ Un métal de base qui est le matériau acier à assembler ;
- ✓ Un métal d'apport ou métal de soudure quant à lui est la matière dont est faite l'électrode servant à la soudure.

1.1.11.1 Soudures bout à bout à pleine pénétration

Pour ce type de soudure, il faut que l'épaisseur le diamètre du cordon soit supérieur ou égal à l'épaisseur de la plus mince des pièces à souder ; le métal de soudure ait au moins les caractéristiques mécaniques du métal de base. Pas de calcul exigé pour ce type de soudure.

1.1.11.2 Soudures bout à bout à pénétration partielle

Ces types de soudures doivent être considérés comme des soudures d'angles.

1.1.11.3 Soudures d'angle

La conception des cordons de soudure selon l'Eurocode 3 en sa section 6.6 peut se faire selon la formule fondamentale :

$$\beta_w \sqrt{\sigma^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\gamma_{Mw}}$$

Cette formule se résume, sans tenir compte de la direction de l'effort à :

$$a \sum l \geq \beta_w \cdot \gamma_{Mw} \cdot \frac{N\sqrt{3}}{f_u}$$

Notations :

- a : diamètre du cordon de soudure (voir figure 14);
- l : longueur du cordon de soudure (voir figure 14);
- N : effort appliqué au cordon en le supposant au centré milieu de la longueur du cordon ;
- $\sigma, \tau_{\perp}, \tau_{\parallel}$: composantes de la contrainte moyenne rapportée à la section du cordon ;
- $\beta_w; \gamma_{Mw}$: coefficient variables selon la nuance de l'acier (voir tableau 8).

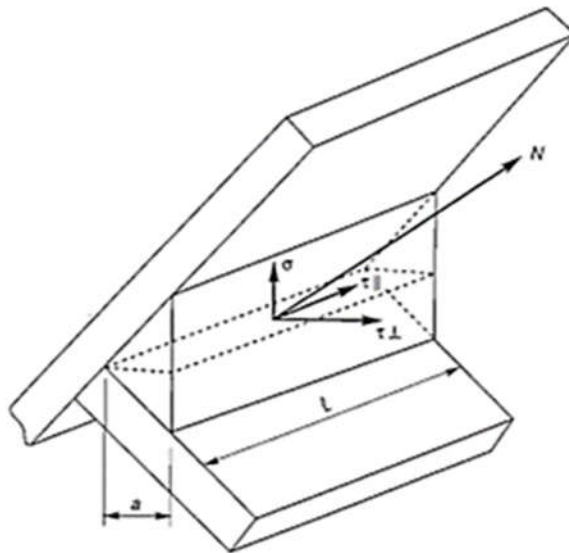


Figure 12: Grandeurs géométriques liées au cordon de soudure d'angle ; source [1]

1.1.11.4 Caractéristique du métal d'apport

Comme énoncé sous 1.2.7.3, le matériau à utiliser est conditionné. Les valeurs des coefficients β_w ; γ_{Mw} sont renseignées dans le tableau suivant selon la nuance de l'acier.

Tableau 6 : Valeurs des coefficients β_w , γ_{Mw} en fonction de la nuance d'acier

Nuances d'acier		γ_{Mw}	β_w	$\beta_w \cdot \gamma_{Mw}$
f_y	f_u			
275 MPa	360 MPa	1,25	0,80	1,00
355 MPa	430 MPa	1,30	0,85	1,10
355 MPa	510 MPa	1,35	0,90	1,20

1.2 Outils de pré-dimensionnements

1.2.1 Pré dimensionnement des éléments principaux

Le tableau suivant renseigne les quelques règles de pré dimensionnement des éléments porteur principaux des charpentes métalliques pour les halles et bâtiments. Pour les éléments travaillant en flexion, le tableau donne la hauteur h et la section transversale en fonction de la portée l et pour les éléments tendus et comprimés, il donne l'élancement $\lambda_k = \frac{\ell_k}{i}$

Tableau 7 : Règles empiriques de pré dimensionnement ; Source : [5]

Halle industrielle	
Éléments	Formules
Panne continue de toiture en profilé laminé	$h \cong \frac{\ell}{40}$
Panne continue de toiture en profilé laminé à froid	$h \cong \frac{\ell}{30}$
Filière continue de façade en profilé laminé	$h \cong \frac{\ell}{40}$
Traverse de façade en profilé laminé	$h \cong \frac{\ell}{30}$
Traverse de cadre en profil composé à âme pleine	$h \cong \frac{\ell}{15} \text{ à } \frac{\ell}{25}$
Ferme à treillis de forme triangulaire	$h \cong \frac{\ell}{15} \text{ à } \frac{\ell}{25}$
Ferme à treillis de hauteur constante	$h \cong \frac{\ell}{12}$
Montant de cadre en profilé laminé	Profilé HE de même aire de section que traverse
Poteau en profilé laminé supportant une ferme	Profilé HE d'élancement $\lambda_k \leq 50$
Diagonale de contreventement triangulé	Profilé d'élancement $\lambda_k \leq 250$

Bâtiment	
Éléments	Formules
Dalle mixte avec tôle profilée	$d \cong \frac{\ell}{32}$ (hauteur statique)
Solive en profilé laminé	$h \cong \frac{\ell}{30}$
Sommier en profilé laminé	$h \cong \frac{\ell}{15} \text{ à } \frac{\ell}{25}$
Poteau en profilé laminé	Profilé HE d'élancement $\lambda_k \leq 50$

1.2.2 Pré dimensionnement des éléments de treillis

Manfred A. HIRT & Michel CRISINEL recommandent des valeurs maximums d'élancement pour les barres et limites des profils minimums à utiliser pour les éléments de treillis.

- Barres résistant aux charges permanentes et d'exploitation $\lambda_k \leq 180$
- Barres résistant aux charges de vent $\lambda_k \leq 250$
- Autres barres, en général tendues, mais soumises à des contraintes alternées créées par le vent : $\lambda_k \leq 350$

CHAPITRE 2 : Approches Méthodologiques

2.1: Présentation du projet

2.1.1 Présentation du projet

2.1.1.1 Présentation du Bâtiment

L'ouvrage qui fait objet de notre étude est un bâtiment industriel situé au sein de la zone industrielle de Glo-Djigbé. C'est un bâtiment qui servira d'atelier pour Benin Textile Corporation. Il est subdivisé en deux parties.

- La première partie servira de bureaux et autres locaux dont la structure est mixte ;
- La seconde servant d'atelier de fabrication ayant une structure métallique.

Notre étude va s'appesantir sur le dimensionnement des éléments de la structure métallique.

2.1.1.2 Description de l'ouvrage

Le bâtiment à une forme régulière Ses dimensions sont les suivantes :

- Longueur $a = 120\text{ m}$
- Largeur $b = 40\text{ m}$
- Hauteur $H = 9,70\text{ m}$

Les couvertures et les bardages sont en bac alu six dixième (7/10). Les pannes sont en profilé Z espacées de 1,5m. Les lisses de bardage sont en UPE espacé de 1,5m. Les poteaux des portiques sont en HE espacés de 06m. Les potelets en pignon sont en IPE. Les traverses sont en treillis. Les éléments de ferme et les contreventements sont en cornière.

2.1.2 Matériaux utilisés

2.1.2.1 Acier de charpente

L'acier de nuance S235 sera utilisé pour tous les éléments.

- Limite élastique : $f_y = 235\text{ MPa}$
- Résistance à la traction : $f_u = 360\text{ MPa}$

- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ MPa}$
- Module de Coulomb : $G = 81000 \text{ MPa}$
- Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12.10^{-6}/^{\circ}\text{C}$
- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

2.1.2.2 Les boulons

Nous utiliserons des boulons de type 4.6.

2.1.3 Justification du contreventement de la structure

Comme le souligne **T. Mario-Charly** le contreventement est un système qui permet d'assurer la stabilité d'une structure en luttant contre le déplacement, le renversement d'une partie ou de toute la structure. Lorsqu'une structure est contreventée, elle doit être stable suivant trois plans au moins.

Ainsi, les deux plans des versants recevront un système de contreventement avec des cornières à aile égale. Le plan (XOY) des poteaux également sera contreventé par le même système.

2.1.4 L'ossature du bâtiment

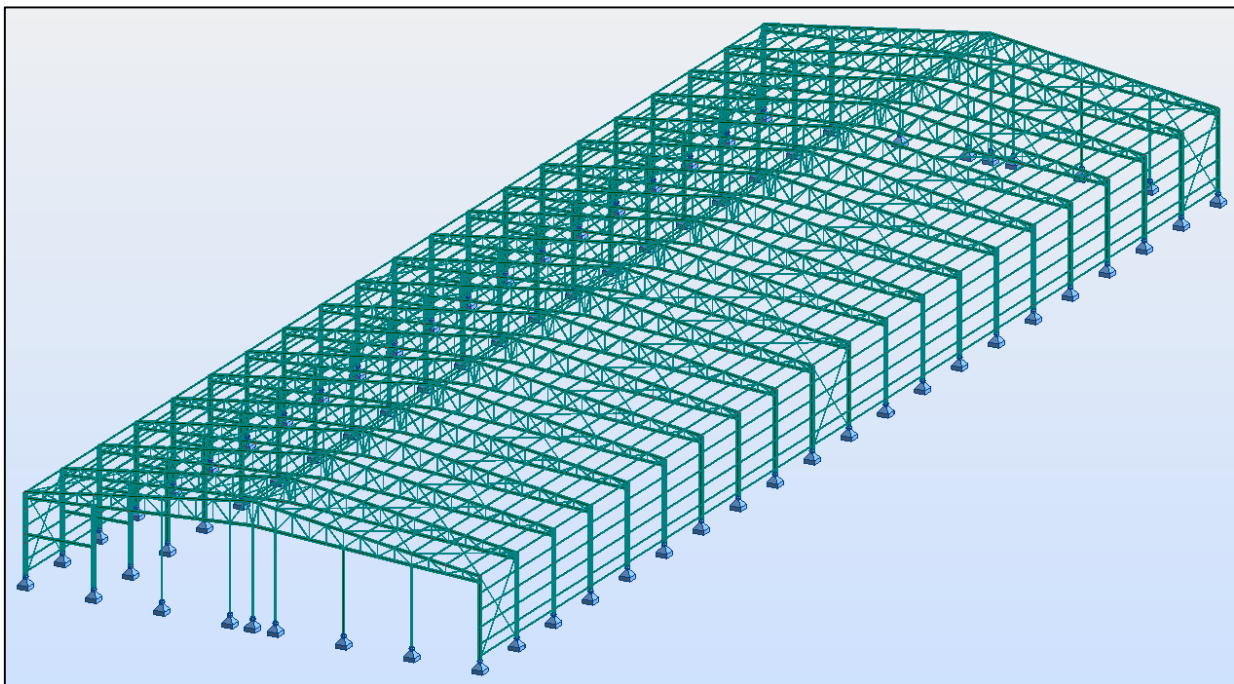


Figure 13: Vue de l'ossature du bâtiment

2.2 Etudes des charges sur les éléments

2.2.1 Charges permanentes

Les charges permanentes sont fournies par les fabricants. L'Eurocode 1 permet aussi de les estimer.

→ Plancher toiture légère

- Bac Alu 7/10 : 0,02 kN/m²
- Poids panne : 0,06 kN/m²
- Contreventement : 0,04 kN/m²

→ Plancher collaborant

- Dalle de béton + revêtement : 3,75 kN/m²
- Bac Acier 8/10 : 0,25 kN/m²
- Poids solive : 0,04 kN/m²
- Poids panne : 0,06 kN/m²

2.2.2 Charges d'exploitation

Les charges d'exploitation sont déterminées par l'Eurocode 1 selon la nature du local et la fonction du bâtiment.

2.2.3 Plancher toiture légère

Il est recommandé de supposer pour les travaux d'entretiens éventuels deux ouvriers intervenants simultanément sur une panne dont chacun avec son matériel pèse 100 daN (1kN). L'un situé à 1/3 et l'autre à 2/3 de la portée de la panne.

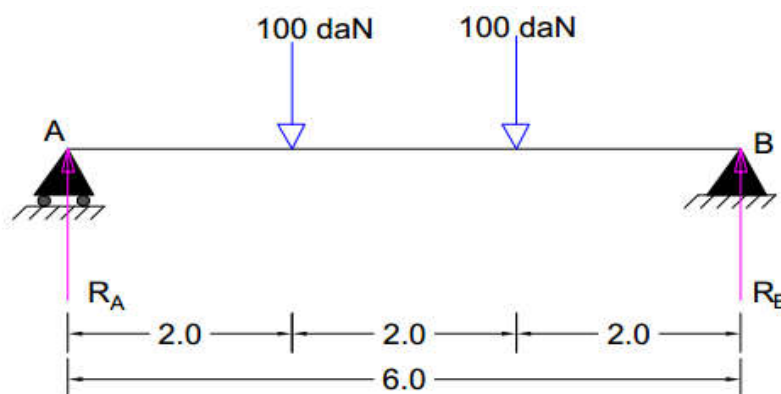


Figure 14: Schéma statique d'une panne chargée

$$M_{Fy/B} = 0 \Rightarrow 6R_A - 4P_1 - 2P_2 = 0$$

$$R_A = \frac{2P_1 + P_2}{3}$$

$$R_A = 1kN$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A - P_2 - P_1 + R_B = 0$$

$$R_B = 1kN$$

$$M_{max} = 2kN.m \quad or$$

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8}$$

$$q = 0,44 \text{ kN/m}^2$$

2.2.4 Plancher collaborant

Le plancher devant abriter des bureaux, nous prendrons 2,5 KN/m² pour la charge d'exploitation.

2.2.5 Charge variable (Vent)

La partie 1-4 de l'Eurocode 1 étudie les effets du vent. Ils se déterminent par la formule :

$$q_w = C_s C_d \cdot C_{pnet} \cdot q_p(Z)$$

avec $C_s C_d$: le coefficient structural

C_{pnet} : Le coefficient de pression nette

$q_p(Z)$: la pression dynamique de base

L'action du vent sur une des faces d'un élément est considérée comme normal à cet élément et est fonction de :

- *La vitesse du vent ;*
- *La catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble ;*
- *L'emplacement de l'élément considéré et son orientation par rapport au vent ;*
- *Les dimensions de l'élément considéré ;*

- La forme de la paroi (plane ou arrondie)

2.2.5.1 Donnés de base

- Hauteur totale : H = 9,70 m
- Topographie du site : Normal
- Catégorie du terrain : catégorie II
- Vitesse de référence : $V_b = 30 \text{ m/s}$

La catégorie II correspond à un terrain en rase campagne avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments...) selon **J. MOREL** [1].

2.2.5.2 Coefficient structural $C_s C_d$

L'EN 1991-1-4 2005 recommande de prendre la valeur 1 comme $C_s C_d$ pour les bâtiments de hauteur inférieure à 15 m.

2.2.5.3 Pression dynamique de base q_b

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2$$

$$q_b = \frac{1}{2} * 1,225 * 30^2$$

$$q_b = 551,25 \text{ N/m}^2$$

2.2.5.4 Pression dynamique de pointe q_p

$$q_p(Z) = [1 + 7 \cdot I_v(Z)] \cdot \frac{1}{2} \rho V_m^2(Z)$$

$$q_p(Z) = C_r^2(Z) \cdot C_0^2(Z) \cdot [1 + 7 \cdot I_v(Z)] \cdot q_b$$

- C_r : coefficient de rugosité

$$2m < 9,70 < 200m$$

$$C_r(Z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$$

$$k_r = 0,19 \left(\frac{Z_0}{Z_{0,II}}\right)^{0,07}$$

Selon l'Eurocode 1 dans sa partie 1-4, pour un terrain de catégorie II on a : $Z_0 = 0,05$ et $Z_{min} = 2m$

$$C_r(Z) = 0,19 \cdot \ln\left(\frac{9,70}{0,05}\right)$$

$$C_r(Z) = 1$$

- C_0 : coefficient d'orographie

Le relief n'étant pas accidenté donc un site normal

$$C_0(Z) = 1$$

- I_v : coefficient d'intensité de turbulence

$$Z_{min} < Z < Z_{max}$$

$$I_v(Z) = \frac{k_l}{C_0(Z) \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)}$$

$$k_l = 1$$

$$I_v(Z) = 0,19$$

$$q_p(Z) = 1284,41 \text{ N/m}^2$$

A l'aide du Logiciel ROBOT nous allons déterminer la charge du vent sur les éléments de la structure.

2.2.5.5 Coefficient de pression nette C_{pnet}

$$C_{pnet} = C_{pe} - C_{pi}$$

C_{pe} : Coefficient de pression extérieure

C_{pi} : Coefficient de pression intérieure

2.2.5.6 Coefficient de pression extérieure C_{pe}

L'EN 1991-1-4 :2005 indique que le coefficient de pression C_{pe} dépend de la valeur de la surface chargée de la paroi considérée pour une construction à base rectangulaire.

$$C_{pe} = C_{pe,1} \quad : \text{Si } S \leq 1m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \log_{10}(S) \quad : \text{Si } 1m^2 \leq S \leq 10m^2$$

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

➤ Vent perpendiculaire au long pan

a) Parois verticales

$$b = 120m ; d = 40m ; h = 7m ; e = \min(b; 2h)$$

$$e = 14m$$

b : longueur de la face perpendiculaire au vent

d : longueur de la face parallèle au vent

e : excentricité

Dans ce cas $e = 14m < d = 40m$

La paroi sera subdivisée comme suit selon la figure 7.5 de l'EN 1991-1-4 :2005

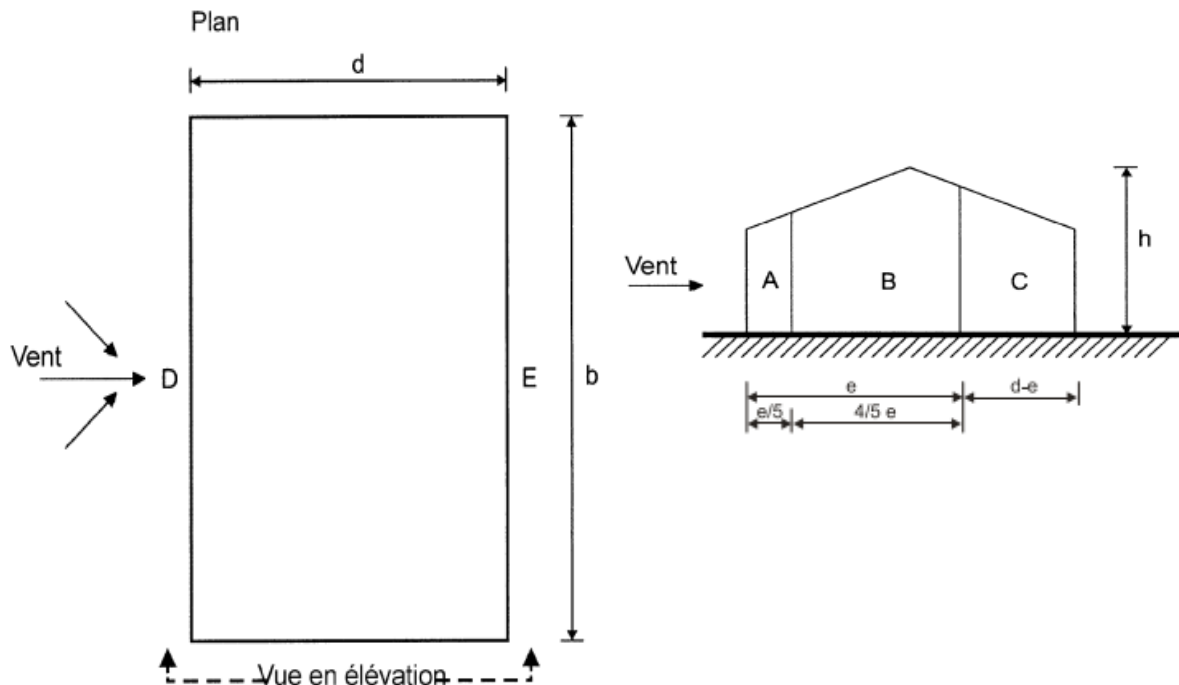


Figure 15: Légende relative aux parois verticales; source [2]

$$\frac{h}{d} = 0,175$$

D'après le tableau 7.1 de l'EN 1991-1-4 :2005 on a les valeurs de C_{pe} suivante :

Tableau 8 : Valeurs de C_{pe}

Zones	A	B	C	D	E
Surface (m ²)	19,6	78,4	182	840	840
C_{pe}	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3

b) Toiture

$$\theta = 0^\circ ; \alpha = 8,53^\circ ; b = 120m ; d = 40m ; h = 9,70 m ; e = 19,40m$$

Selon la figure 7.8.b de l'EN 1991-1-4 :2005, la paroi sera subdivisée comme suit :

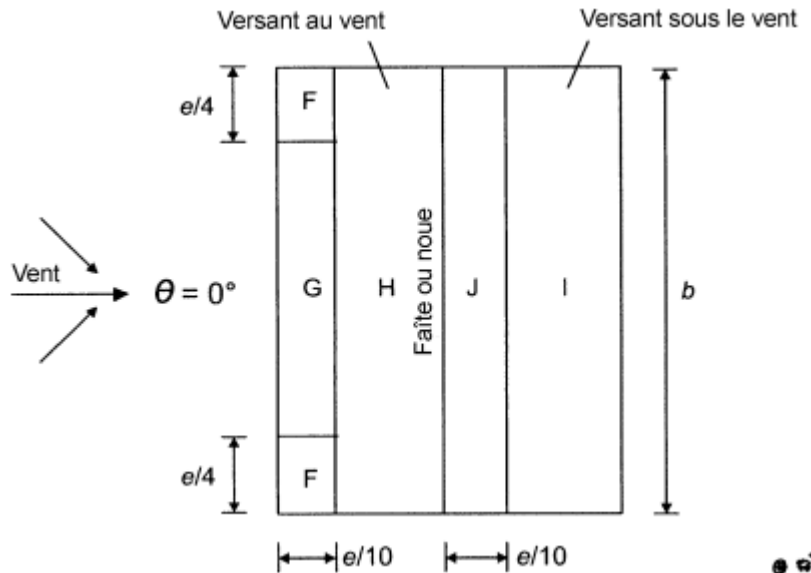


Figure 16 : Légende relative aux versants; source [2]

$$5^\circ < 8,53^\circ < 15^\circ$$

Le coefficient de pression extérieure C_{pe} sera déterminé par interpolation linéaire entre les valeurs de $C_{pe}(5^\circ)$ et $C_{pe}(15^\circ)$.

$$C_{pe}(\alpha) = C_{pe}(5^\circ) + \left[\frac{\alpha - 5^\circ}{15^\circ - 5^\circ} (C_{pe}(15^\circ) - C_{pe}(5^\circ)) \right]$$

D'après le tableau 7.4.a de l'EN 1991-1-4 :2005, les valeurs des C_{pe} sont :

Tableau 9: Valeurs de C_{pe}

Zones	F	G	H	J	I
Surface (m ²)	9,41	213,98	2167,2	232,8	2167,2
C_{pe}	-1,59	-1,13	-0,50	+0,73	+0,53

$$S(F) = 9,41$$

$$C_{pe} = -1,55 + (-1,63 + 1,55) \log_{10}(9,41)$$

$$C_{pe} = -1,59$$

➤ Vent perpendiculaire au pignon

a) Parois verticales

$$b = 40m ; d = 120m ; h = 7m ; e = 14m$$

$d > e$ Alors la paroi sera subdivisée comme suit

$$\frac{h}{d} = 0,05 < 0,25$$

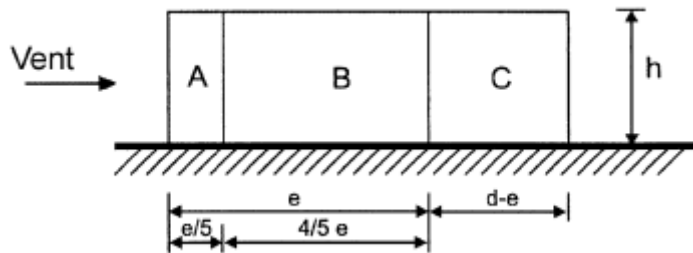


Figure 17: Légende relative aux parois verticales; source [2]

D'après le tableau 7.1 de l'EN 1991-1-4 :2005 on a les valeurs de C_{pe} suivante :

Tableau 10: Valeurs de C_{pe}

Zones	A	B	C	D	E
Surface (m ²)	19,6	100,8	742	280	280
C_{pe}	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3

b) Toiture

$$\theta = 90^\circ ; b = 40m ; d = 120m ; h = 9,70 m ; e = 19,40m$$

La paroi sera subdivisée comme l'indique la figure 7.8.c de l'EN 1991-1-4 :2005

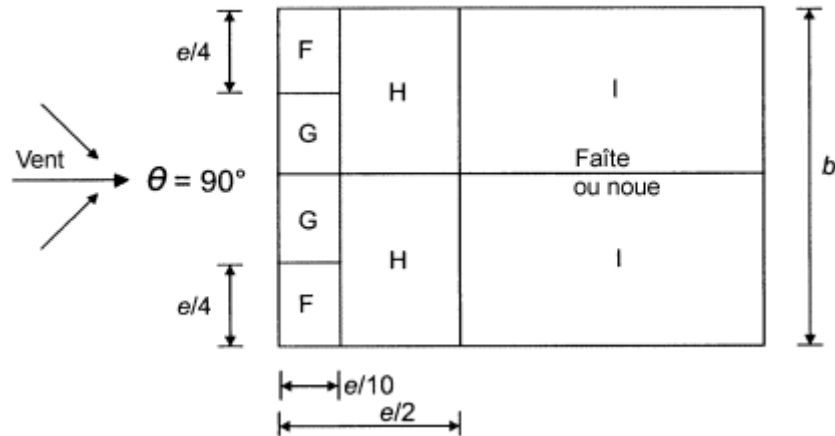


Figure 18: Légende relative aux versants; source [2]

D'après le tableau 7.4.b de l'EN 1991-1-4 :2005 on obtient les valeurs de C_{pe} suivante par interpolation linéaire.

Tableau 11: Valeurs de C_{pe}

Zones	F	G	H	I
Surface (m ²)	9,41	68,19	155,2	2206
C_{pe}	-1,52	-1,3	-0,66	-0,56

2.2.5.7 Coefficient de pression intérieur C_{pi}

Détermination de la proportion des ouvertures sur chaque face.

→ Façade Est

$$\frac{2,4 * 2 * 2 + 3 * 3 * 2}{120 * 7} = 3,2\%$$

→ Façade Ouest

$$\frac{2,4 * 2 * 3 + 3 * 3 * 2}{120 * 7} = 3,8\%$$

→ Pignon

$$\frac{3 * 5 * 2}{7 * 40 + 1,35 * 40} = 8,9\%$$

→ Versants

Il n'y a pas d'ouverture sur les versants.

Il n'y a donc pas de face dominante dans le bâtiment.

Le coefficient de pression intérieur pour les bâtiments sans face dominante se détermine par la figure 7.13 de l'EN 1991-1-4 :2005 en fonction de l'indice de perméabilité μ_p et du rapport $\frac{h}{d}$.

➤ **Vent perpendiculaire au long pan**

☞ **Vent Est-Ouest**

$$\mu_p = \frac{\sum \text{ouverture}}{\sum \text{ouverture totale}}$$

$$\mu_p = \frac{2 * 2,4 * 2 + 3 * 3 * 2}{2 * 2,4 * 5 + 3 * 3 * 4 + 3 * 5 * 4}$$

$$\mu_p = 0,23$$

$$\frac{h}{d} = 0,188 < 0,25$$

$$C_{pi} = +0,2$$

☞ **Vent Ouest- Est**

$$\mu_p = \frac{\sum \text{ouverture}}{\sum \text{ouverture totale}}$$

$$\mu_p = \frac{2 * 2,4 * 3 + 3 * 3 * 2}{2 * 2,4 * 5 + 3 * 3 * 4 + 3 * 5 * 4}$$

$$\mu_p = 0,27$$

$$\frac{h}{d} = 0,188 < 0,25$$

$$C_{pi} = +0,2$$

➤ **Vent perpendiculaire au pignon**

$$\mu_p = \frac{3 * 5 * 2}{2 * 2,4 * 5 + 3 * 3 * 4 + 3 * 5 * 4}$$

$$\mu_p = 0,25$$

$$\frac{h}{d} = 0,188 < 0,08$$

$$C_{pi} = -0,3$$

2.2.5.8 Pression du vent sur chaque face

➤ Vent perpendiculaire au long pan

a) Parois verticales

Tableau 12: Pression du vent sur des faces

Zones	$C_s C_d$	$q_p(Z) (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_w (N/m^2)$
A	1	1284,41	-1,2	+0,2	-1789,17
B			-0,8		-1284,41
C			-0,5		-889,09
D			+0,7		+642,205
E			-0,3		-642,205

b) Toiture

Tableau 13: Pression du vent sur des faces

Zones	$C_s C_d$	$q_p(Z) (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_w (N/m^2)$
F	1	1284,41	-1,59	+0,2	-2299,09
G			-1,13		-1708,27
H			-0,5		-899,09
J			+0,73		+680,74
I			-0,53		-937,62

➤ Vent perpendiculaire au pignon

a) Parois verticales

Tableau 14: Pression du vent sur des faces

Zones	$C_s C_d$	$q_p(Z) (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_w (N/m^2)$
A	1	1284,41	-1,2	-0,3	-1156
B			-0,8		-642,20
C			-0,5		-256,88
D			+0,7		+1284,41
E			-0,3		0

b) Toiture

Tableau 15: Pression du vent sur des faces

Zones	$C_s C_d$	$q_p(Z) (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_w (N/m^2)$
F	1	1284,41	-1,52	-0,3	-1566,98
G			-1,3		-1284,41
H			-0,66		-462,39
I			-0,56		-333,95

Tableau 16: Récapitulatif des pressions défavorables sur chaque face

Vent	Parois verticales (N/m ²)		Versants de toiture (N/m ²)
	Long pan	Pignon	
Vent perpendiculaire au long pan	-1789,17	-642,20	-2299,09
Vent perpendiculaire au pignon	+642,205	+1284,41	-1566,98

2.2.6 Combinaison des charges

Tableau 17: Différentes combinaisons prise en compte

ELU	ELS
$1,35G + 1,5 Q$	$G + Q$
$1,35G + 1,5 W_n$	$G + W_n$
$G + 1,75 W_n$	

2.3 Pré dimensionnement des éléments structuraux

Le pré dimensionnement est une étape de dimensionnement des éléments résistants qui est basé sur la limitation des flèches et quelques fois la tenue au feu. De cette étape, la justification de la stabilité, de la résistance et de la durabilité de l'ouvrage étudié est amorcée.

Le pré dimensionnement des éléments se fera suivant le tableau 9 du paragraphe 1.3.1.

Tableau 18: Récapitulatif du pré dimensionnement

PLANCHER COLLABORANT	
Dalle de béton	Ep=13 cm
Solive	IPE 160
Panne	IPE 200
TOITURE	
Panne	Z200x2
Travers en treillis	H=270 cm
Poteau	IPE 270

2.4 Effort dans les liernes

* Effort dans la lierne L₁

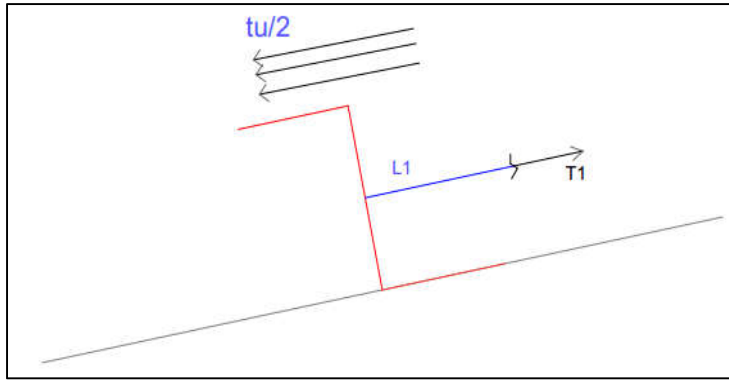


Figure 19: Schéma statique d'une lierne

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow T_1 - \left(\frac{t_u}{2} * \frac{l}{3} \right) = 0$$

$$\Rightarrow T_1 = \frac{t_u}{2} * \frac{l}{3}$$

$$\Rightarrow T_1 = \frac{0,72}{2} * \frac{6}{3}$$

$$\Rightarrow T_1 = 0,72 \text{ KN}$$

* Effort dans la lierne L₂

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow T_2 - T_1 - t_u \frac{l}{3} = 0$$

$$\Rightarrow T_2 = T_1 + \frac{t_u l}{3}$$

$$\Rightarrow T_2 = 0,72 + \frac{0,72 * 6}{3}$$

$$\Rightarrow T_2 = 2,16 \text{ KN}$$

* Effort dans les liernes L₃ à L₁₃

Tableau 19: Efforts sollicitant chaque lierne

Liernes	L ₃	L ₄	L ₅	L ₆	L ₇	L ₈	L ₉	L ₁₀	L ₁₁	L ₁₂	L ₁₃
Efforts (KN)	3,60	5,04	6,48	7,92	9,36	10,8	12,24	13,68	15,12	16,56	18

* Effort dans la lierne L₁₄

$$\cos \beta L_{14} = \frac{L_{13} + 0,94}{2}$$

$$L_{14} = \frac{L_{13} + 0,94}{2 \cos \beta}$$

$$L_{14} = \frac{18 + 0,94}{2 \cos \beta}$$

$$\arctan\left(\frac{2}{0,5}\right) = \beta$$

$$\beta = 45^\circ$$

$$L_{14} = \frac{18 + 0,94}{2 \cos 45}$$

$$L_{14} = 13,39 \text{ KN}$$

$$T_{max} = T_{13} = 18 \text{ KN}$$

2.5 Détermination des efforts dans les barres

A l'aide du Logiciel ROBOT nous avons déterminé les efforts dans les barres.

Tableau 20: Efforts dans les diagonales

Barre N°	Eléments	1,35G+1,5Q	1,35G+1,5Wn	G+1,75Wn
5	Diagonal	-108,06	138,73	27,12
6		101,18	-116,33	-44,23
7		-102,31	72,64	46,68
8		66,4	-52,48	-37,98
9		223,34	-118,55	-123,02
10		-197,98	97,43	100,99
11		169,8	-67,87	-95,32
12		-131,78	-52,09	66,62
13		100,44	-38,42	-53,98
14		-73,38	-29,77	31,87
15		55,41	23,58	-27,98
16		-35,59	-19,88	10,28
17		19,96	10,12	-6,38
18		-44,99	18,53	19,88
80		275,02	-203,64	-182,97
81		-189,2	116,24	114,84
82		120,86	-79,22	-80,01
83		-78,15	48,05	45,31

84		43,48	-32,34	-30,06
85		-19,61	12,35	7,77
86		0,75	-7,16	-2,75
87		14,72	-7,78	-13,89
88		-28,35	-12,55	15,96
89		39,01	-21,88	-29,13
90		-50,59	22,58	29,81
91		58,07	-32,51	-40,8
92		-71,51	35	43,48
93		17,38	-11,28	-14,16

Tableau 21: Efforts dans les montants

Barre N°	Eléments	1,35G+1,5Q	1,35G+1,5Wn	G+1,75Wn
20	Montant	3,64	-9,81	-8,24
21		3,64	-28,86	-28,35
22		18,42	-12,37	-15,3
23		11,24	-10,05	-10,62
24		8,68	-8,42	-8,98
25		8,11	-5,32	-8,78
94		13,89	-15,25	-14,35
95		8,66	-10,22	-10,32
96		6,19	-8,36	-8,37
97		4,45	-6,99	-6,98
98		3,08	-5,97	-5,93
99		6,44	-7,56	-7,87
26	Poinçon	-26,52	11,89	13,56

Tableau 22: Efforts dans l'arbalétrier et l'entrait

Barre N°	Eléments	1,35G+1,5Q	1,35G+1,5Wn	1,35G+1,5W3
2	Arbalétrier	407,54	223,13	-225,22
78		407,03	211,16	-224,93
3	Entrait	-393,36	-176,9	162,44
79		-408,95	211,16	170,91

2.6 Calcul des pannes

Calcul des pannes

Soit un profilé Z200 * 2 S420

* Descente des charges

$$G = 0,12KN/m^2 = 0,18KN/ml$$

$$Q = 0,44 KN/ml$$

$$W = -2,3 KN/ml$$

* Combinaison des actions

$$ELU \left\{ \begin{array}{l} (1,35G + 1,5Q).1,25 \Rightarrow (1,35 * 0,18 + 1,5 * 0,44). 1,25 = 1,103 KN/ml \\ (G + 1,75W_3). 1,25 \Rightarrow (0,18 + 1,75 * (-2,3)). 1,25 = -4,85 KN/ml \end{array} \right\}$$

$$ELS \left\{ \begin{array}{l} (G + Q). 1,25 \Rightarrow (0,18 + 0,44)1,25 = 0,78 KN/ml \\ (G + W)1,25 \Rightarrow (0,18 - 2,3)1,25 = -2,65 KN/ml \end{array} \right\}$$

* Cas défavorables

$$ELU \Rightarrow Cas 2 : n_u = 4,85 KN/ml$$

$$ELS \Rightarrow Cas 2 : n_{ser} = 2,65 KN/ml$$

$$t_u = n_u \sin \alpha \Rightarrow t_u = 4,85 \sin 8,53 = 0,72 KN/ml$$

$$f_u = n_u \cos \alpha \Rightarrow f_u = 4,85 \cos 8,53 = 4,80 KN/ml$$

$$t_{ser} = n_{ser} \sin \alpha \Rightarrow t_{ser} = 2,65 \sin 8,53 = 0,39 KN/ml$$

$$f_{ser} = n_{ser} \cos \alpha \Rightarrow f_{ser} = 2,65 \cos 8,53 \Rightarrow 2,62 KN/ml$$

* Vérification vis-à-vis du moment fléchissant

✚ Sans lierne

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{cy,rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{cz,rd}} \leq 1$$

$$M_{y,sd} = \frac{f_u * l_y^2}{8}$$

$$M_{y,sd} = 15 KN.m$$

$$M_{z,sd} = \frac{t_u * l_z^2}{8}$$

$$M_{z,sd} = 2,25 KN.m$$

$$M_{cy,rd} = \frac{f_y \cdot W_{yeff}}{\gamma M_1}$$

$$M_{cy,rd} = 10,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{cz,rd} = \frac{f_y \cdot W_{zeff}}{\gamma M_1} = \frac{280 \cdot 10^3 * 8,91 \cdot 10^{-6}}{1,1}$$

$$M_{cz,rd} = 2,27 \text{ KN.m}$$

$$\frac{15}{10,42} + \frac{2,25}{2,27} = 2,43 > 1 ; \text{condition non vérifiée}$$

Choisissons un profilé Z200 * 2,0 S500

$$M_{y,sd} = 15 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,sd} = 2,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{cy,rd} = \frac{500 \cdot 10^3 * 40,93 \cdot 10^{-6}}{1,1}$$

$$M_{cy,rd} = 18,60 \text{ KN.m}$$

$$M_{cz,rd} = \frac{500 \cdot 10^3 * 8,91 \cdot 10^{-6}}{1,1}$$

$$M_{cz,rd} = 4,05$$

$$\frac{15}{18,60} + \frac{2,25}{4,05} = 0,98 < 1 ; \text{condition non vérifiée}$$

 Avec lierne

Choisissons un profilé Z200 * 2 S420

$$M_{y,sd} = 15 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,sd} = 0,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{cy,rd} = \frac{420 \cdot 10^3 * 40,93 \cdot 10^{-6}}{1,1}$$

$$M_{cy,rd} = 15,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{cZ,rd} = \frac{420.10^3 * 8,91.10^{-6}}{1,1}$$

$$M_{cZ,rd} = 4,05 \text{ KN.m}$$

$$\frac{15}{15,63} + \frac{0,25}{4,05} = 1 \leq 1 \text{ *condition vérifiée*}$$

* Vérification vis-à-vis du déversement

$$M_{y,sd} = 15 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} < M_{c,rd} = \frac{Z_{LT} f_y W_{yeff}}{\gamma M_1}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{f_y W_{yeff}}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E I_Z}{(KL)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_Z} + \frac{(K \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_Z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 - (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2}$$

$$K = 1, I_Z = 56,61, I_w = 4328,68, I_t = 9, K_w = 1$$

$$C_1 = 1,132, C_2 = 0,459, C_3 = 0,525$$

$$Z_g = Z_\alpha - Z_s; Z_s = 0; Z_\alpha = 100 \text{ mm}$$

$$Z_g = Z_\alpha = 10 \text{ cm}; Z_j = Z_s - \frac{A}{2I_y} = -0,008 \approx 0$$

$$M_{cr} = 160,76,31 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,33 < 0,4 \Rightarrow X_{Lt} = 1$$

$$M_{c,rd} = 15,62 \text{ KN.m} > M_{y,sd} = 15 \text{ KN.m} \quad \text{OK}$$

* Vérification de la flèche

– Par rapport à y

$$v = \frac{5 f_{ser} L^4}{384 E I_y} \leq \frac{L}{200}$$

$$v = 2,47 < 2,5 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

Par rapport à Z

$$w = 0,41 \frac{5 * t_{ser} * L^4}{384 * EI_Z} \leq \frac{L}{200}$$

$$w = 0,09 < 0,83 \quad \text{OK}$$

Retenons un profilé Z200 * 2 S420

2.7 Calcul des liernes

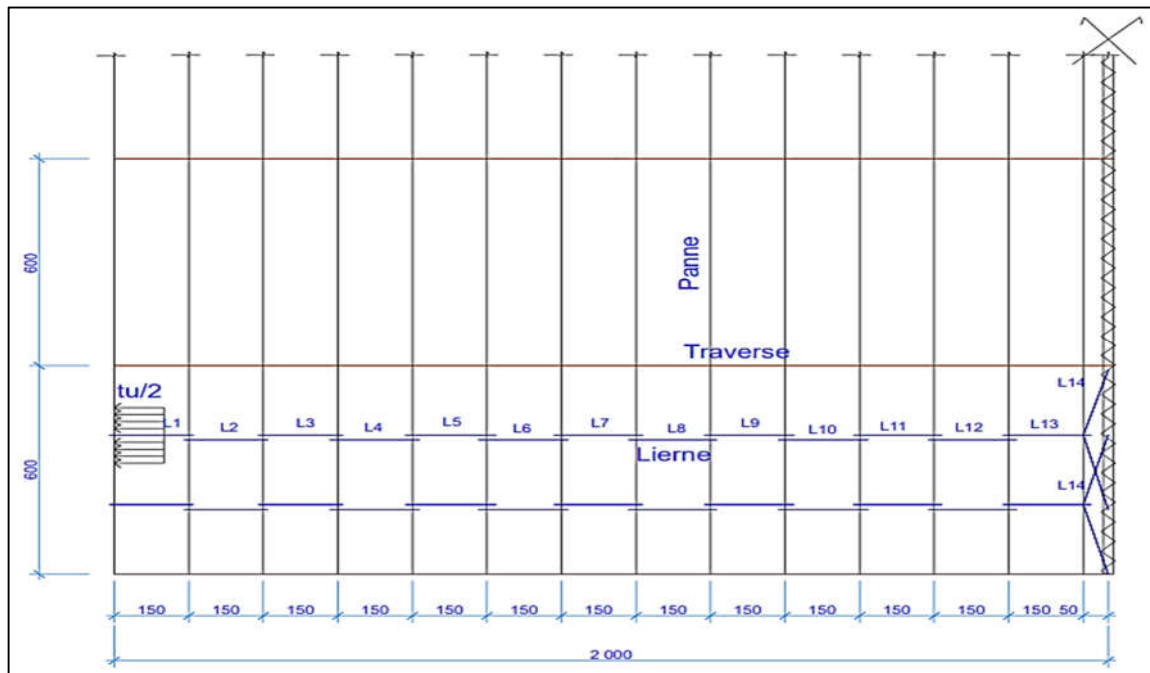


Figure 20: Disposition des liernes

$$G = \frac{T}{A_s} \leq \frac{f_y}{\gamma M_o}$$

$$A_s \geq \frac{T \cdot \gamma M_o}{f_y}$$

$$A_s \geq \frac{18 * 1,1}{23,5}$$

$$A_s \geq 0,85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Or } A_s = \frac{\pi d^2}{4} \geq 0,85 \Rightarrow d \geq \left[\frac{4 * 0,85}{\pi} \right]^{0,5}$$

$$d \geq 1,0 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

Prenons $\emptyset = 10 \text{ mm}$

2.8 Dimensionnement des éléments de la ferme

- **Arbalétrier**

$$N_{max} = 407,54 \text{ KN}$$

$$L_o = 20,22\text{m} = 2022\text{cm}$$

$$A^{née} \geq \frac{N_{max} \gamma M_o}{X \cdot f_y \beta_A}$$

Soit une section de classe 1 avec $x = 0,4$ et $\beta_A = 1$

$$A^{née} = \frac{407,54 \times 1,1}{0,4 \times 23,5 \times 1}$$

$$A^{née} \geq 47,69 \text{ cm}^2$$

Soit 2L 120x120x11 avec $A = 50,80 \text{ cm}^2$

$$i_y = 3,66 \text{ cm}$$

Vérification

- Profilé de classe 1
- Longueur de flambement

$$l_{ky} = 0,9l_o$$

$$l_{ky} = 153 \text{ cm}$$

- Elancement

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{153}{3,66}$$

$$\lambda_y = 42,5$$

- Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_k}$$

$$\lambda_k = 93,9 \text{ Car Acier S235}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{42,5}{93,9}$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,45 > 0,2 \text{ Risque de flambement}$$

– Courbe de flambement

Courbe c

Coef χ

$$\bar{\lambda}_y = 0,45 \rightarrow \chi_y = 0,8702$$

– N_{rst}

$$N_{rst} = \frac{\chi f_y \beta_A A}{\gamma \text{ ou } 1,1}$$

$$= \frac{0,8702 * 23,5 * 1 * 50,80}{1,1}$$

$$N_{rst} = 944,35 \text{ KN} > N_{max}$$

OK

Retenons 2L 120x120x11

• Entrait

$$N_{max} = 408,93 \text{ KN}$$

$$N_{rst} = \min[N_{pL}; N_u] > N_{max}$$

$$N_{pL} = \frac{A f_y}{\gamma M_o}$$

$$A \geq \frac{N_{max} * \gamma M_o}{f_y} = \frac{408,93 * 1,1}{23,5}$$

$$A \geq 19,14 \text{ cm}^2$$

Soit 2L 80x80x8 avec $A = 24,6 \text{ cm}^2$

$$N_{pL} = \frac{24,6 * 23,5}{1,1}$$

$$N_{pL} = 525,55 \text{ KN}$$

$$N_u = \frac{0,9A_{net}f_u}{\gamma M_2}$$

$$A_{net} = 0,85 \cdot A = 20,91 \text{ cm}^2$$

$$N_u = \frac{0,9 \cdot 20,91 \cdot 36,0}{1,25}$$

$$N_u = 541,99 \text{ KN}$$

$$N_{rst} = 525,55 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

Retenons 2L 80x80x8

- **Diagonal**

* Tendue

$$N_{max} = 275,02 \text{ KN}$$

$$A = \frac{N \cdot \gamma M_0}{f_y} = \frac{275,02 \times 1,1}{23,5}$$

$$A = 12,87 \text{ cm}^2$$

Soit 2L70 x 70 x 7 avec

$$A = 18,80 \text{ cm}^2$$

$$N_{rst} = \min[N_{pt}; N_u] > N_{max}$$

$$N_{max} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0}$$

$$N_{pt} = \frac{18,80 \times 23,5}{1,1} = 485,98 \text{ KN}$$

$$N_u = \frac{0,9f_uA_{net}}{\gamma M_2}$$

$$N_u = \frac{0,9 \times 36,0 \times 18,80 \times 0,85}{1,25} = 414,20 \text{ KN}$$

$$N_{rst} = 414,20 > N_{max} = 275,02 \text{ KN}$$

OK

Retenons 2L 70x70x7

* Comprimée

$$N_{max} = 203,64 \text{ KN}$$

$$L_o = 166 \text{ cm}$$

$$A = \frac{N_{max} \times \gamma M_o}{X f_y \beta_A}$$

Supposons $X = 0,4$ et $\beta_A = 1$

$$A = \frac{203,64 \times 1,1}{0,4 \times 23,5 \times 1}$$

$$A = 23,83 \text{ cm}^2$$

Soit $2L 80 \times 80 \times 8$ avec $A = 24,60 \text{ cm}^2$; $i_y = 2,43 \text{ cm}$

Vérification

– Longueur de flambement

$$l_{ky} = l_{kz} = 0,8 l_o$$

$$l_{ky} = 0,8 \times 166 = 132,8 \text{ cm}$$

– Elancement

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{132,8}{2,43} = 56,65$$

– Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_y = 0,6$$

– Courbe de flambement

Courbe C

– Coefficient X

$$\bar{\lambda}_y = 0,6 \xrightarrow{c} X_y = 0,7854$$

$$N_{rst} = \frac{\chi \cdot f_y \cdot \beta_A \cdot A}{\gamma M_1}$$

$$N_{rst} = \frac{0,7854 \times 23,5 \times 1 \times 24,60}{1,1}$$

$$N_{rst} = 412,76 > N_{max} = 203,64$$

OK

N_{rst} étant plus du double N_{max} ;

Soit

$$\chi = \frac{0,7854 + 0,4}{2}$$

$$\chi = 0,5927$$

$$A = \frac{203,64 * 1,1}{0,5927 * 23,5}$$

$$A = 16,08 \text{ cm}^2$$

Soit 2L 70x70x7 avec $A = 18,80 \text{ cm}^2$; $i_y = 2,12 \text{ cm}$

$$\lambda_y = \frac{132,8}{2,12} = 62,64$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,67 \Rightarrow \chi = 0,7429$$

$$N_{rst} = \frac{0,7429 * 23,5 * 1 * 18,80}{1,1}$$

$$N_{rst} = 298,38 > N_{max} = 226,58 \text{ KN}$$

OK

Retenons 2L 70x70x7

- **Montant**

$$N_{max} = 28,86 \text{ KN}$$

$$L_o = 95 \text{ cm}$$

Soit $X = 0,3$; $\beta_A = 1$

$$A = \frac{28,86 * 1,1}{0,3 * 23,5 * 1} = 4,50 \text{ cm}^2$$

Soit 2L50 * 50 * 5 avec $A = 9,60 \text{ cm}^2$; $i_y = 1,51 \text{ car}$

Vérification

- Longueur de flambement

$$L_{ky} = 76cm$$

- Elancement

$$\lambda_y = 50,33$$

- Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_y = \frac{50,33}{93,9} = 0,54$$

- Coefficient χ

$$\bar{\lambda}_y = 0,54 \Rightarrow \chi_y = 0,8200$$

$$N_{rst} = \frac{\chi f_y \beta_A A}{\gamma M_1}$$

$$N_{rst} = 168,17 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

Retenons 2L 50x50x5

- **Poinçon**

$$N_{max} = 26,52 \text{ KN}$$

$$A = \frac{N \cdot \gamma M_o}{f_y}$$

$$A = 1,24 \text{ cm}^2$$

Soit 2L 20 * 20 * 3 avec $A = 2,24 \text{ cm}^2$

$$N_{rst} = \min[N_{pi}; N_u] > N_{max}$$

$$N_{PL} = \frac{A f_y}{\gamma M_o}$$

$$N_{PL} = 47,85 \text{ KN}$$

$$N_u = \frac{0,9 * f_u * A_{net}}{\gamma M_2}$$

$$N_u = 49,35 \text{ KN}$$

$$N_{rst} = 47,85 \text{ KN} > N_{max} = 26,52 \text{ KN}$$

OK

Retenons 2L 50x50x5

Tableau 23: Récapitulatif du choix des profilés

Eléments	Efforts KN	Choix du profilé
Arbalétrier	407,54	2L * 120 * 120 * 11
Entrait	408,95	2L80 * 80 * 8
Diagonale	275,02	2L70 * 70 * 7
Montant	28,86	2L50 * 50 * 5
Poinçon	26,52	2L50 * 50 * 5

2.9 Calcul du plancher mixte de type collaborant

Longueur :	120 m
Largeur :	6 m
Epaisseur moyenne dalle de béton :	7,5 cm
Entraxe solive :	1,50 m
fc28 :	22 MPa
fy :	235 MPa

2.9.1 Calcul des solives

La détermination du profilé se fait par tâtonnement.

Prenons un **IPE 270**

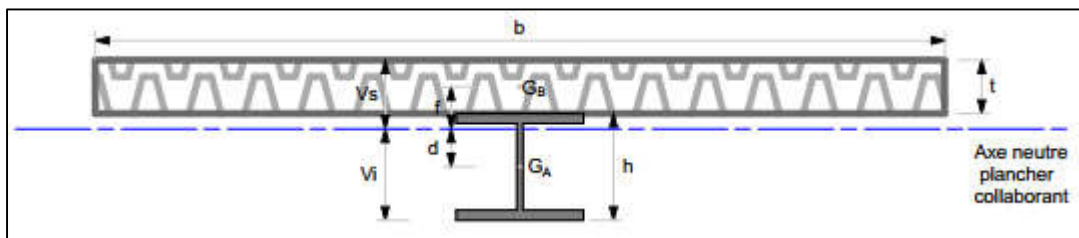


Figure 21: Coupe transversale du plancher collaborant

G_B : est le centre de gravité de la dalle de béton

G_A : est le centre de gravité de la solive

2.9.1.1 Détermination de l'inertie de montage solive-dalle

Section d'inertie

$$S = A + \frac{B}{n}$$

$$S = 78,1 + \frac{150 * 7,5}{15}$$

$$S = 153,1 \text{ cm}^2$$

Soit d la position de l'axe neutre (Δ) par rapport au centre de gravité de la solive.

$$d = \frac{b * t}{n} * \frac{t + h}{2 * S}$$

$$d = 6,74 \text{ cm}$$

$$V_i = \frac{h}{2} + d$$

$$V_i = 16,74 \text{ cm}$$

$$V_s = h + t - V_i$$

$$V_s = 10,76 \text{ cm}$$

$$I = I_A + A * d^2 + \frac{b * t^3}{12n} + \frac{b * t}{n} \left(\frac{t + h}{2} - d \right)^2$$

$$I = 19596,07 \text{ cm}^4$$

2.9.1.2 Moment fléchissant dans la section mixte

$$M = (1,35 * 6,64 + 1,5 * 3,75) * \frac{6^2}{8}$$

$$M = 65,65 \text{ kN.m}$$

2.9.1.3 Contrainte de flexion dans la solive

- Traction

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{I} V_i$$

$$\sigma_{ai} = -67,71 \text{ MPa}$$

- Compression

$$\sigma_{as} = \frac{M}{I} (V_s - t)$$

$$\sigma_{as} = -7,30 \text{ MPa}$$

2.9.1.4 Contrainte dans la section de la dalle

- Fibres supérieures

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

$$\sigma_{bs} = 2,16 \text{ MPa}$$

- Fibres inférieures

$$\sigma_{bi} = \frac{M}{n \cdot I} (V_s - t)$$

$$\sigma_{bi} = -0,49 \text{ MPa}$$

2.9.1.5 Contrainte additionnelle de retrait

Le durcissement du béton après coulage s'accompagne d'un retrait. Mais la dalle étant dans ce cas solidarisée avec les solives en acier, ces derniers s'opposent au raccourcissement de la dalle à l'interface acier-béton. Ce phénomène provoque le raccourcissement de la poutre et un allongement de la dalle par rapport à sa position d'équilibre.

$$\beta = \frac{h + t}{2}$$

$$\beta = 12,75 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{I_A}{A * \beta}$$

$$\alpha = 5,72 \text{ cm}$$

$$K = \frac{BE_a \varepsilon \beta A}{nI_A A + BI_A + BA\beta^2}$$

$$K = 0,17 \text{ MPa}$$

Alors

$$\sigma'_{as} = K * y_1$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha$$

$$\sigma'_{as} = -26,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_{ai} = K(h - y_1)$$

$$\sigma'_{ai} = -7,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_{bs} = \frac{1}{n}(E_a \varepsilon - K y_2)$$

$$y_2 = y_1 + t$$

$$\sigma'_{bs} = 2,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_{bi} = \frac{1}{n}(E_a \varepsilon - K y_1)$$

$$\sigma'_{bi} = -2,62 \text{ MPa}$$

2.9.1.6 Contrainte finale

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{as} = -34,02 \text{ MPa} \\ \sigma_{ai} = -75,29 \text{ MPa} \end{array} \right\} < f_y = 235 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{bs} = 4,7 \text{ MPa} \\ \sigma_{bi} = -3,11 \text{ MPa} \end{array} \right\} < 0,5 f_{c28} = 11 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

2.9.1.7 Vérification de l'effort tranchant des solives

- Descente des charges

Dalle de béton + revêtement :	5,625 KN/ml
Bac acier 8/10 :	0,375 KN/ml
Poids propre solive :	0,64 KN/ml
Total :	6,64 KN/ml

Charge permanente G=6,64 KN/ml

Charge d'exploitation Q=3,75 KN/ml

$$V = 1,5(1,35 * 6,64 + 1,5 * 3,75)$$

$$V = 21,88 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{21,88}{200 * 8,5}$$

$$\tau = 12,87 \text{ MPa} < 0,58 f_y = 136,3 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

2.9.1.8 Vérification de la flèche

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{250}$$

$$f = 1,87\text{cm} < 2,4\text{ cm} \quad \quad \quad \textbf{OK}$$

2.9.2 Calcul de la poutre maitresse

Pour des raisons de sécurité nous calculerons les poutres en travée indépendante.

- Descente des charges

Dalle BA d'épaisseur moyenne 7,5 cm :	11,25 KN/ml
Poids solive IPE 270 :	0,31 KN/ml
Poids propre poutre (estimé) :	1 KN/ml
Total :	12,54 KN/ml

Charge permanente $G = 12,54\text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation $Q = 15\text{ KN/ml}$

- Combinaison des charges

ELU

$$1,35G + 1,5Q = 39,87\text{ KN/ml}$$

ELS

$$G + Q = 27,87\text{ KN/ml}$$

2.9.2.2 Dimensionnement à la rigidité

$$I \geq \frac{5 * 250 * ql^3}{384E}$$

$$I \geq 13349,33\text{ cm}^4$$

Soit un profilé IPE 360 avec $I = 16270\text{ cm}^4$; $b = 170\text{mm}$; $h = 360\text{mm}$; $W_{ply} = 1019\text{ cm}^3$

2.9.2.3 Vérification de la résistance en flexion

$$M = 179,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{Pl_y} = W_{Pl_y} * f_y$$

$$M_{Pl_y} = 1019 * 235.10^{-2}$$

$$M_{Pl_y} = 2394,65 \text{ KN.m}$$

$$M < M_{Pl} \quad \text{OK}$$

2.9.2.4 Vérification de l'effort tranchant

$$V = 119,61 \text{ KN}$$

Contrainte de cisaillement

$$\tau = 46 \text{ MPa} < 0,58f_y = 136,3 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

2.10 Calcul des portiques

- Charges appliquées

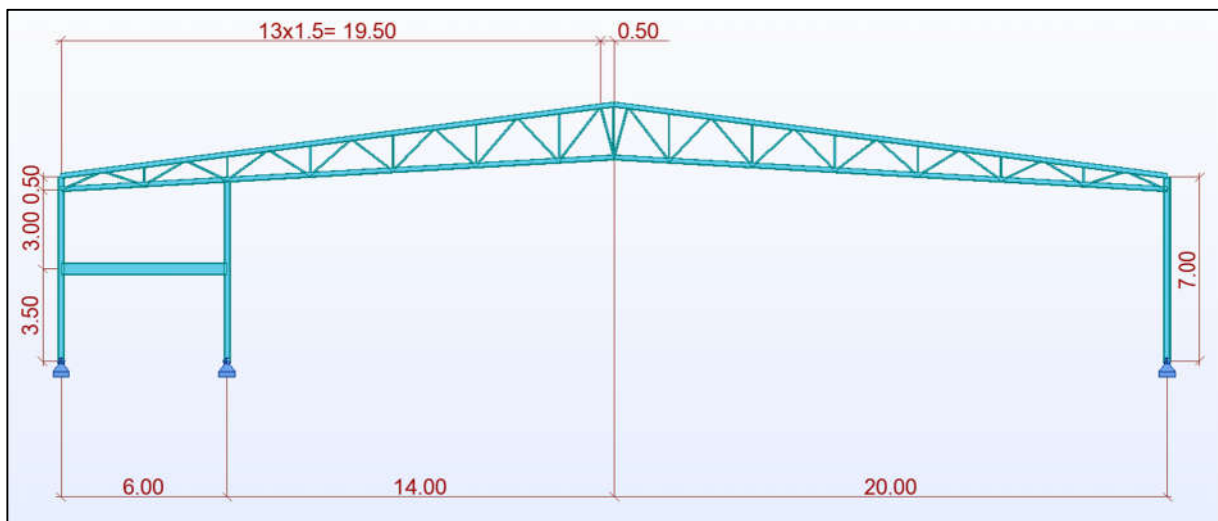


Figure 22: Un portique du projet

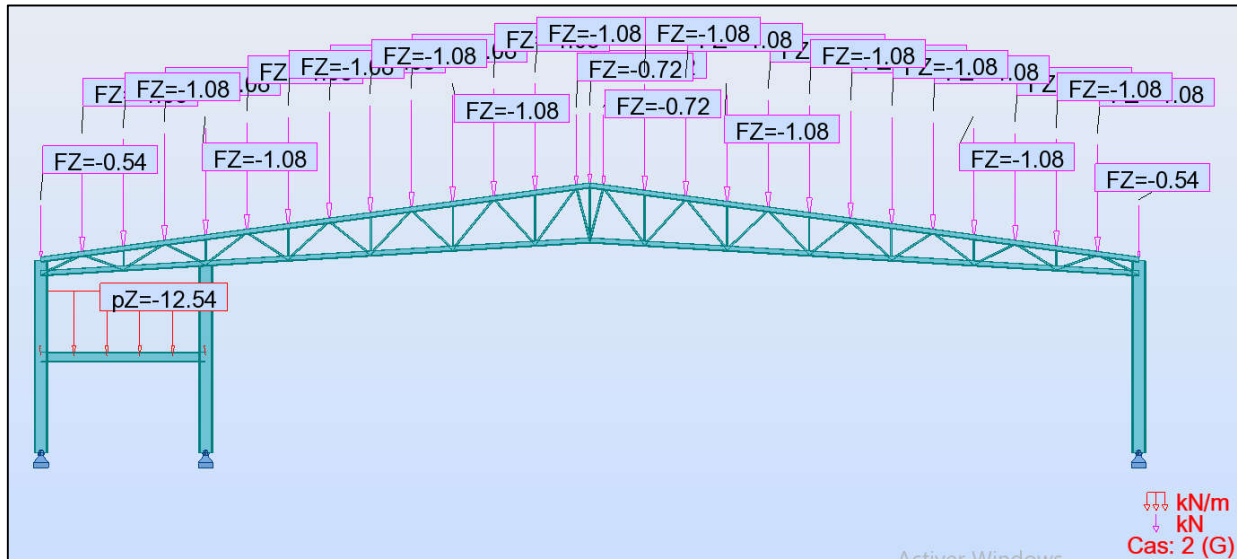


Figure 23: Charges permanentes appliquées sur un portique

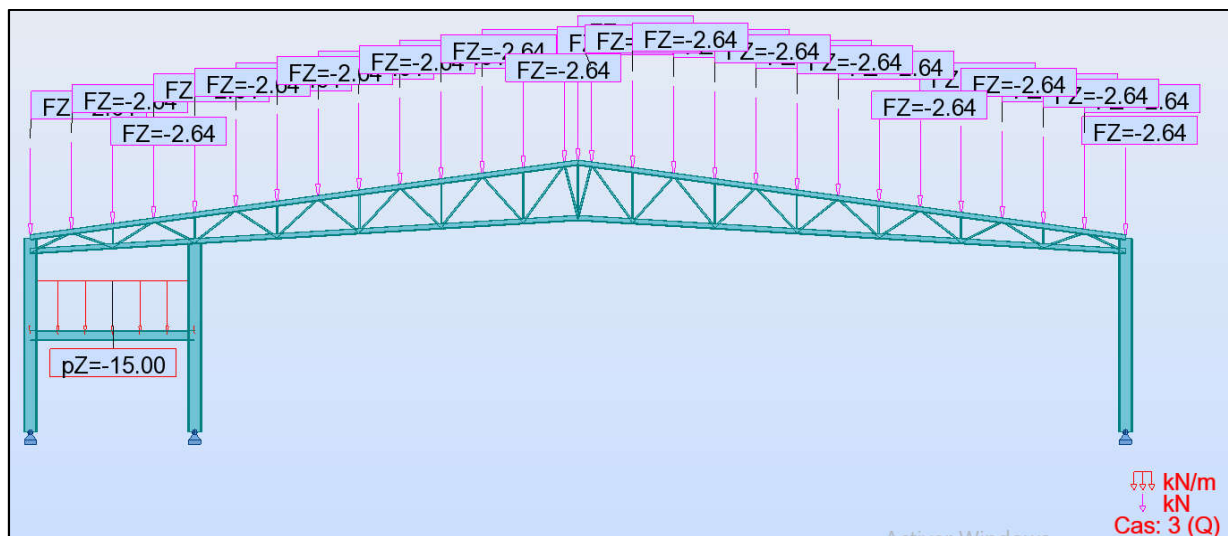


Figure 24: Charges d'exploitations appliquées sur un portique

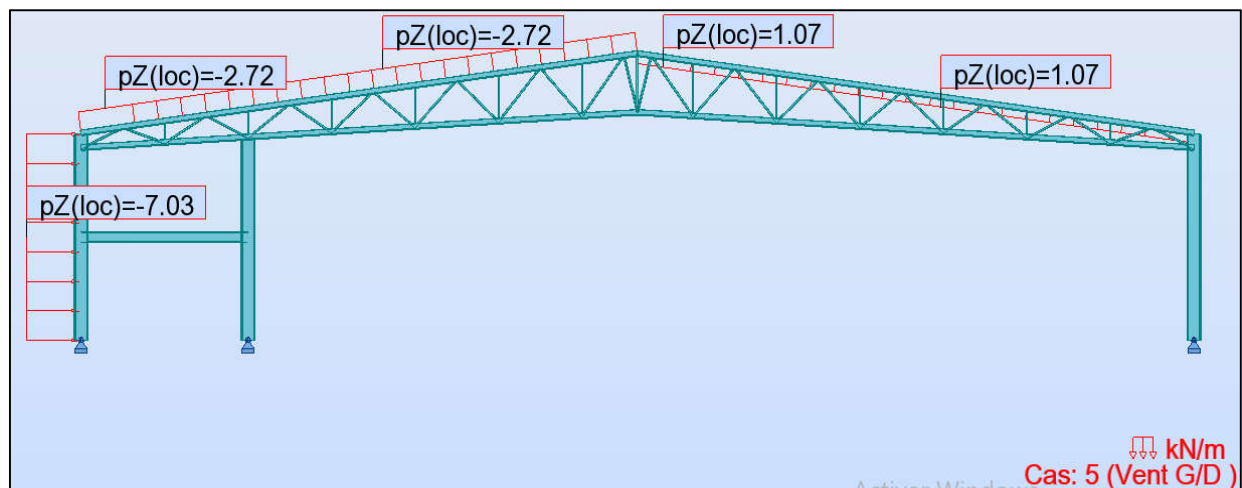


Figure 25: Charges du vent Gauche-Droite sur un portique

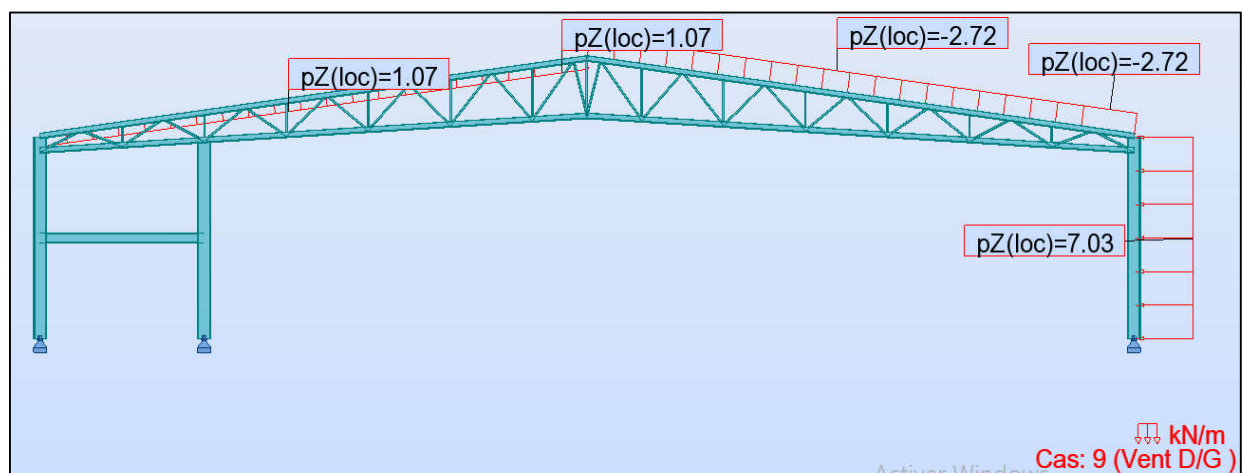


Figure 26: Charges du vent Droite-Gauche sur un portique

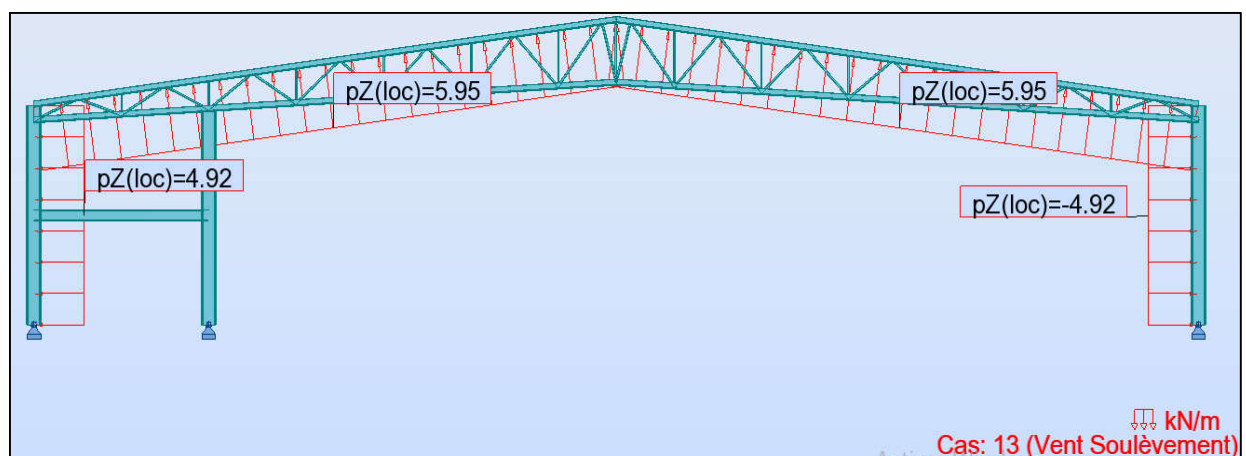


Figure 27: Charges du vent de soulèvement sur un portique

- Sollicitations

Coefficient de rigidité k de l'encastrement

$$k = \frac{I_{traverse} * h_{poteau}}{I_{poteau} * d}$$

$$d = \frac{l}{2\cos\alpha}$$

$$k = \frac{2h\cos\alpha}{l}$$

$$k = 0,69$$

Tableau 24: Récapitulatif des charges et sollicitations

Actions	Cas de charge	Charge en (kN/ml)	Réactions d'appuis (kN)				Moments fléchissant (kN.ml)		
			$H_A \rightarrow$	$H_E \leftarrow$	$V_A \uparrow$	$V_E \uparrow$	M_B	M_C	M_D
Charges permanentes	A	1,92	31,02	31,02	38,40	38,40	-217,13	83,06	-217,13
Charges d'exploitations	A	2,20	6,38	6,38	44	44	-44,57	48,11	-44,57
Charges variables W_n	W₁	B	7,03	-99,79	140,6	140,6	698,54	616,46	698,54
	W₂	C	7,03	37,02	-4,31	4,31	86,90	-31,16	-84,63
	W₃	D	5,95	9,26	-3,64	3,64	64,82	16,93	80,96
	Total	-53,51	-55,21	132,65	148,55	850,26	602,23

Tableau 25: Combinaison des charges

	$H_A \rightarrow$	$H_E \leftarrow$	$V_A \uparrow$	$V_E \uparrow$	M_B	M_C	M_D
ELU							
1,35G+1,5Q	51,45	51,45	117,84	117,84	-359,98	184,30	-359,98
G+1,5 ΣW_n	-49,25	-51,80	237,38	261,23	1058,26	986,405	825,18
ELS							
G+Q	37,40	37,40	82,40	82,40	-261,70	131,17	-266,70
G+ ΣW_n	-22,49	-24,19	171,05	186,95	633,13	685,29	477,74

$$M_{max} = 1058,26 \text{ kN.m}$$

$$N_{max} = 261,23 \text{ kN}$$

Dimensionnement à la résistance

$$W_{ply}^{nec} \geq \frac{M_{max} * \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{ply}^{nec} \geq 4503,23 \text{ cm}^3$$

Soit HEB 500 avec $W_{ply} = 4815 \text{ cm}^3$; $A = 218 \text{ cm}^2$; $I_y = 107200 \text{ cm}^4$;

$$I_z = 12620 \text{ cm}^4; i_y = 21,19 \text{ cm}; i_z = 7,27 \text{ cm}$$

Vérification

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_{ply}} + \frac{N}{A} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\sigma = \frac{105826}{4815} + \frac{261,23}{218}$$

$$\sigma = 23,18 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \text{OK}$$

Vérification du déplacement de la tête des poteaux

- Cas 1 : G+Q

$$\Delta_1 = \frac{0,18 h^3 H_A}{E I_y} \leq \frac{h}{300}$$

$$H_A = 3740 \text{ daN}; h = 700 \text{ cm}$$

$$\Delta_1 = 1,02 \text{ cm} < \frac{700}{300} = 2,33 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- Cas 2 : G+Wn

$$\Delta_2 = \frac{0,54}{E I_y} \left(\frac{H_A h^3}{3} - \frac{W_1 h^4}{8} \right) \leq \frac{h}{300}$$

$$\Delta_2 = 0,11 \text{ cm} < 2,33 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

➤ **Vérification au flambement**

$$M_B = 359,98 \text{ kN.m}$$

$$N_c = 117,84 \text{ kN}$$

$$S235 ==> \varepsilon = 1$$

$$l_0 = 700 \text{ cm}$$

- Classe du profilé

Classe 1

- Facteurs de flambement
 - Longueur de flambement

$$l_{kz} = 0,7 l_0$$

$$l_{kz} = 0,7 * 700$$

$$l_{kz} = 490 \text{ cm}$$

$$\eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{12}} = \frac{K_p}{K_p + K_t} \text{ avec}$$

$$K_p = \frac{I_p}{h} = \frac{107200}{700}$$

$$K_p = 153,14$$

$$K_t = \frac{I_{trav}}{l}$$

Le moment d'inertie de la ferme est calculé en substituant la ferme par une poutre équivalente.

$$I_t = (I_{sup} + S_{sup} * v_{sup}^2 + I_{inf} + S_{inf} * v_{inf}^2) \quad [6]$$

I_{sup} ; I_{inf} : Moment d'inertie respectif des membrures supérieure et inférieure

S_{sup} ; S_{inf} : Aire de section des membrures supérieure et inférieure

v_{sup} ; v_{inf} : Distance entre le centre de gravité de la ferme et les axes des membrures supérieure et inférieure à mi travée.

Position du centre de gravité Z_G

$$Z_G = \frac{\sum S_i * y_i}{\sum A_i}$$

Membrure supérieure : 2L 120x120x11 : $A = 25,4 \text{ cm}^2$; $I_y = 340,6 \text{ cm}^4$; $Z = 270 \text{ cm}$

Membrure inférieure : 2L 80x80x8 : $A = 12,3 \text{ cm}^2$; $I_y = 55,82 \text{ cm}^4$; $Z = 120 \text{ cm}$

$$Z_G = \frac{25,4 * 270 + 12,3 * 120}{25,4 + 12,3}$$

$$Z_G = 221,06 \text{ cm}$$

$$v_{inf} = 221,06 - 120 = 101,06 \text{ cm}$$

$$v_{sup} = 168,94 \text{ cm}$$

$$I_t = (304,6 + 25,4 * 168,94^2 + 55,82 + 12,3 * 101,06^2)$$

$$I_t = 850916,22 \text{ cm}^4$$

$$K_t = \frac{850916,22}{4000}$$

$$K_t = 212,73$$

$$\eta_1 = \frac{153,14}{153,14 + 212,73}$$

$$\eta_1 = 0,42$$

$$\eta_2 = \frac{K_c}{K_c}$$

$$\eta_2 = 1$$

$$l_{ky} = l_0 \sqrt{\frac{1 - 0,2(\eta_1 + \eta_2) - 0,12\eta_1\eta_2}{1 - 0,8(\eta_1 + \eta_2) + 0,6\eta_1\eta_2}}$$

$$l_{ky} = 700 \sqrt{\frac{1 - 0,2(0,42 + 1) - 0,12(0,42 * 1)}{1 - 0,8(0,42 + 1) + 0,6(0,42 * 1)}}$$

$$l_{ky} = 1676,78 \text{ cm}$$

Élancement

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z}$$

$$\lambda_z = 67,40 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,72$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y}$$

$$\lambda_y = 79,24 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,84$$

- Courbe de flambement

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 1,67 > 1,2 \\ t_f = 28 < 40 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} y \rightarrow a \\ z \rightarrow b \end{cases}$$

- Coefficient χ

$$\bar{\lambda}_y = 0,84 \rightarrow \chi_y = \mathbf{0,7710}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,72 \rightarrow \chi_z = \mathbf{0,7719}$$

- Coefficient K_y

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y * N}{\chi_y * A * f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\beta_{My} = 1,8 \quad \text{Selon le tableau de l'annexe 3}$$

$$\mu_y = -0,16$$

$$K_y = 1,09$$

Vérification

$$\frac{N}{\chi_{min} \frac{A * f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y M_y}{\frac{W_{ely} * f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{148,55}{0,7710 \frac{238,6 * 23,5}{1,1}} + \frac{1,09 * 35998}{\frac{4287 * 23,5}{1,1}} = 0,47 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Le poteau est stable vis-à-vis du flambement

➤ **Vérification au déversement**

$$M_B = 359,98 \text{ kN.m}$$

HEB 500

Facteur de déversement

- Moment critique

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(KL)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)$$

Il est recommandé de prendre $K_w = 1$ à moins d'avoir pris des mesures spéciales d'encastrement vis-à-vis du gauchissement.

$$K = 0,7 ; Z_g = 0 ; Z_j = 0 ; Z_s = 0$$

$$C_1 = 2,092 ; C_2 = 0 ; C_3 = 1,473$$

$$M_{cr} = 597621,61 \text{ kN.m}$$

- Élancement réduit

$$\bar{\lambda}_{LT} = (\beta_M * W_{ply} * f_y / M_{cr})^{0,5}$$

$$\beta_M = 1; \text{ car section de classe 1}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,38$$

- Coefficient χ_{LT}

$$\chi_{LT} = 0,4284$$

Verification

$$M \leq M_{rdv} = \chi_{LT} * W_{ely} * f_y / \gamma_{M1}$$

$$M_{rdv} = 39235,40 \text{ kN. cm}$$

$$M_{rdv} = 392,35 \text{ kN. m} > M = 359,98 \text{ kN. m} \quad \text{OK}$$

Le Poteau est stable vis à vis du déversement

Vérification au voilement local

$$\frac{d}{t_w} = \frac{390}{15} = 26$$

$$26 < 69\varepsilon$$

Donc pas de risque de voilement.

2.11 Calcul des lisses de bardage

Descente des charges

- Charges verticales

Poids propre des lisses :	0,06 kN/m ²
---------------------------	------------------------

Bac alu :	0,02 kN/m ²
-----------	------------------------

Total :	0,08 kN/m²
----------------	------------------------------

- Charge horizontale

Vent W ₁ :	1,284 kN/m ²
-----------------------	-------------------------

Combinaison des charges

ELU

$$P_{uv} = 1,35 * 0,08 * 1,5$$

$$P_{uv} = 0,16 \text{ kN/ml}$$

$$P_{uh} = 1,5 * 1,284 * 1,5$$

$$P_{uh} = 2,889 \text{ kN/ml}$$

ELS

$$P_{ser\ v} = 0,08 * 1,5$$

$$P_{ser\ v} = 0,12 \text{ kN/ml}$$

$$P_{ser\ h} = 1,284 * 1,5$$

$$P_{ser\ h} = 1,926 \text{ kN/ml}$$

- Sollicitations

$$M_z = \frac{P_{uv} * l^2}{8}$$

$$M_z = \frac{0,16 * 6^2}{8}$$

$$M_z = 0,72 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \frac{P_{uh} * l^2}{8}$$

$$M_y = \frac{2,889 * 3^2}{8}$$

$$M_y = 3,25 \text{ kN.m}$$

Dimensionnement

- A la résistance

$$\sigma = \frac{M_y}{W_{ely}} < \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{ely} \geq \frac{M_y * \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{ely} \geq 15,21 \text{ cm}^3$$

Choisissons UPE 80 avec $W_{ely}=26,8 \text{ cm}^3$; $W_{elz}=8 \text{ cm}^3$; $I_y= 107 \text{ cm}^4$; $I_z=25,5 \text{ cm}^4$

Vérification

$$\sigma = \left(\frac{M_y}{M_{ply}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{plz}} \right)^\beta < 1$$

Avec $\alpha = 2$ et $\beta = 1$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\sigma = \left(\frac{3,25}{6,67} \right)^2 + \left(\frac{0,72}{3,06} \right)^1 < 1$$

$$\sigma = 0,47 \text{ kN/m}^2 < 1 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

- A la rigidité

$$v = 0,41 * \frac{5 * P_{serv} * l^4}{384EI_z} \leq \frac{l}{200}$$

$$v = 0,41 * \frac{5 * 0,12 * 300^4}{384 * 2,1 * 10^6 * 25,5} \leq \frac{300}{200}$$

$$v = 0,97 \text{ cm} < 1,5 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

$$w = 0,41 * \frac{5 * P_{serh} * l^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{200}$$

$$w = 2,86 \text{ cm} > 2,5 \text{ cm} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Choisissons UPE 100 avec $W_{ely}=41,4 \text{ cm}^3$; $W_{elz}=10,6 \text{ cm}^3$; $I_y= 207 \text{ cm}^4$; $I_z=38,3 \text{ cm}^4$

- A la résistance

Vérification

$$\sigma = \left(\frac{M_y}{M_{ply}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{plz}} \right)^\beta < 1$$

$$\sigma = 0,28 \text{ kN/m}^2 < 1 \quad \text{OK}$$

- A la rigidité

$$v = 0,41 * \frac{5 * P_{serv} * l^4}{384EI_z} \leq \frac{l}{200}$$

$$v = 0,65 \text{ cm} < 1,5 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

$$W = 0,41 * \frac{5 * P_{serh} * l^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{200}$$

$$w = 1,48 \text{ cm} < 2,5 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

2.12 Calcul des potelets de pignon

Calcul des potelets de pignon

–Descente des charges

1) Lisses de bardage : $0,6 \text{ KN/m}^2$

2) Bac Alu : $0,02 \text{ KN/m}^2$

3) Poids potelet : $0,1 \text{ KN/m}^2$

$$G = 0,18 \text{ KN/m}^2$$

$$W_2 = 1,092 \text{ KN/m}^2$$

–Combinaison d'action

ELU

$$N_u = 11,23 \text{ KN}$$

$$P_{uh} = 9,81 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$N_{ser} = 8,32 \text{ KN}$$

$$P_{serh} = 6,54 \text{ KN/ml}$$

–Sollicitation

Effort de compression

$$N = 11,23 \text{ KN}$$

Moment fléchissant

$$M_y = \frac{P_{uh} * l^2}{8}$$

$$M_y = 72,70 \text{ KN.m}$$

Dimensionnement

- A la rigidité

$$W = \frac{5P_{serh} * l^4}{384 E.I_y} \leq \frac{l}{200}$$

$$I_y = 3702,5 \text{ cm}^4$$

Soit **IPE 240** avec

$$I_y = 3892 \text{ cm}^4 ; I_z = 284 \text{ cm}^4 ; Wel_y = 324 \text{ cm}^3 ; Wel_z = 47,3 \text{ cm}^3 ; W_{PLy} = 367 \text{ cm}^3 ; W_{PLZ} = 73,9 \text{ cm}^3 ; i_y = 9,97 \text{ cm} ; i_z = 2,69 \text{ cm} ; A = 39,1 \text{ cm}^2 ; h = 240 \text{ mm} ; b = 120 \text{ mm}$$

- A la résistance

$$\sigma = \frac{M_y}{Wel_y} + \frac{N}{A} < \frac{f_y}{\gamma M_o}$$

$$\sigma = 22,73 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{f_y}{\gamma M_o} = 23,5$$

$$\sigma < \frac{f_y}{\gamma M_o} \text{ OK}$$

* Vérification au flambement

$$N = 11,23 \text{ KN}$$

$$M_y = 72,70 \text{ KN.m}$$

* Profilé de classe 1

$$\text{Donc } \beta_A = 1$$

* Longueurs de flambement

$$l_{ky} = l_{oy} = 770 \text{ cm}$$

$$l_{kz} = l_{oz} = 150 \text{ cm}$$

* Elancement

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y}$$

$$\lambda_y = 77,23$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{i_K}$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,82$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z}$$

$$\lambda_z = 55,76$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,59 = 0,59$$

* Courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{240}{120} = 2 \quad y - y \rightarrow a$$

$$t_f = 9,8 \quad Z - Z \rightarrow b$$

* Coefficient X

$$\bar{\lambda}_y = 0,82 \Rightarrow \chi_y = 0,7833$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,59 \Rightarrow \chi_z = 0,8418$$

* Coefficient h_y

$$K_y = 1 - \frac{u_{yN}}{\chi_y A f_y}$$

$$u_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{elg}}{W_{elg}}$$

$$u_y = -1,015$$

$$K_y = 1,016$$

$$\frac{N}{X_{min} \frac{A f_y}{\gamma M_1}} + \frac{K_y M_y}{\frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma M_1}} \leq 1$$

$$\frac{11,23}{0,7342 * \frac{39,1 * 23,5}{1,1}} + \frac{1,016 * 7270}{\frac{367 * 23,5}{1,1}} = 0,96 < 1$$

Le potelet est stable vis-à-vis du flambement.

–Vérification au déversement

Sollicitation

$$W_2 = 1,09 \text{ KN/m}^2$$

$$M = 24,23 \text{ KN.m}$$

* Moment critique

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(KL)^2} \cdot \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{0,5} - C_2 Z_g$$

$$Z_a = + \left(h_p + \frac{h_L}{2} \right)$$

$$Z_a = 300 \quad Z_s = Z_j = 0$$

$$K = 1 ; I_t = 12,9 \text{ cm}^4 ; I_w = 37,4 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$$

$$C_1 = 1,132 ; C_2 = 0,459 ; C_3 = 0,525 ; I_z = 284 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = 8031,18 \text{ kN.m}$$

- Élancement réduit

$$\bar{\lambda}_{LT} = (\beta_M * W_{ply} * f_y / M_{cr})^{0,5}$$

$$\beta_M = 1; \text{ car section de classe 1}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,04$$

- Coefficient χ_{LT}

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,04 \Rightarrow \chi_{LT} = 6378$$

Verification

$$M \leq M_{rdv} = \chi_{LT} * W_{ely} * f_y / \gamma_{M1}$$

$$M_{rdv} = 4414,74 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rdv} = 44,14 \text{ kN.m} > M = 24,23 \text{ kN.m} \quad \text{OK}$$

Le Potelet est stable vis à vis du déversement

Vérification au voilement local

$$\frac{d}{t_w} = 30,71$$

$$30,71 < 69$$

Donc pas de risque de voilement.

2.13 Calcul des contreventements

• Poutre au vent pignon

$$W_e = 1,09 \text{ KN/m}^2$$

* Effort en tête du potelet

$$L = 9,70 \text{ m}$$

Entraxe : 6 m

$$F = 47,58 \text{ KN}$$

* Effort dans les diagonales

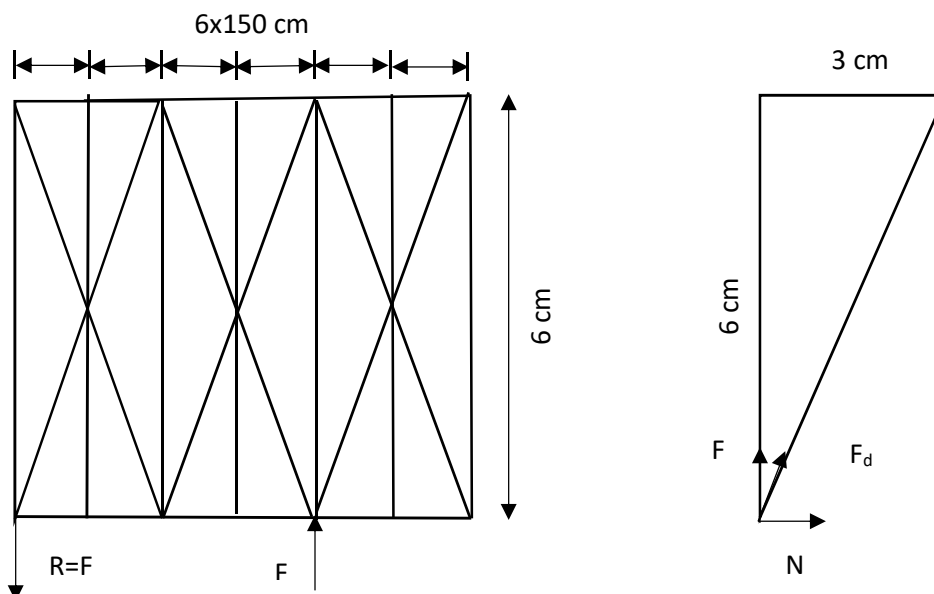


Figure 28: Schéma statique poutre au vent pignon

$$\alpha = 45^\circ$$

$$F_d = 67,29 \text{ KN}$$

* Dimensionnement

$$A \geq \frac{F_d * \gamma M_o}{f_y}$$

$$A \geq 2,86 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière **L40 * 40 * 4** avec $A = 3,08 \text{ cm}^2$

• **Palée de stabilité en Long pan**

$$w_1 = 1,28 \text{ KN/m}^2$$

* Effort en tête du poteau

$$L = 7,50 \text{ m}$$

Entraxe : 6 m

$$P = 43,2 \text{ KN}$$

* Effort dans les diagonales

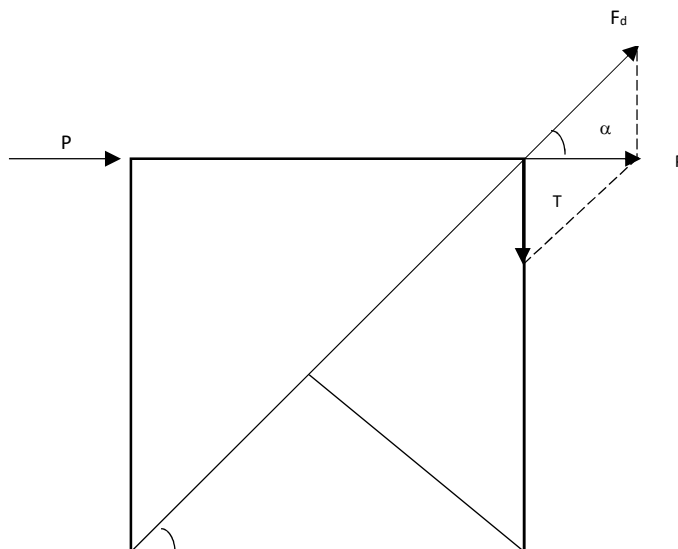


Figure 29: Schéma statique palée de stabilité long pan

$$F_d = \frac{P}{\cos \alpha}$$

$$\alpha = \arctan\left(\frac{7,5}{6}\right)$$

$$\alpha = 51,34^\circ$$

$$F_d = 69,15 \text{ KN}$$

* Dimensionnement

$$A \geq \frac{F_d * \gamma M_o}{f_y}$$

$$A \geq 2,94 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière **L40 * 40 * 4** avec $A = 3,08 \text{ cm}^2$

2.14 Calcul et dimensionnement des échantignolles

* Excentrement t

$$2(b/2) \leq t \leq 3(b/2)$$

$$Z200 * 2 \Rightarrow b = 65 \text{ mm}, h = 200 \text{ mm}$$

$$2(6,5/2) \leq t \leq 3(6,5/2)$$

$$6,5 \leq t \leq 9,75 \text{ cm}$$

Soit $t = 9 \text{ cm}$

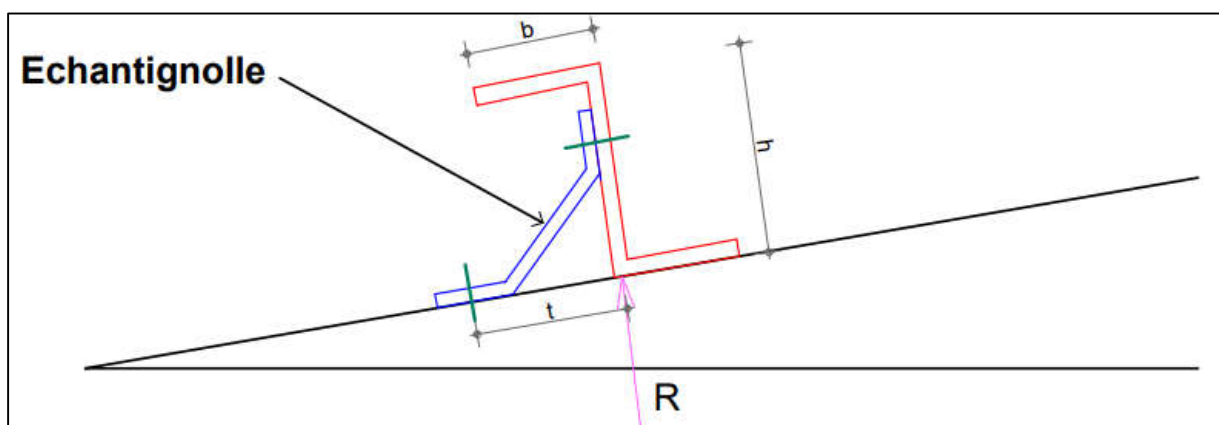


Figure 30: Fixation de l'échantignolle

$$w = 1,21 \text{ KN/m}^2$$

$$R = 5,45 \text{ KN}$$

* Moment de renversement

$$M_r = R * t$$

$$M_r = 4905 \text{ daN.cm}$$

* Dimensionnement de l'échantignole

$$M_r < M_{rd}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma M_o}$$

$$W_{ply} = \frac{M_{rd} * \gamma M_o}{f_y}$$

$$W_{ply} = 2,09 \text{ cm}^3$$

* Epaisseur de l'échantignole

$$W_{rd} = \frac{a * e^2}{6}$$

$$e = \sqrt{\frac{6W_{rd}}{a}}$$

$$a = 16 \text{ cm}$$

$$e = 0,89 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } e = 10 \text{ mm}$$

Nous retenons une **platine d'épaisseur 10 mm, de largeur 160 mm et de longueur 120 mm.**

2.15 Assemblage des éléments de la ferme

2.15.1 Epaisseur des goussets

$$\text{Effort maximal } N_{max} = 408,95 \text{ kN}$$

Choisissons une épaisseur de 12 mm pour les goussets

2.15.2 Dimensionnement des boulons

Tableau 26: Récapitulatif des efforts maximaux

Eléments	Type de profilés	Efforts maximaux en kN
Arbalétrier	2L 120*120*25	407,54
Entrait	2L 80*80*8	408,95
Diagonale	2L 70*70*7	275,02
Montant	2L 50*50*5	28,86

2.15.2.1 Boulon des arbalétriers

Soit des boulons de diamètre 14 mm de classe 4.6 avec une section résistante
 $A_s=115 \text{ mm}^2$

$$f_{ub} = 400 \text{ MPa}$$

- Résistance au cisaillement des boulons

$$N_{max} \leq F_v = \frac{m * 0,6 * f_{ub} * n * A_b}{\gamma_{Mb}}$$

avec m le nombre de plan de cisaillement et n le nombre de boulon

$$n \geq \frac{N_{max} * \gamma_{Mb}}{m * 0,6 * f_{ub} * A_b}$$

$$n \geq 9,22$$

Soit $n=10$ boulons

- Résistance à la pression diamétrale

$$N_{max} \leq F_b = \frac{2,5\alpha * f_u * n * d * t}{\gamma_{Mb}}$$

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e1}{3d0}; \frac{p1}{3d0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha = 0,48$$

$$F_b = 483,84 \text{ kN} > 407,54 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

2.15.2.2 Boulon des entrails

Soit des boulons de diamètre 14 mm de classe 4.6 avec une section résistante
 $A_s = 115 \text{ mm}^2$

$$f_{ub} = 400 \text{ MPa}$$

- Résistance au cisaillement des boulons

$$N_{max} = 408,95 \text{ kN}$$

$$n \geq 9,26$$

Soit n=10 boulons

- Résistance à la pression diamétrale

$$F_b = 483,84 \text{ kN} > 408,95 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

2.15.2.3 Boulon des diagonales

Soit des boulons de diamètre 14mm de classe 4.6 avec une section résistante
 $A_s = 115 \text{ mm}^2$

$$f_{ub} = 400 \text{ MPa}$$

- Résistance au cisaillement des boulons

$$N_{max} = 275,02 \text{ kN}$$

$$n \geq 6,23$$

Soit n=6 boulons

- Résistance à la pression diamétrale

$$F_b = 302,4 \text{ kN} > 275,02 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

2.15.2.4 Boulon des montants

Soit des boulons de diamètre 14 mm de classe 4.6 avec une section résistante
 $A_s = 115 \text{ mm}^2$

$$f_{ub} = 400 \text{ MPa}$$

- Résistance au cisaillement des boulons

$$N_{max} = 28,86 \text{ kN}$$

$$n \geq 0,65$$

Soit n=1 boulons

- Résistance à la pression diamétrale

$$F_b = 48,38 \text{ kN} > 28,86 \text{ kN} \quad OK$$

Tableau 27: Récapitulatif boulons d'assemblage éléments de ferme

Eléments	Type de profilés	Nombre de boulon
Arbalétrier	2L 120*120*12	10M14
Entrait	2L 80*80*8	10M14
Diagonale	2L 70*70*7	6M14
Montant	2L 50*50*5	1M14

2.16 Assemblage poteau-treillis

Soit des boulons de diamètre 20 mm de classe 4.6 avec une section résistante
 $A_s = 245 \text{ mm}^2$ et une platine de 450*160*10

$$f_{ub} = 400 \text{ MPa}$$

$$N_{max} = 408,95 \text{ kN}$$

- Résistance au cisaillement des boulons

$$N_{max} \leq F_v = \frac{m * 0,6 * f_{ub} * n * A_b}{\gamma_{Mb}}$$

avec m le nombre de plan de cisaillement et n le nombre de boulon

$$n \geq \frac{N_{max} * \gamma_{Mb}}{m * 0,6 * f_{ub} * A_b}$$

$$n \geq 8,69$$

Soit n=8 boulons

- Résistance à la pression diamétrale

$$N_{max} \leq F_b = \frac{2,5\alpha * f_u * n * d * t}{\gamma_{Mb}}$$

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_o}; \frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha = 0,4$$

Avec 10 boulons on a :

$$F_b = 552,96 > 408,95 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

2.17 Assemblage poutre maitresse-poteau

Soit des boulons de diamètre 14 mm de classe 4.6 avec une section résistante $A_s=115 \text{ mm}^2$ et une platine de 340*220*8.

$$f_{ub} = 400 \text{ MPa}$$

$$N_{max} = 184,44 \text{ kN}$$

- Résistance au cisaillement des boulons

$$N_{max} \leq F_v = \frac{m * 0,6 * f_{ub} * n * A_b}{\gamma_{Mb}}$$

avec m le nombre de plan de cisaillement et n le nombre de boulon

$$n \geq \frac{N_{max} * \gamma_{Mb}}{m * 0,6 * f_{ub} * A_b}$$

$$n \geq 8,35$$

Soit n=8 boulons

- Résistance à la pression diamétrale

$$N_{max} \leq F_b = \frac{2,5\alpha * f_u * n * d * t}{\gamma_{Mb}}$$

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e1}{3d_o}; \frac{p1}{3d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha = 0,4$$

$$F_b = 258,05 \text{ kN} > 184,44 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

2.18 Calcul de pied de poteau articulé

Calcul des platines et des enclaves en pied de poteau

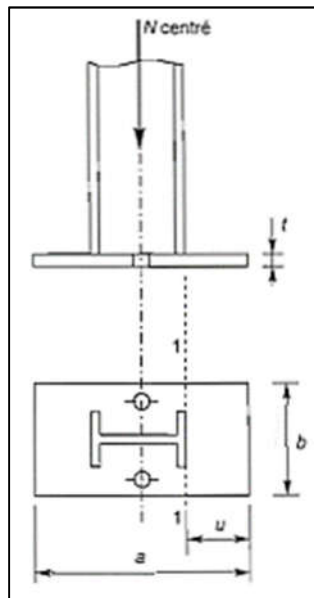


Figure 31: Schéma d'un pied de poteau articulé ; source [1]

Effort de compression

$$N = 148,55 \text{ kN}$$

Effort de soulèvement

$$V = 117,84 \text{ kN}$$

Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de fondation.

$$\sigma = \frac{N}{ab} \leq f_{ub}$$

Prenons $a = 650 \text{ mm}$ et $b = 400 \text{ mm}$

$$\sigma = 0,57 < 12,47 \quad OK$$

Déterminons l'épaisseur de la platine

$$t \geq u \sqrt{\frac{3\sigma}{f_y}}$$

$$t \geq 4,27 \text{ mm}$$

Prenons $t = 10 \text{ mm}$

Effort admissible par goujon :

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} \cdot (l_1 + 6,4r + 3,5l_2) \geq \frac{V}{2}$$

$$g_c = \frac{350 \text{ Kg}}{\text{m}^3}; r = 3\phi; l_1 = 20\phi; l_2 = 2\phi; d_1 = 250 \text{ mm};$$

$$N_a = 0,1 * \left(1 + \frac{7 * 350}{1000} \right) * \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{250} \right)^2} * (20\phi + 6,4 * 3\phi + 3,5 * 2\phi) \geq \frac{V}{2}$$

$$15,94\phi^2 - 47,14\phi - 5892 \geq 0$$

Après résolution on a :

$$\phi_1 \geq -17,80 \text{ mm et } \phi_2 \geq 20,76 \text{ mm}$$

Prenons $\phi = 22 \text{ mm}$

Vérification

$$N_a = 7642,98 \text{ daN}$$

$$\frac{V}{2} = 5892 \text{ daN}$$

$$N_a > \frac{V}{2} \quad OK$$

2.19 Stabilité d'ensemble

La stabilité d'un bâtiment se repose sur la qualité de sa structure. Outre le dimensionnement et la vérification des éléments de structure, il faut vérifier la stabilité de l'ensemble du bâtiment, surtout sous l'effet du vent comme l'a rappelé J. MOREL [1].

Il faut donc s'assurer que le moment de renversement créé par les composantes horizontales (traînée) et verticales (portance) du vent n'est en aucun cas supérieur au moment stabilisateur dû au poids propre du bâtiment. Ce qui se traduit par la formule :

$$M_R = Uc + T_1b + T_2a \leq M_S = G \frac{l}{2}$$

Où M_R est le moment de renversement

U est la portance

T_1 et T_2 sont les traînées

a, b et c sont les bras de levier

M_S est le moment stabilisateur

G est le poids propre total du bâtiment

Données

- * Longueur 120m
- * Largeur 40m
- * Hauteur au faîtage 9,70m
- * Pente des versants 15% (8,53°)
- * Section poteau de portique HEB 500
- * Poids propre total du bâtiment $G=50\text{daN/m}^2$
- * Pression de pointe du vent $128,44 \text{ daN/m}^2$
- * Période $T = 2\pi \sqrt{\frac{P}{g} \frac{h^3}{3EI}}$

Avec :

$$P = 20 * 8,35 * 50$$

$$P = 8350 \text{ daN}$$

$$h = 9,7 - 2,7$$

$$h = 7\text{m}$$

$$I = 136700 \text{ cm}^4$$

$$\text{D'où } T = 0,37 \text{ et } \xi = 0,5$$

- * Coefficient de majoration dynamique β

$$\beta = \theta(1 + \xi\tau)$$

Avec

θ : Coefficient global dépendant du type de construction

ξ : Coefficient de réponse donné en fonction de la période T du mode fondamental d'oscillation (*voir annexe 7*)

τ : Coefficient de pulsation déterminé à chaque niveau considéré en fonction de sa cote H au-dessus du sol (*voir annexe 7*)

$$\theta = 1$$

$$\xi = 0,5$$

$$\tau = 0,36$$

$$\text{D'où } \beta = 1,18$$

➤ Vent sur le long pan

$$\delta(120m) = 0,69$$

* Trainées

$$T_2 = (C_e - C_i) \cdot L \cdot (h - f) \cdot \delta \cdot q_p \cdot \beta$$

$$T_2 = 26353,11 \text{ daN}$$

$$T_1 = (C_e - C_i) \cdot (tg\alpha) \cdot \frac{L \cdot l}{2} \cdot \delta \cdot q_p \cdot \beta$$

$$T_1 = 5646,58 \text{ daN}$$

* Portance

$$U = -(C_e - C_i) \cdot L \cdot l \cdot \delta \cdot q_p \cdot \beta$$

$$U = 338825,75$$

* Bras de levier

$$a = \frac{h - f}{2}$$

$$a = 3,5 \text{ m}$$

$$b = h - \frac{f}{2}$$

$$b = 8,35 \text{ m}$$

$$c = 0,472 * l$$

$$c = 18,88 \text{ m}$$

* Moment de renversement

$$M_R = T_1 b + T_2 a + U c$$

$$M_R = 6536414,99 \text{ daN.m}$$

* Moment stabilisateur

$$M_S = G \frac{l}{2} \geq M_R$$

$$\text{D'où } G \geq 326820,75 \text{ daN}$$

Le poids propre du bâtiment étant de $(120 * 40 * 50) + (120 * 3 * 0,075 * 2500) = 307500 \text{ daN}$, il faut dimensionner les semelles de fondation de manière à ce que leur poids soit au minimum de $326820,75 - 307500 = 19320,75 \text{ daN}$.

Le nombre de poteau $2 * 20 = 40$

Le poids minimal d'une semelle doit être de :

$$\frac{19320,75}{40} = \mathbf{483,02 \text{ daN}}$$

➤ Vent sur pignon

$$\delta(40 \text{ m}) = 0,75$$

$$\text{Surface du pignon : } S = l \left(h - \frac{f}{2} \right) = 334 \text{ m}^2$$

* Trainées

$$T_2 = (C_e - C_i). S. \delta. q_p. \beta$$

$$T_2 = 9548,23 \text{ daN}$$

$$T_1 = 0,01(L - 4h) * \frac{l}{\cos \alpha} \delta * q_p * \beta$$

$$T_1 = 3733,28 \text{ daN}$$

* Portance

$$U = -(C_e - C_i) \cdot L \cdot l \cdot \delta \cdot q_p \cdot \beta$$

$$U = 327367,87 \text{ daN}$$

* Bras de levier

$$a = \frac{h - f}{2}$$

$$a = 3,5m$$

$$b = h - \frac{f}{2}$$

$$b = 8,35m$$

$$c = \frac{L}{2}$$

$$c = 60m$$

* Moment de renversement

$$M_R = T_1 b + T_2 a + U c$$

$$M_R = 19706663,89 \text{ daN.m}$$

* Moment stabilisateur

$$M_S = G \frac{L}{2} \geq M_R$$

$$\text{D'où } G \geq 328444,40 \text{ daN}$$

Le poids propre du bâtiment étant de $(120 * 40 * 50) + (120 * 3 * 0,075 * 2500) = 307500 \text{ daN}$, il faut dimensionner les semelles de fondation de manière à ce que leur poids soit au minimum de $328444,40 - 307500 = 20944,40 \text{ daN}$.

Le nombre de poteau $2 * 20 = 40$

Le poids minimal d'une semelle doit être de $\frac{20944,40}{40} = 523,61 \text{ daN}$

Nous retenons que le poids minimal d'une semelle doit être de 525daN

CHAPITRE 3 : RESULTATS

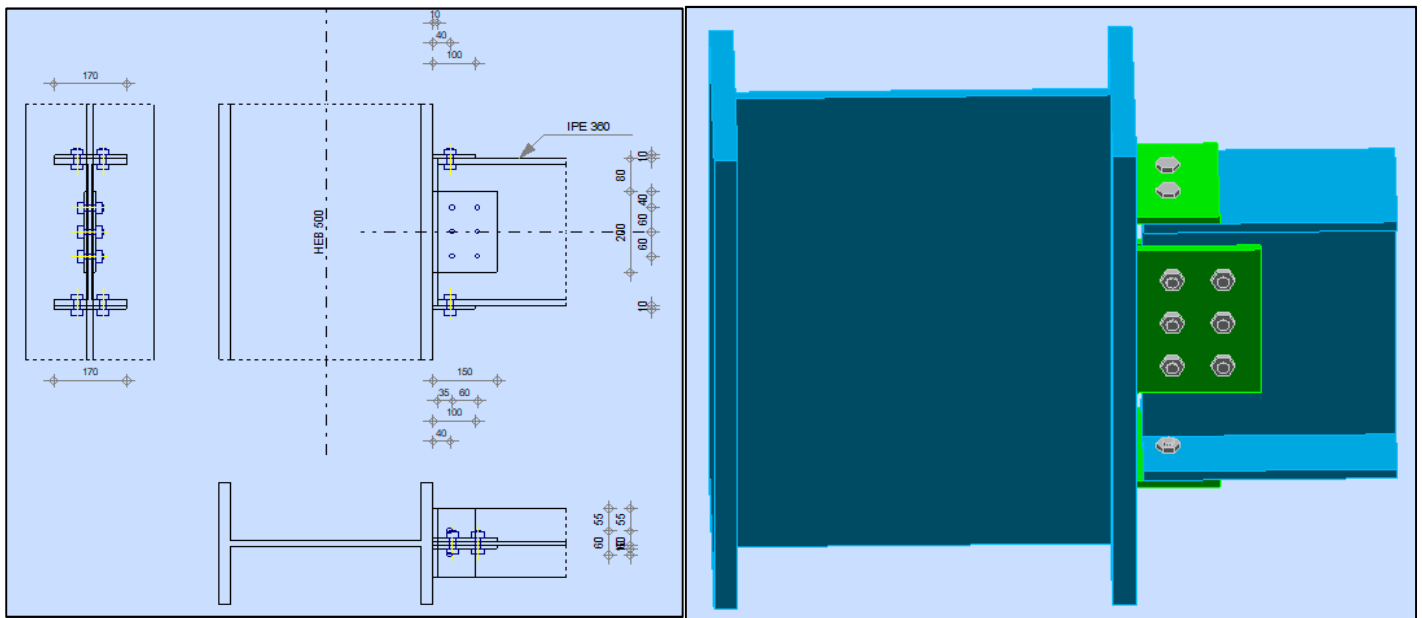
3-1 DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTUREUX

Eléments	Dimensions (cm)	Profilés	Ratio
Panne	L=600	Z 200x2	0,96
Lierne	d=1	Rond lisse	1
Poteau	H=700	HEB 500	0,93
Poutre	L=600	IPE 360	0,82
Potelet	H=770	IPE 240	0,95

3-2 DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA FERME

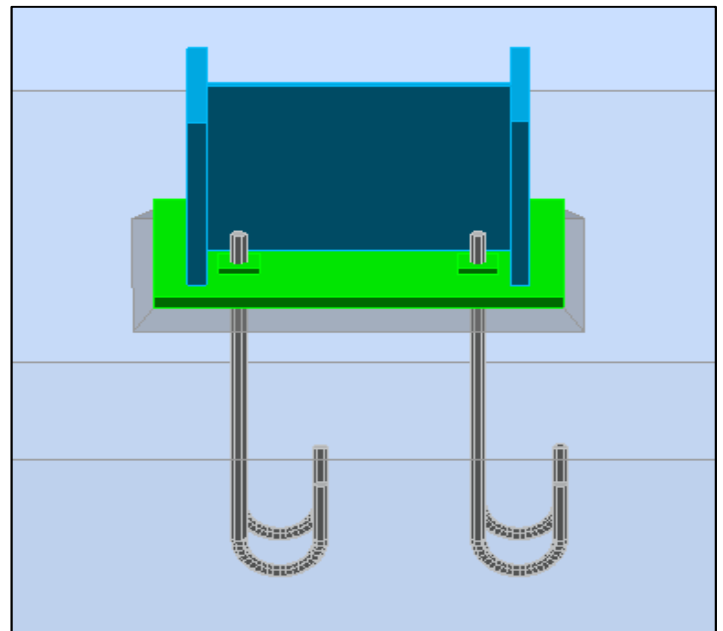
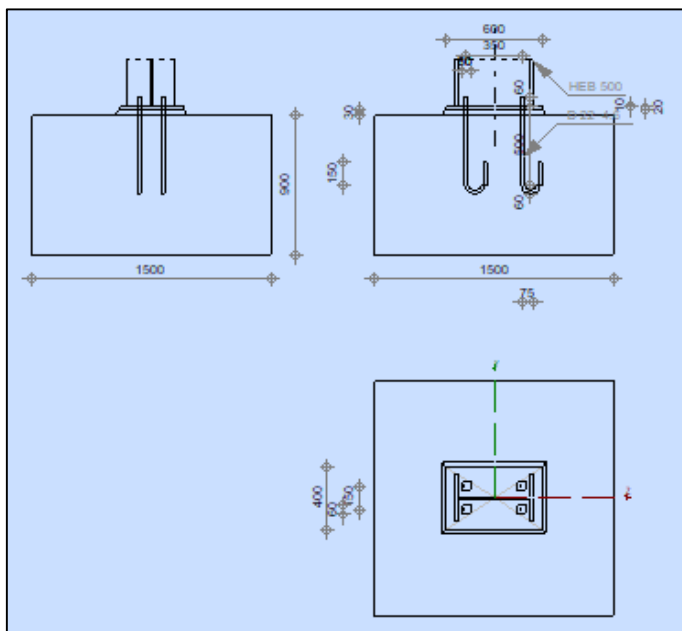
Eléments	Dimensions (cm)	Profilés	Ratio
Membrure inférieure	L=2022	2L120x120	0,43
Membrure supérieure	L=2005	2L80x80	0,78
Montant 12 - 36	L=95	2L50x50	0,17
Poinçon 24	L=170	2L50x50	0,55
Diagonal 4 - 44	L=165	2L70x70	0,76

3-3 ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE

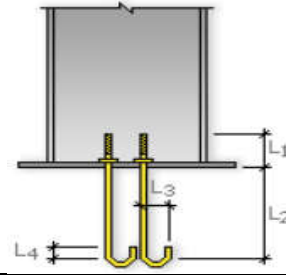


	Poteau	Poutre	Platine	Renfort supérieur de la poutre	Renfort inférieur de la poutre
Géométrie	HEB 500	IPE 360	2x150x200x10	100x170x10	100x170x10
Boulons	-	-	6M14 classe 4.8	2M14 classe 4.6	2M14 classe 4.6
Soudures	-	-	soudure d'angle 5mm	soudure d'angle 5mm	soudure d'angle 5mm

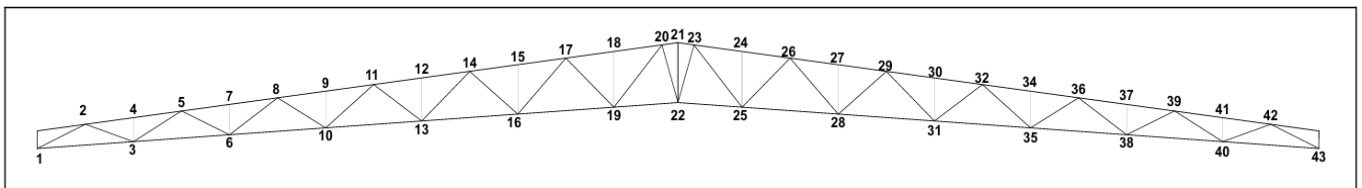
3-4 PIED DE POTEAU ARTICULE



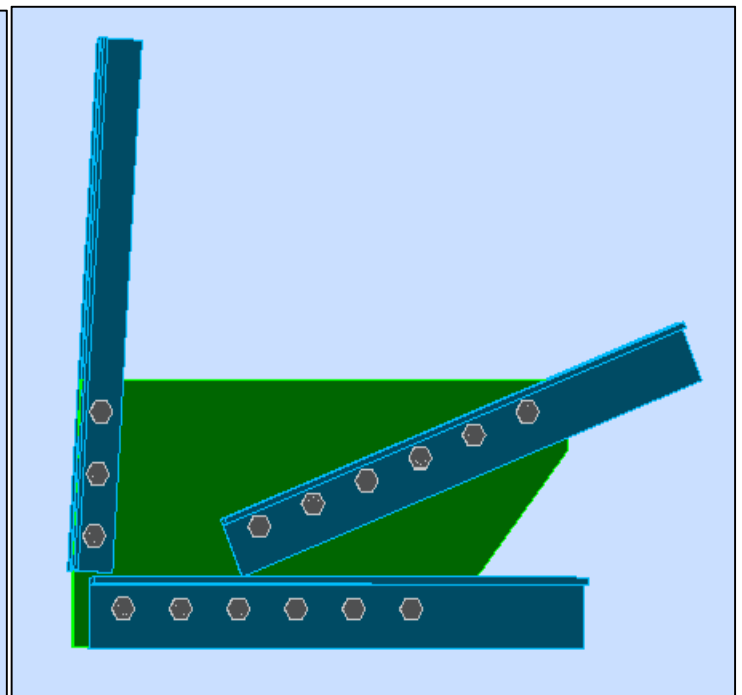
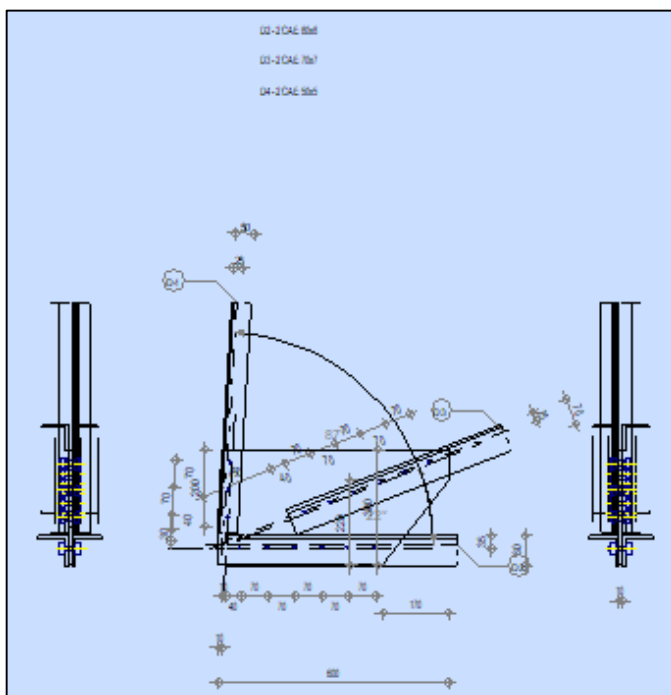
	Poteau	Platine de préscellement	Tige d'ancrage
Géométrie	HEB 500	600x400x20	$L_1 = 60$ [mm] $L_2 = 500$ [mm] $L_3 = 120$ [mm] $L_4 = 150$ [mm] Platine 60x60x10 [mm]



3-5 ASSEMBLAGE DES ELEMENTS DE LA FERME



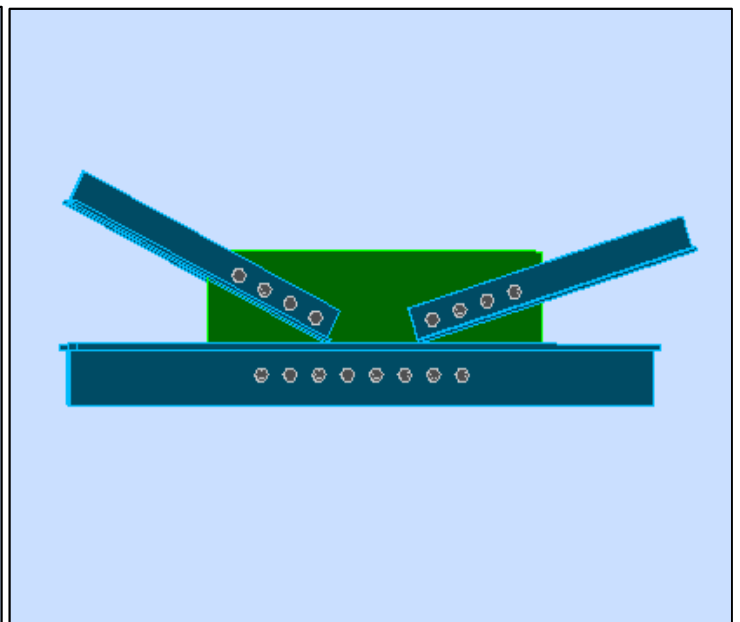
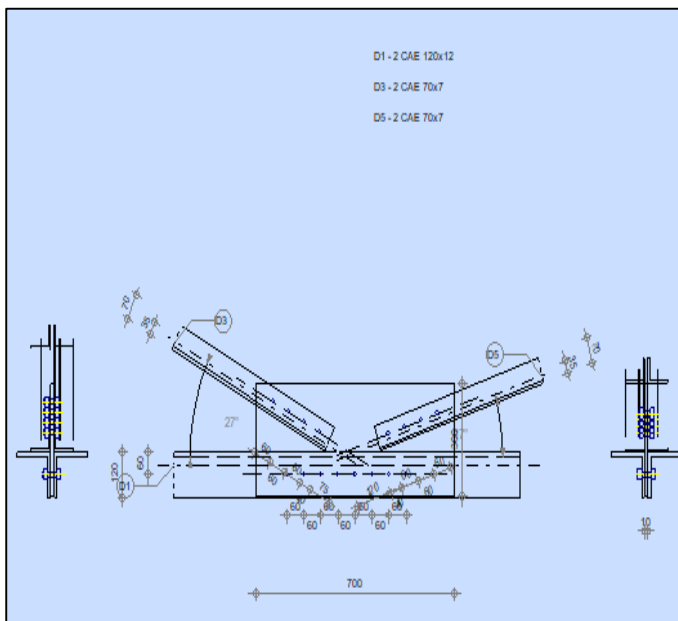
➤ Nœud 1 et 43



**DIMENSIONNEMENT D'UN BATIMENT INDUSTRIEL A OSSATURE METALLIQUE : CAS DU
BATIMENT DU SECTEUR TEXTILE DE LA ZONE INDUSTRIELLE DE GLO DJIGBE**

		Barre 2	Barre 3	Barre 4	
Barre N°:		3	5	101	
Profilé:		2 CAE 80x8	2 CAE 70x7	2 CAE 50x5	
	h	80	70	50	mm
	bf	80	70	50	mm
	tw	8	7	5	mm
	tf	8	7	5	mm
	r	10	9	7	mm
	A	24,54	18,80	9,60	cm2
Matériau:		Steel	S 235	S 235	
	fy	235,00	235,00	235,00	MPa
	fu	360,00	360,00	360,00	MPa
Angle	a	0,0	158,3	86,6	Deg
Longueur	l	0,50	1,66	20,04	m
Boulon		8M14 classe 4.6	4M14 classe 4.6	4M14 classe 4.6	
Ratio			0,98		

➤ Nœud 2 et 42

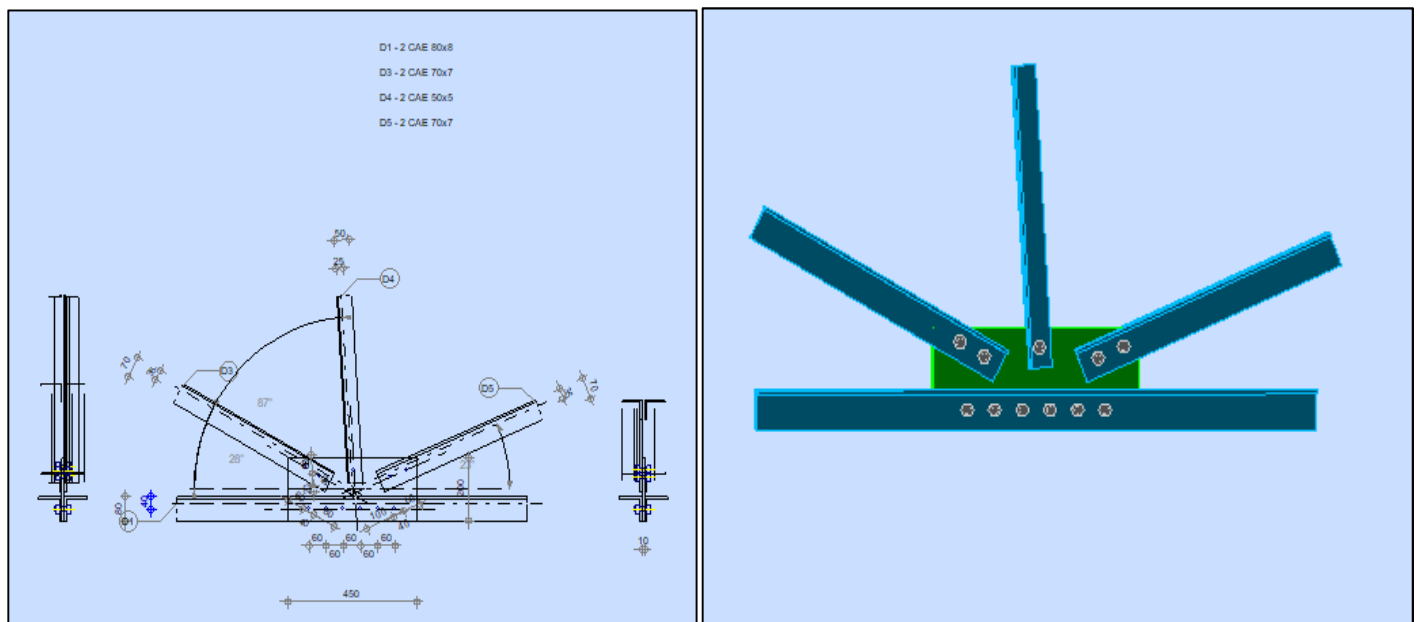


		Barre 1-2	Barre 3	Barre 5	
Barre N°:		2	6	5	
Profilé:		2 CAE 120x12	2 CAE 70x7	2 CAE 70x7	
	h	120	70	70	mm
	bf	120	70	70	mm
	tw	12	7	7	mm
	tr	12	7	7	mm
	r	13	9	9	mm
	A	55,08	18,80	18,80	cm2

**DIMENSIONNEMENT D'UN BATIMENT INDUSTRIEL A OSSATURE METALLIQUE : CAS DU
BATIMENT DU SECTEUR TEXTILE DE LA ZONE INDUSTRIELLE DE GLO DJIGBE**

		Barre 1-2	Barre 3	Barre 5	
Matériau:	Steel	S 235	S 235	S 235	
	f_y	235,00	235,00	235,00	MPa
	f_u	360,00	360,00	360,00	MPa
Angle	α	0,0	26,9	17,4	Deg
Longueur	l	20,18	1,66	20,18	m
Boulon		8M14 classe 4.6	4M14 classe 4.6	4M14 classe 4.6	
Ratio			0,93		

➤ Nœud 3 et 40

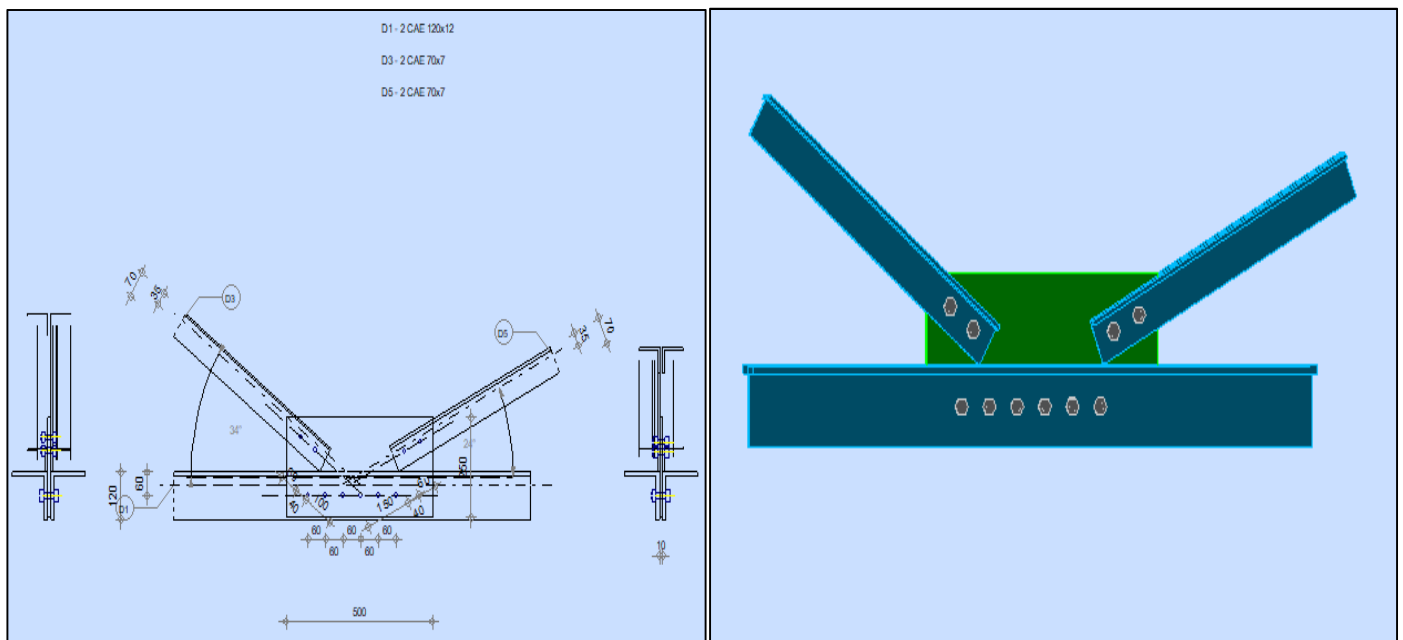


		Barre 1-2	Barre 3	Barre 4	Barre 5	
Barre N°:		3	7	20	6	
Profilé:		2 CAE 80x8	2 CAE 70x7	2 CAE 50x5	2 CAE 70x7	
	h	80	70	50	70	mm
	b_f	80	70	50	70	mm
	t_w	8	7	5	7	mm
	t_f	8	7	5	7	mm
	r	10	9	7	9	mm
	A	24,54	18,80	9,60	18,80	cm2
Matériau:	Steel	S 235	S 235	S 235	S 235	
	f_y	235,00	235,00	235,00	235,00	MPa
	f_u	360,00	360,00	360,00	360,00	MPa
Angle	α	0,0	28,3	93,4	22,6	Deg
Longueur	l	1,59	1,76	20,04	20,04	m
Boulon		6 M14 classe 4.6	2 M14 classe 4.6	1 M14 classe 4.6	2 M14 classe 4.6	
Ratio				0,70		

DIMENSIONNEMENT D'UN BATIMENT INDUSTRIEL A OSSATURE METALLIQUE : CAS DU BATIMENT DU SECTEUR TEXTILE DE LA ZONE INDUSTRIELLE DE GLO DJIGBE

	Barre 1-2	Barre 5	
Ratio		0,04	

➤ Nœud 5 et 39

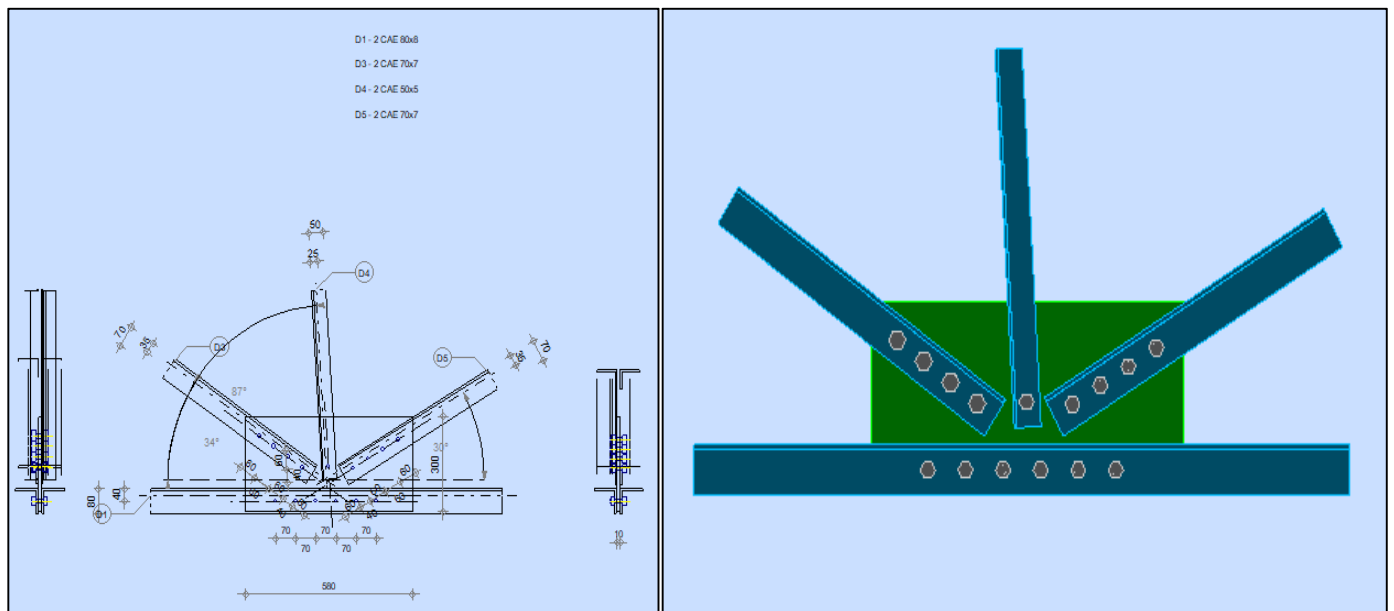


		Barre 1-2	Barre 3	Barre 5	
Barre N°:		2	8	7	
Profilé:		2 CAE 120x12	2 CAE 70x7	2 CAE 70x7	
	h	120	70	70	mm
	b _f	120	70	70	mm
	t _w	12	7	7	mm
	t _f	12	7	7	mm
	r	13	9	9	mm
	A	55,08	18,80	18,80	cm ²
Matériau:		Steel	S 235	S 235	
	f _y	235,00	235,00	235,00	MPa
	f _u	360,00	360,00	360,00	MPa
Angle	α	0,0	34,2	24,0	Deg
Longueur	l	20,18	1,76	20,18	m

**DIMENSIONNEMENT D'UN BATIMENT INDUSTRIEL A OSSATURE METALLIQUE : CAS DU
BATIMENT DU SECTEUR TEXTILE DE LA ZONE INDUSTRIELLE DE GLO DJIGBE**

	Barre 1-2	Barre 3	Barre 5	
Boulons	6M14 Classe 4.6	2M14 Classe 4.6	2M14 Classe 4.6	
Ratio		0,49		

➤ Nœud 6 et 38

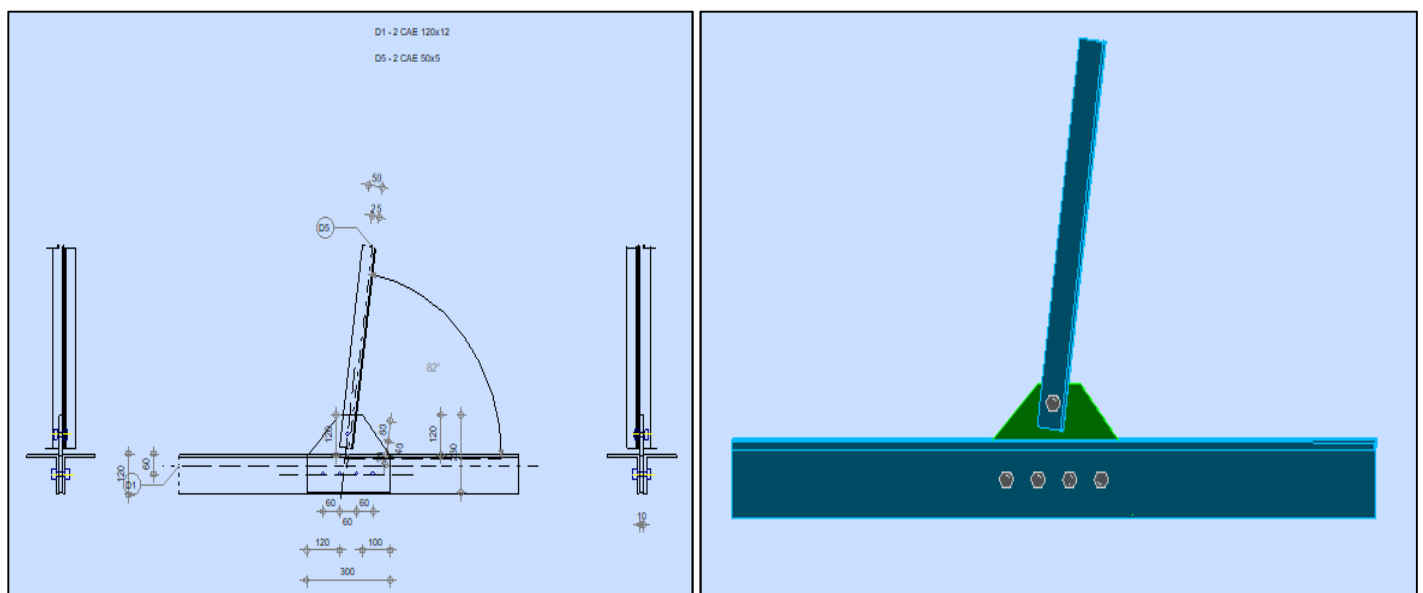


		Barre 1-2	Barre 3	Barre 4	Barre 5	
Barre N°:		3	9	21	8	
Profilé:		2 CAE 80x8	2 CAE 70x7	2 CAE 50x5	2 CAE 70x7	
	h	80	70	50	70	mm
	b _f	80	70	50	70	mm
	t _w	8	7	5	7	mm
	t _f	8	7	5	7	mm
	r	10	9	7	9	mm
	A	24,54	18,80	9,60	18,80	cm2
Matériau:		Steel	S 235	S 235	S 235	
	f _y	235,00	235,00	235,00	235,00	MPa
	f _u	360,00	360,00	360,00	360,00	MPa
Angle	∠	0,0	34,1	93,4	29,9	Deg

DIMENSIONNEMENT D'UN BATIMENT INDUSTRIEL A OSSATURE METALLIQUE : CAS DU BATIMENT DU SECTEUR TEXTILE DE LA ZONE INDUSTRIELLE DE GLO DJIGBE

		Barre 1-2	Barre 3	Barre 4	Barre 5	
Longueur	l	1,68	1,89	20,04	20,04	m
Boulons		6M14 Classe 4.6	4M14 Classe 4.6	1M14 Classe 4.6	4M14 Classe 4.6	
Ratio		0,88				

➤ Nœud 7 et 37

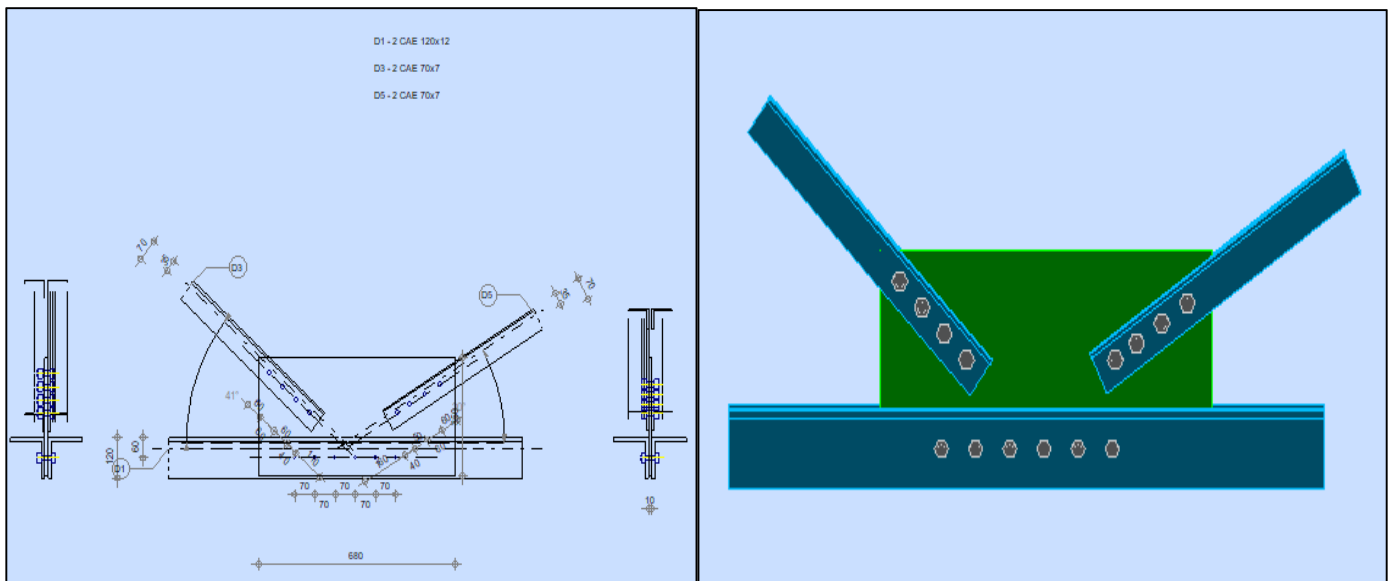


		Barre 1-2	Barre 5	
Barre N°:		2	21	
Profilé:		2 CAE 120x12	2 CAE 50x5	
	h	120	50	mm
	b _f	120	50	mm
	t _w	12	5	mm
	t _f	12	5	mm
	r	13	7	mm
	A	55,08	9,60	cm ²
Matériau:		Steel	S 235	
	f _y	235,00	235,00	MPa

DIMENSIONNEMENT D'UN BATIMENT INDUSTRIEL A OSSATURE METALLIQUE : CAS DU BATIMENT DU SECTEUR TEXTILE DE LA ZONE INDUSTRIELLE DE GLO DJIGBE

		Barre 1-2	Barre 5	
	f_u	360,00	360,00	MPa
Angle	α	0,0	82,3	Deg
Longueur	l	20,18	20,18	m
Boulons		4M14 Classe 4.6	1M14 Classe 4.6	
Ratio			0,21	

➤ Nœud 8 et 36

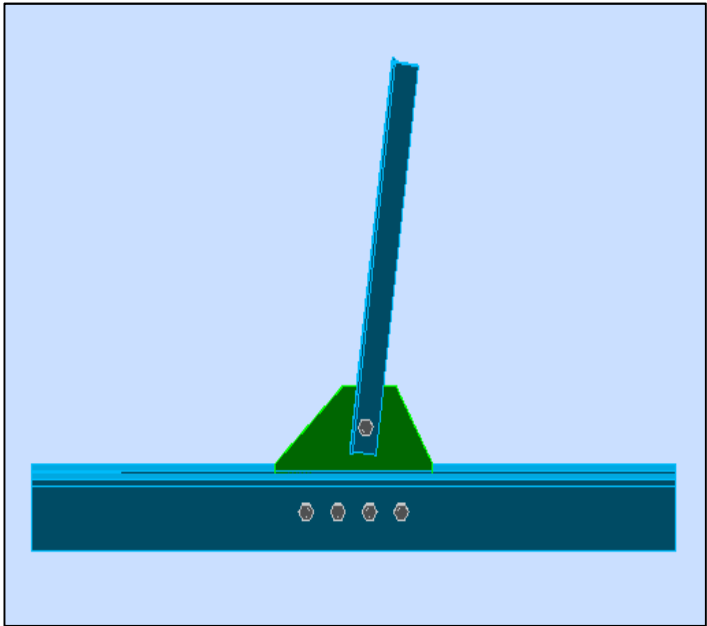
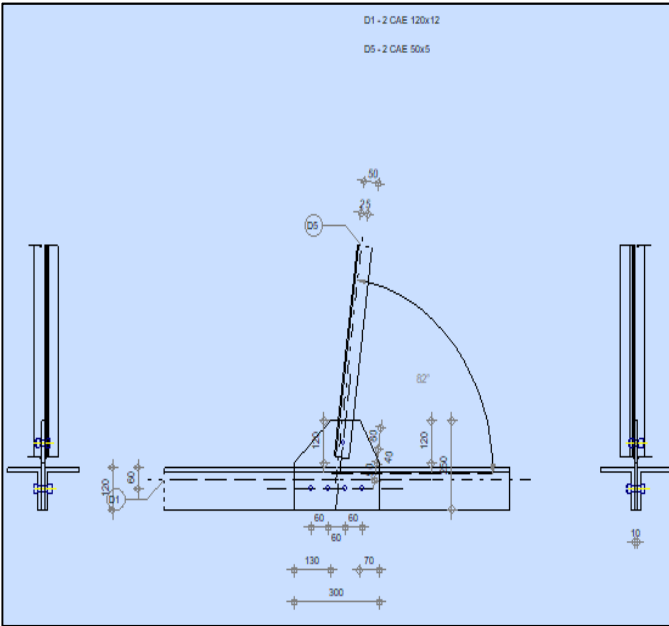


		Barre 1-2	Barre 3	Barre 5	
Barre N°:		2	10	9	
Profilé:		2 CAE 120x12	2 CAE 70x7	2 CAE 70x7	
	h	120	70	70	mm
	b_f	120	70	70	mm
	t_w	12	7	7	mm
	t_f	12	7	7	mm
	r	13	9	9	mm
	A	55,08	18,80	18,80	cm2

DIMENSIONNEMENT D'UN BATIMENT INDUSTRIEL A OSSATURE METALLIQUE : CAS DU BATIMENT DU SECTEUR TEXTILE DE LA ZONE INDUSTRIELLE DE GLO DJIGBE

		Barre 1-2	Barre 3	Barre 5	
Matériau:		Steel	S 235	S 235	
	f _y	235,00	235,00	235,00	MPa
	f _u	360,00	360,00	360,00	MPa
Angle	α	0,0	40,6	29,8	Deg
Longueur	l	20,18	1,89	20,18	m
Boulons		6M14 Classe 4.6	4M14 Classe 4.6	4M14 Classe 4.6	
Ratio		0,97			

➤ Nœud 9 et 34

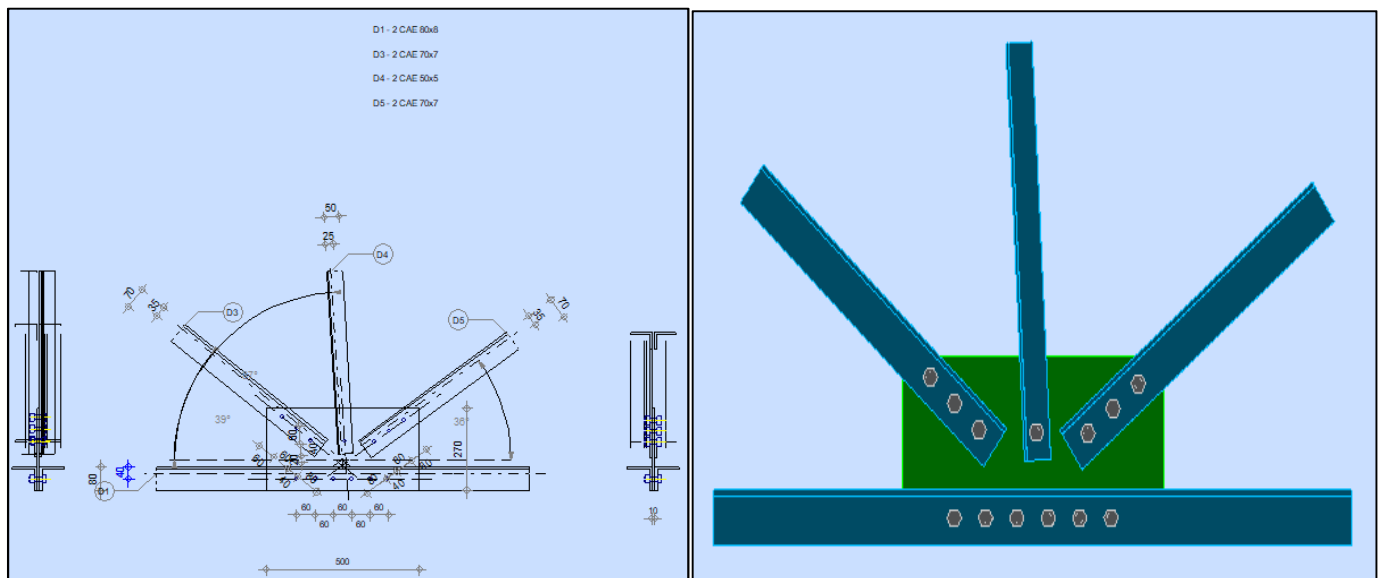


		Barre 1-2	Barre 5	
Barre N°:		2	22	
Perfilé:		2 CAE 120x12	2 CAE 50x5	
	h	120	50	mm
	b _f	120	50	mm
	t _w	12	5	mm
	t _f	12	5	mm

**DIMENTIONNEMENT D'UN BATIMENT INDUSTRIEL A OSSATURE METALLIQUE : CAS DU
BATIMENT DU SECTEUR TEXTILE DE LA ZONE INDUSTRIELLE DE GLO DJIGBE**

		Barre 1-2	Barre 5	
	r	13	7	mm
	A	55,08	9,60	cm ²
Matériau:		Steel	S 235	
	f _y	235,00	235,00	MPa
	f _u	360,00	360,00	MPa
Angle	α	0,0	82,3	Deg
Longueur	l	20,18	20,18	m
Boulons		4M14 Classe 4.6	1M14 Classe 4.6	
Ratio			0,11	

➤ Nœud 10 et 35

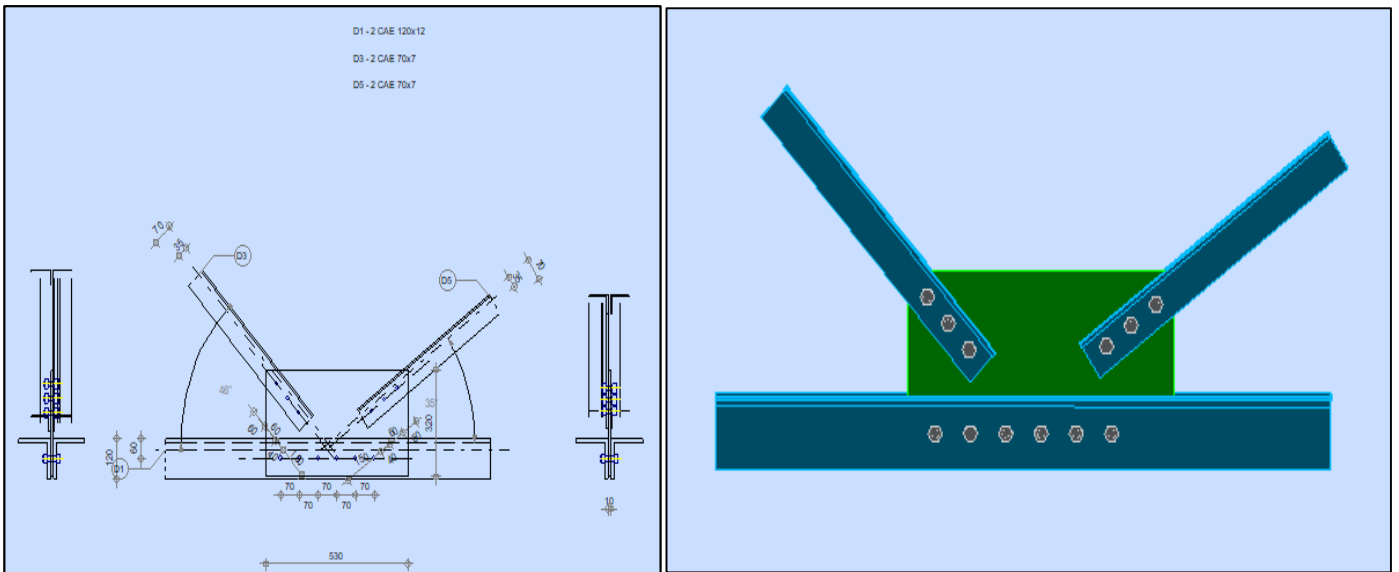


		Barre 1-2	Barre 3	Barre 4	Barre 5	
Barre N°:		3	11	22	10	
Profilé:		2 CAE 80x8	2 CAE 70x7	2 CAE 50x5	2 CAE 70x7	
	h	80	70	50	70	mm
	b _f	80	70	50	70	mm
	t _w	8	7	5	7	mm
	t _f	8	7	5	7	mm

DIMENSIONNEMENT D'UN BATIMENT INDUSTRIEL A OSSATURE METALLIQUE : CAS DU BATIMENT DU SECTEUR TEXTILE DE LA ZONE INDUSTRIELLE DE GLO DJIGBE

		Barre 1-2	Barre 3	Barre 4	Barre 5	
	r	10	9	7	9	mm
	A	24,54	18,80	9,60	18,80	cm2
Matériau:		Steel	S 235	S 235	S 235	
	f _y	235,00	235,00	235,00	235,00	MPa
	f _u	360,00	360,00	360,00	360,00	MPa
Angle	α	0,0	39,1	93,4	36,4	Deg
Longueur	l	1,79	2,04	20,04	20,04	m
Boulons		6M14 Classe 4.6	3M14 Classe 4.6	1M14 Classe 4.6	3M14 Classe 4.6	
Ratio				0,99		

➤ Nœud 11 et 32

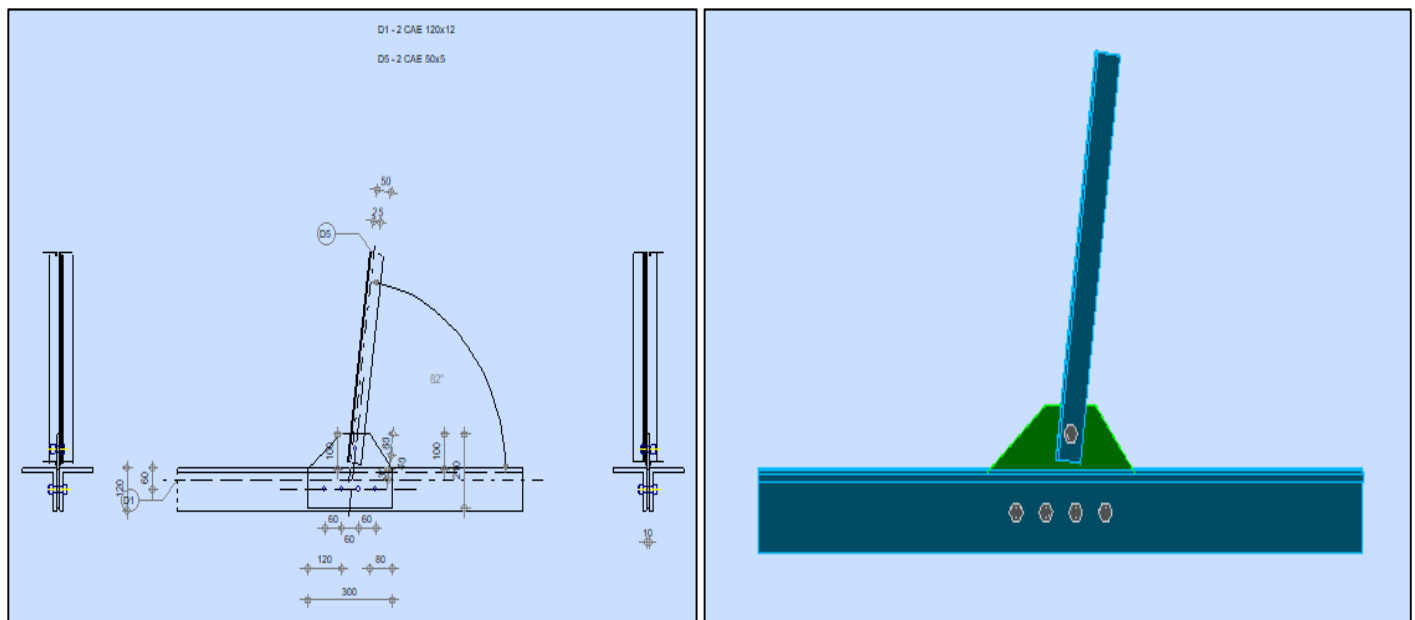


		Barre 1-2	Barre 3	Barre 5	
Barre N°:		2	12	11	
Profilé:		2 CAE 120x12	2 CAE 70x7	2 CAE 70x7	
	h	120	70	70	mm
	b _f	120	70	70	mm
	t _w	12	7	7	mm

**DIMENTIONNEMENT D'UN BATIMENT INDUSTRIEL A OSSATURE METALLIQUE : CAS DU
BATIMENT DU SECTEUR TEXTILE DE LA ZONE INDUSTRIELLE DE GLO DJIGBE**

		Barre 1-2	Barre 3	Barre 5	
	t_f	12	7	7	mm
	r	13	9	9	mm
	A	55,08	18,80	18,80	cm ²
Matériau:		Steel	S 235	S 235	
	f_y	235,00	235,00	235,00	MPa
	f_u	360,00	360,00	360,00	MPa
Angle	α	0,0	46,3	34,9	Deg
Longueur	l	20,18	2,04	20,18	m
Boulons		6M14 Classe 4.6	3M14 Classe 4.6	3M14 Classe 4.6	
Ratio			0,86		

➤ Nœud 12 et 30

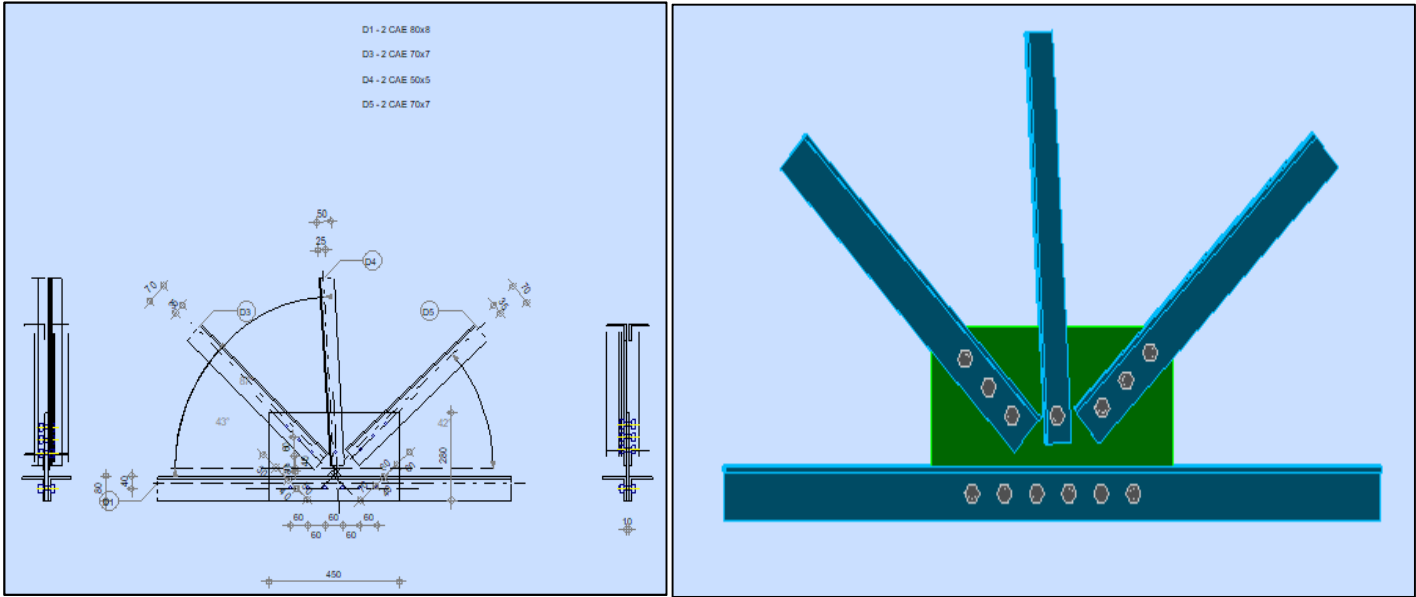


		Barre 1-2	Barre 5	
Barre N°:		2	23	
Profilé:		2 CAE 120x12	2 CAE 50x5	
	h	120	50	mm

DIMENSIONNEMENT D'UN BATIMENT INDUSTRIEL A OSSATURE METALLIQUE : CAS DU BATIMENT DU SECTEUR TEXTILE DE LA ZONE INDUSTRIELLE DE GLO DJIGBE

		Barre 1-2	Barre 5	
	b _f	120	50	mm
	t _w	12	5	mm
	t _f	12	5	mm
	r	13	7	mm
	A	55,08	9,60	cm2
Matériau:		Steel	S 235	
	f _y	235,00	235,00	MPa
	f _u	360,00	360,00	MPa
Angle	α	0,0	82,3	Deg
Longueur	l	20,18	20,18	m
Boulons		4M14 Classe 4.6	1M14 Classe 4.6	
Ratio			0,26	

➤ Nœud 13 et 31

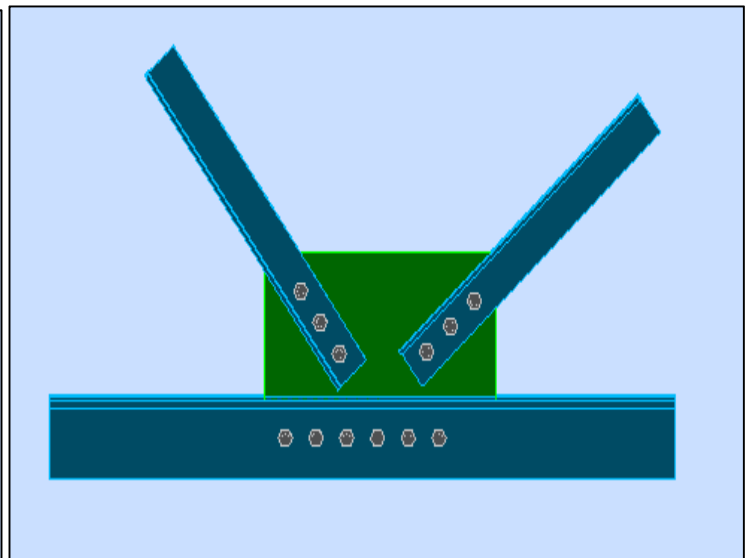
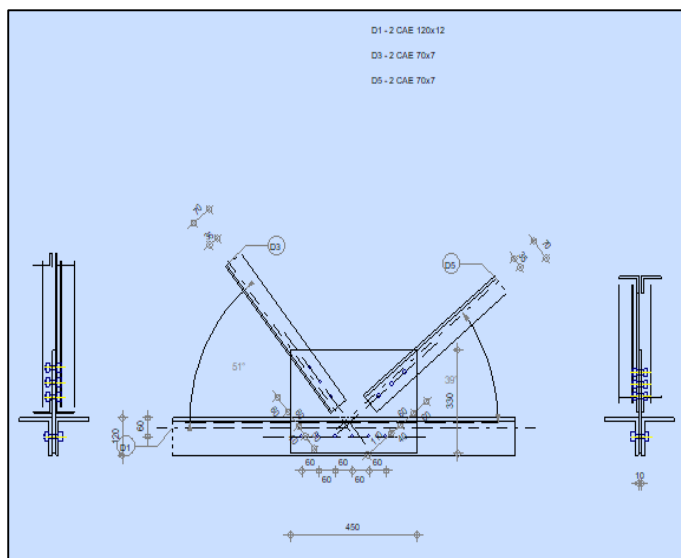


		Barre 1-2	Barre 3	Barre 4	Barre 5	
Barre N°:		3	13	23	12	
Profilé:		2 CAE 80x8	2 CAE 70x7	2 CAE 50x5	2 CAE 70x7	

**DIMENSIONNEMENT D'UN BATIMENT INDUSTRIEL A OSSATURE METALLIQUE : CAS DU
BATIMENT DU SECTEUR TEXTILE DE LA ZONE INDUSTRIELLE DE GLO DJIGBE**

		Barre 1-2	Barre 3	Barre 4	Barre 5	
	h	80	70	50	70	mm
	b _f	80	70	50	70	mm
	t _w	8	7	5	7	mm
	t _f	8	7	5	7	mm
	r	10	9	7	9	mm
	A	24,54	18,80	9,60	18,80	cm ²
Matériau:		Steel	S 235	S 235	S 235	
	f _y	235,00	235,00	235,00	235,00	MPa
	f _u	360,00	360,00	360,00	360,00	MPa
Angle	α	0,0	43,5	93,4	42,0	Deg
Longueur	l	1,92	2,19	20,04	20,04	m
Boulons		6M14 Classe 4.6	3M14 Classe 4.6	1M14 Classe 4.6	3M14 Classe 4.6	
Ratio				0,59		

➤ Nœud 14 et 29

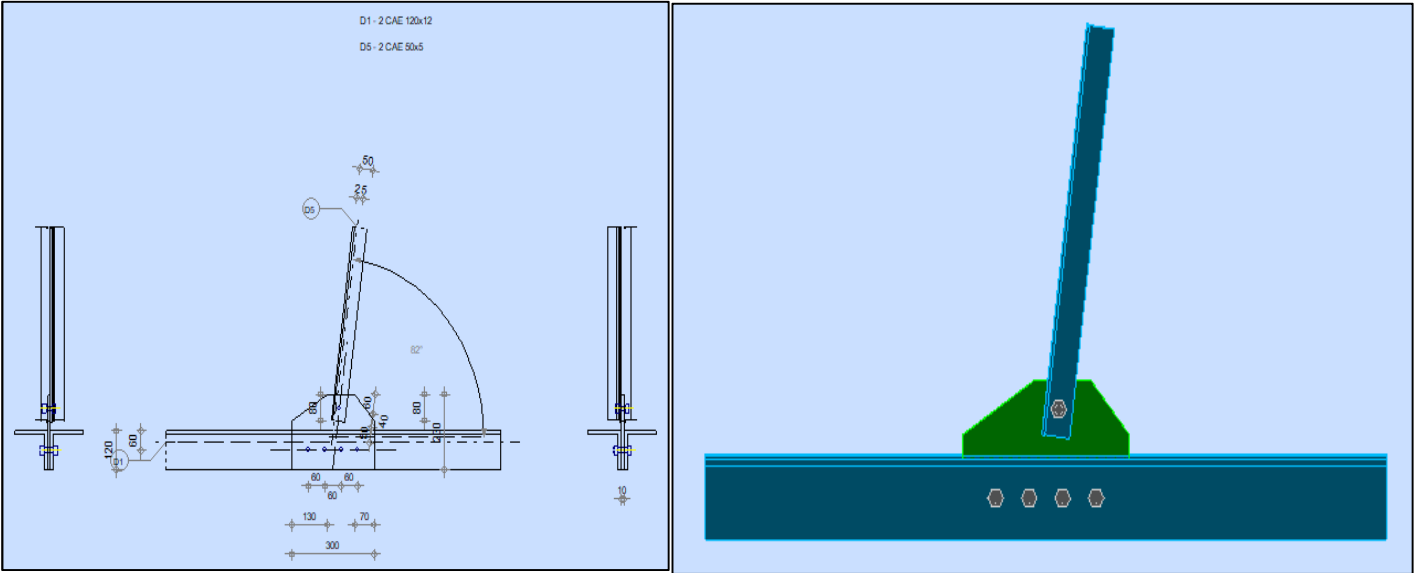


		Barre 1-2	Barre 3	Barre 5	
Barre N°:		2	14	13	
Profilé:		2 CAE 120x12	2 CAE 70x7	2 CAE 70x7	
	h	120	70	70	mm
	b _f	120	70	70	mm

DIMENSIONNEMENT D'UN BATIMENT INDUSTRIEL A OSSATURE METALLIQUE : CAS DU BATIMENT DU SECTEUR TEXTILE DE LA ZONE INDUSTRIELLE DE GLO DJIGBE

		Barre 1-2	Barre 3	Barre 5	
	t _w	12	7	7	mm
	t _f	12	7	7	mm
	r	13	9	9	mm
	A	55,08	18,80	18,80	cm2
Matériau:		Steel	S 235	S 235	
	f _y	235,00	235,00	235,00	MPa
	f _u	360,00	360,00	360,00	MPa
Angle	α	0,0	51,2	39,2	Deg
Longueur	l	20,18	2,19	20,18	m
Boulons		6M14 Classe 4.6	3M14 Classe 4.6	3M14 Classe 4.6	
Ratio		0,48			

➤ Nœud 15 et 27

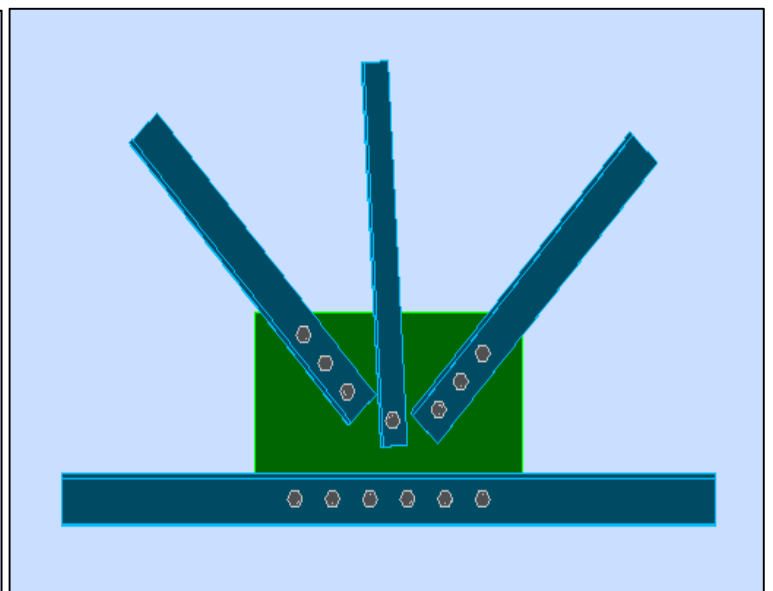
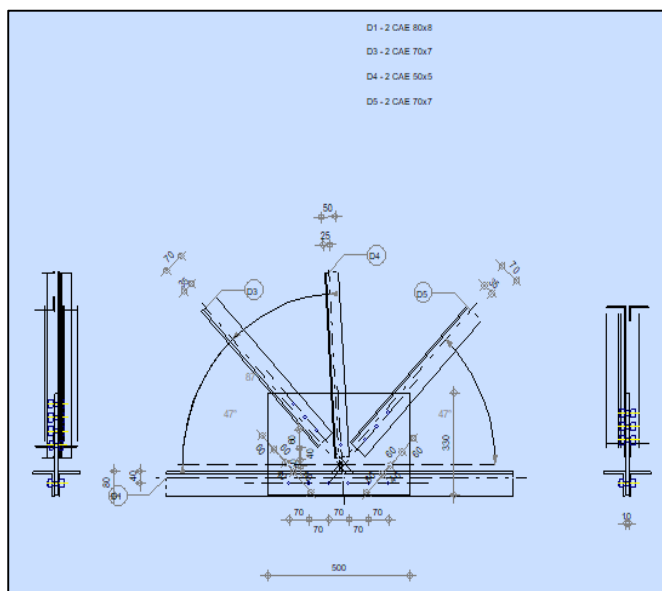


		Barre 1-2	Barre 5	
Barre N°:		2	24	
Profilé:		2 CAE 120x12	2 CAE 50x5	
	h	120	50	mm
	b _f	120	50	mm

**DIMENSIONNEMENT D'UN BATIMENT INDUSTRIEL A OSSATURE METALLIQUE : CAS DU
BATIMENT DU SECTEUR TEXTILE DE LA ZONE INDUSTRIELLE DE GLO DJIGBE**

		Barre 1-2	Barre 5	
	t_w	12	5	mm
	t_f	12	5	mm
	r	13	7	mm
	A	55,08	9,60	cm ²
Matériau:		Steel	S 235	
	f_y	235,00	235,00	MPa
	f_u	360,00	360,00	MPa
Angle	α	0,0	82,3	Deg
Longueur	l	20,18	20,18	m
Boulons		4M14 Classe 4.6	1M14 Classe 4.6	
Ratio			0,20	

➤ Nœud 16 et 28

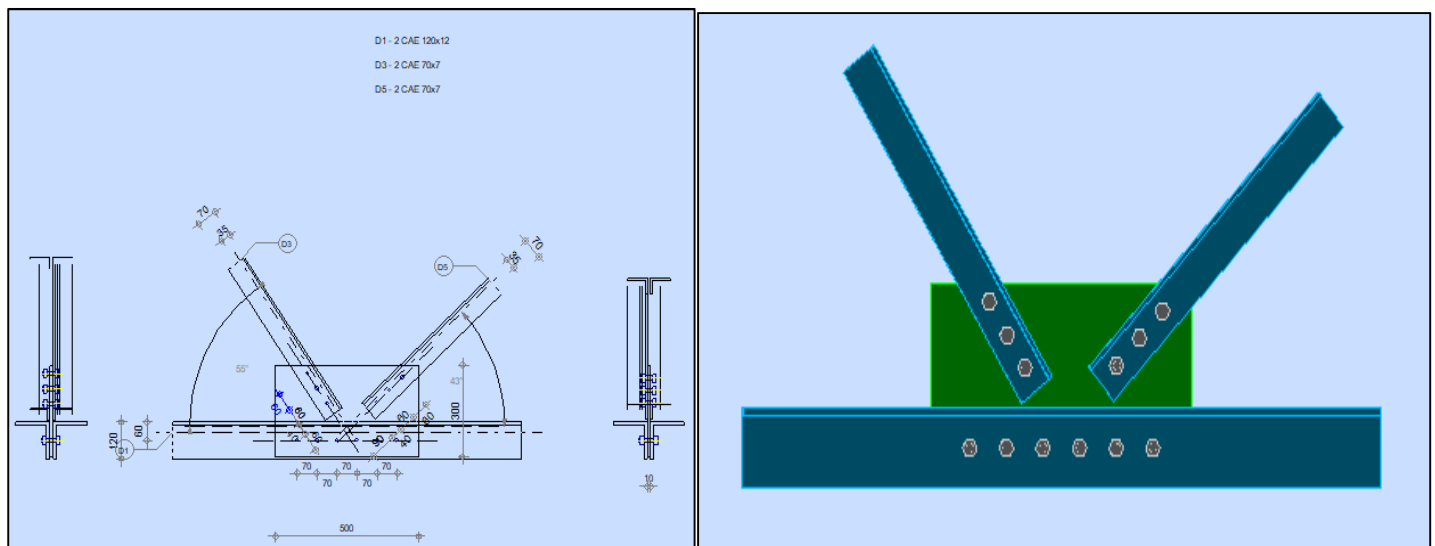


		Barre 1-2	Barre 3	Barre 4	Barre 5	
Barre N°:		3	15	24	14	
Profilé:		2 CAE 80x8	2 CAE 70x7	2 CAE 50x5	2 CAE 70x7	
	h	80	70	50	70	mm

**DIMENSIONNEMENT D'UN BATIMENT INDUSTRIEL A OSSATURE METALLIQUE : CAS DU
BATIMENT DU SECTEUR TEXTILE DE LA ZONE INDUSTRIELLE DE GLO DJIGBE**

		Barre 1-2	Barre 3	Barre 4	Barre 5	
	b _f	80	70	50	70	mm
	t _w	8	7	5	7	mm
	t _f	8	7	5	7	mm
	r	10	9	7	9	mm
	A	24,54	18,80	9,60	18,80	cm ²
Matériau:		Steel	S 235	S 235	S 235	
	f _y	235,00	235,00	235,00	235,00	MPa
	f _u	360,00	360,00	360,00	360,00	MPa
Angle	α	0,0	47,2	93,4	46,9	Deg
Longueur	l	2,07	2,36	20,04	20,04	m
Boulons		6M14 Classe 4.6	3M14 Classe 4.6	1M14 Classe 4.6	3M14 Classe 4.6	
Ratio				0,31		

➤ Nœud 17 et 26

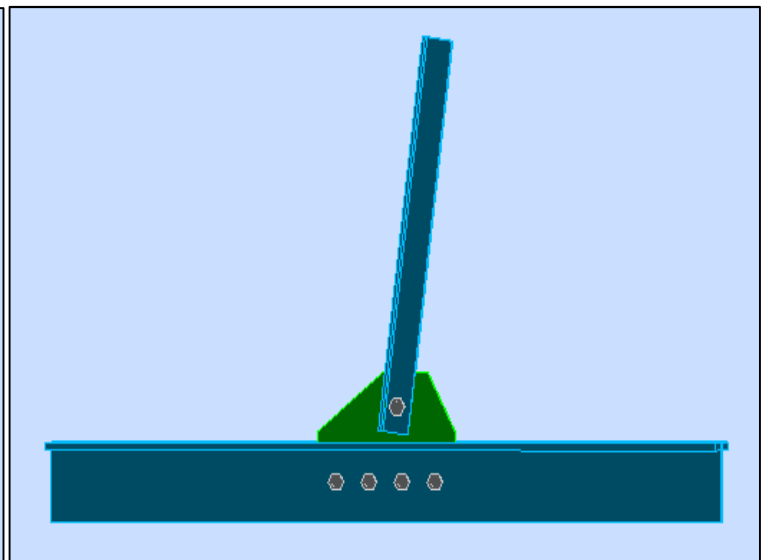
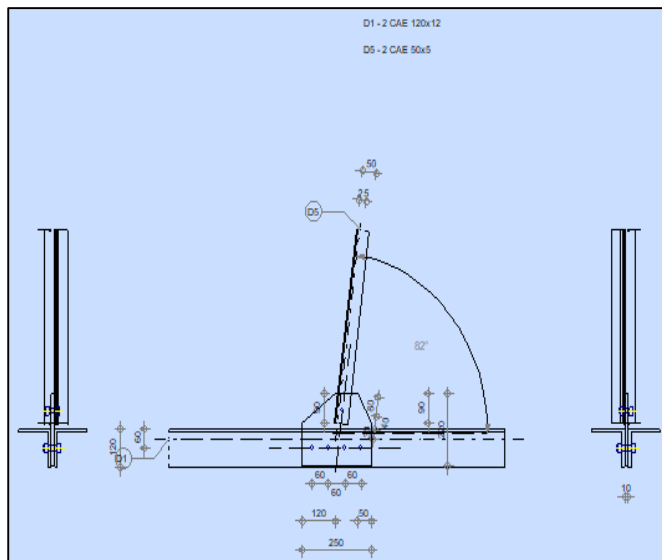


		Barre 1-2	Barre 3	Barre 5	
Barre N°:		2	16	15	
Profilé:		2 CAE 120x12	2 CAE 70x7	2 CAE 70x7	
	h	120	70	70	mm
	b _f	120	70	70	mm

**DIMENSIONNEMENT D'UN BATIMENT INDUSTRIEL A OSSATURE METALLIQUE : CAS DU
BATIMENT DU SECTEUR TEXTILE DE LA ZONE INDUSTRIELLE DE GLO DJIGBE**

		Barre 1-2	Barre 3	Barre 5	
	t_w	12	7	7	mm
	t_r	12	7	7	mm
	r	13	9	9	mm
	A	55,08	18,80	18,80	cm ²
Matériau:		Steel	S 235	S 235	
	f_y	235,00	235,00	235,00	MPa
	f_u	360,00	360,00	360,00	MPa
Angle	α	0,0	55,4	42,9	Deg
Longueur	l	20,18	2,36	20,18	m
Boulons		6M14 Classe 4.6	3M14 Classe 4.6	3M14 Classe 4.6	
Ratio				0,23	

➤ Nœud 18 et 24

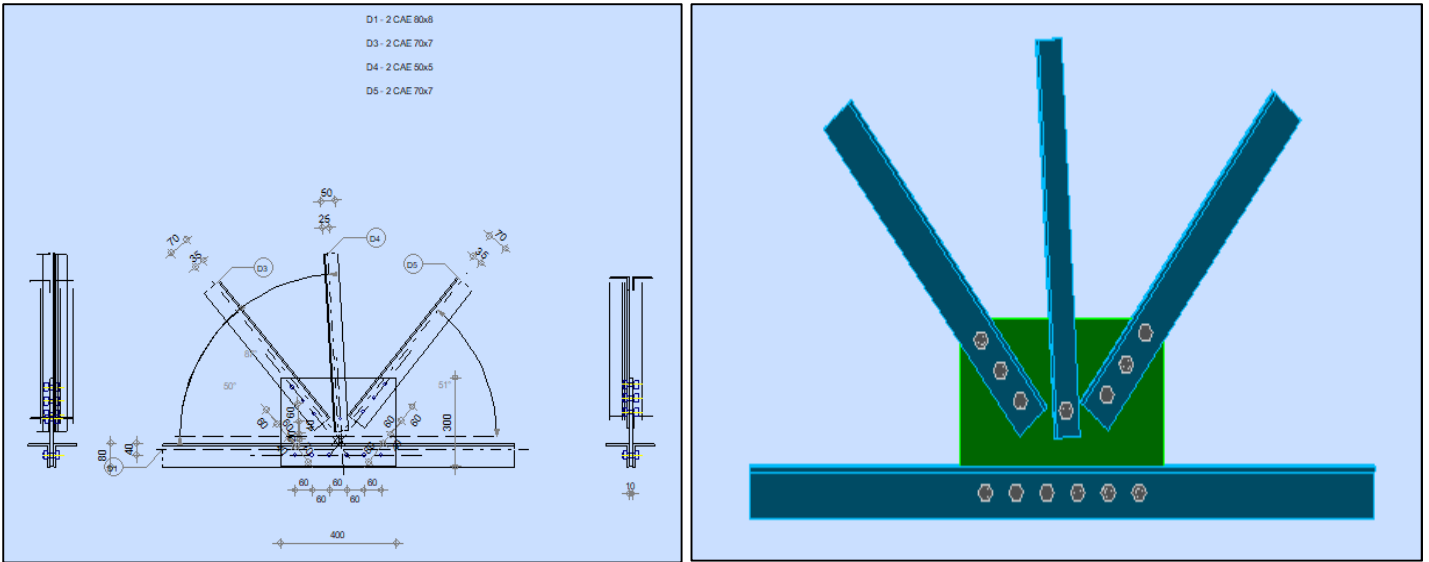


	Barre 1-2	Barre 5	
Barre N°:	2	25	
Profilé:	2 CAE 120x12	2 CAE 50x5	

DIMENSIONNEMENT D'UN BATIMENT INDUSTRIEL A OSSATURE METALLIQUE : CAS DU BATIMENT DU SECTEUR TEXTILE DE LA ZONE INDUSTRIELLE DE GLO DJIGBE

		Barre 1-2	Barre 5	
	h	120	50	mm
	b _f	120	50	mm
	t _w	12	5	mm
	t _f	12	5	mm
	r	13	7	mm
	A	55,08	9,60	cm2
Matériau:		Steel	S 235	
	f _y	235,00	235,00	MPa
	f _u	360,00	360,00	MPa
Angle	α	0,0	82,3	Deg
Longueur	l	20,18	20,18	m
Boulons		4M14 Classe 4.6	1M14 Classe 4.6	
Ratio			0,24	

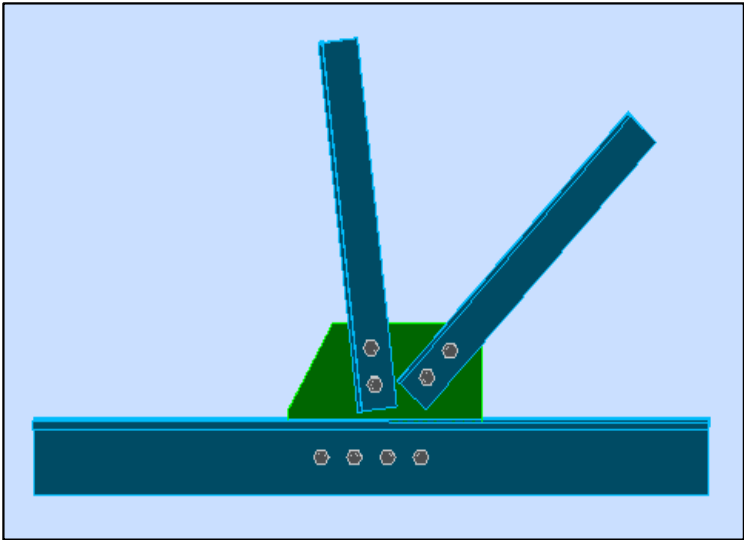
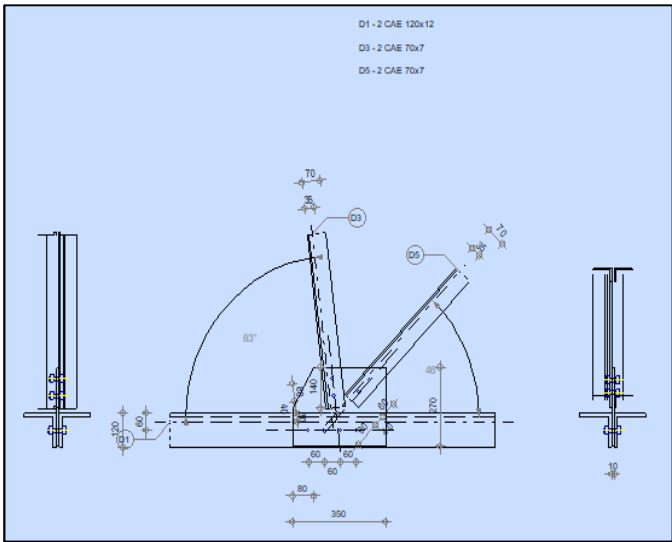
➤ Nœud 19 et 25



DIMENSIONNEMENT D'UN BATIMENT INDUSTRIEL A OSSATURE METALLIQUE : CAS DU BATIMENT DU SECTEUR TEXTILE DE LA ZONE INDUSTRIELLE DE GLO DJIGBE

		Barre 1-2	Barre 3	Barre 4	Barre 5	
Barre N°:		3	17	25	16	
Profilé:		2 CAE 80x8	2 CAE 70x7	2 CAE 50x5	2 CAE 70x7	
	h	80	70	50	70	mm
	b _f	80	70	50	70	mm
	t _w	8	7	5	7	mm
	t _f	8	7	5	7	mm
	r	10	9	7	9	mm
	A	24,54	18,80	9,60	18,80	cm2
Matériau:		Steel	S 235	S 235	S 235	
	f _y	235,00	235,00	235,00	235,00	MPa
	f _u	360,00	360,00	360,00	360,00	MPa
Angle	α	0,0	50,4	93,4	51,1	Deg
Longueur	l	2,23	2,54	20,04	20,04	m
Boulons		6M14 Classe 4.6	3M14 Classe 4.6	1M14 Classe 4.6	3M14 Classe 4.6	
Ratio		0,24				

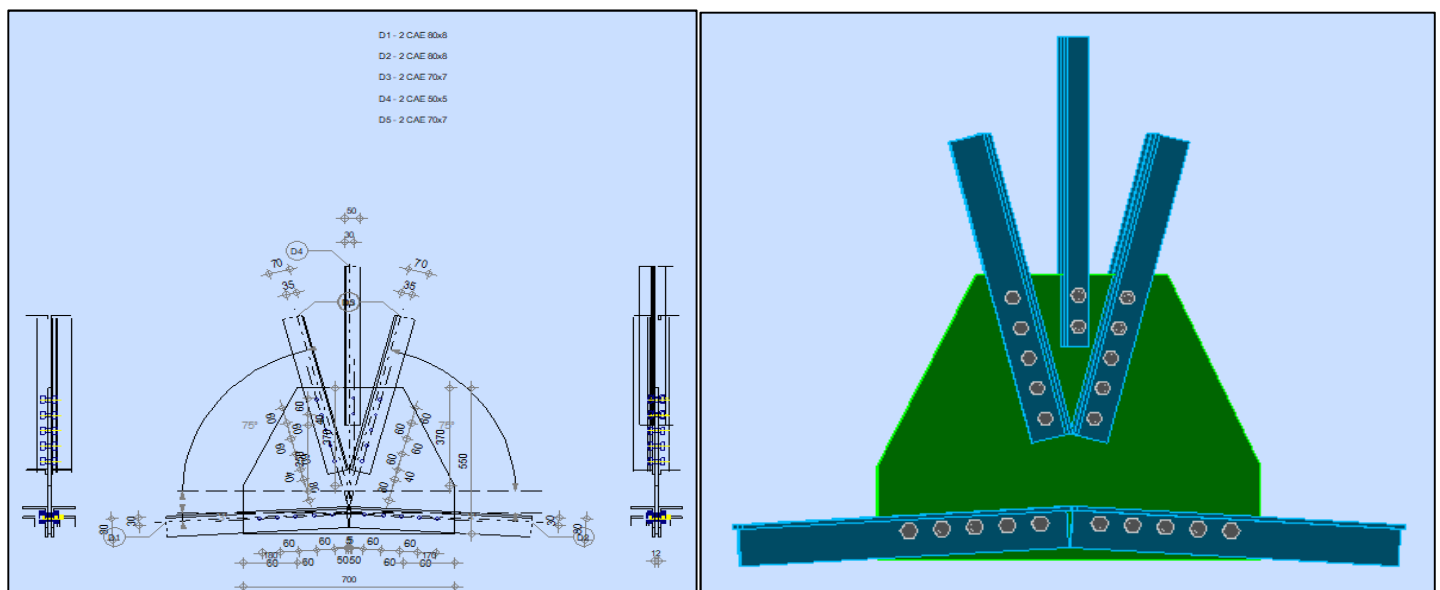
➤ Nœud 20 et 23



	Barre 1-2	Barre 3	Barre 5
Barre N°:	2	18	17

		Barre 1-2	Barre 3	Barre 5	
Profilé:		2 CAE 120x12	2 CAE 70x7	2 CAE 70x7	
	h	120	70	70	mm
	b _f	120	70	70	mm
	t _w	12	7	7	mm
	t _f	12	7	7	mm
	r	13	9	9	mm
	A	55,08	18,80	18,80	cm ²
Matériau:		Steel	S 235	S 235	
	f _y	235,00	235,00	235,00	MPa
	f _u	360,00	360,00	360,00	MPa
Angle	α	0,0	83,2	46,2	Deg
Longueur	l	20,18	2,54	20,18	m
Boulons		4M14 Classe 4.6	2M14 Classe 4.6	2M14 Classe 4.6	
Ratio				0,17	

➤ **Nœud 22**



**DIMENTIONNEMENT D'UN BATIMENT INDUSTRIEL A OSSATURE METALLIQUE : CAS DU
BATIMENT DU SECTEUR TEXTILE DE LA ZONE INDUSTRIELLE DE GLO DJIGBE**

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4	Barre 5	
Barre N°:		18	3	26	93	79	
Profilé:		2 CAE 80x8	2 CAE 80x8	2 CAE 70x7	2 CAE 50x5	2 CAE 70x7	
	h	80	80	70	50	70	mm
	b _f	80	80	70	50	70	mm
	t _w	8	8	7	5	7	mm
	t _f	8	8	7	5	7	mm
	r	10	10	9	7	9	mm
	A	24,54	24,54	18,80	9,60	18,80	cm ²
Matériau:		Steel	Steel	S 235	S 235	S 235	
	f _y	235,00	235,00	235,00	235,00	235,00	MPa
	f _u	360,00	360,00	360,00	360,00	360,00	MPa
Angle	α	3,4	-3,4	75,5	90,0	75,5	Deg
Longueur	l	20,04	2,00	2,00	2,00	20,04	m
Boulons		5M16 Classe 5.6	5M16 Classe 5.6	5M14 Classe 4.6	2M14 Classe 4.6	5M14 Classe 4.6	
Ratio					0,83		

CONCLUSION

La construction métallique est l'une des meilleures options pour répondre à la problématique de couvrir de grands espaces.

Notre mémoire était basé sur l'étude structurelle d'un bâtiment industriel à ossature métallique. La structure entière est dimensionnée selon les règles de l'Eurocode.

En effet, ce projet était l'occasion pour nous de maîtriser l'étude de l'action du vent sur les constructions ; de nous familiariser avec les principes de dimensionnement des éléments structurels et d'une charpente métallique.

Enfin, nous sommes convaincus que ce travail n'est qu'une étape pour notre carrière professionnelle et pour des études approfondies.

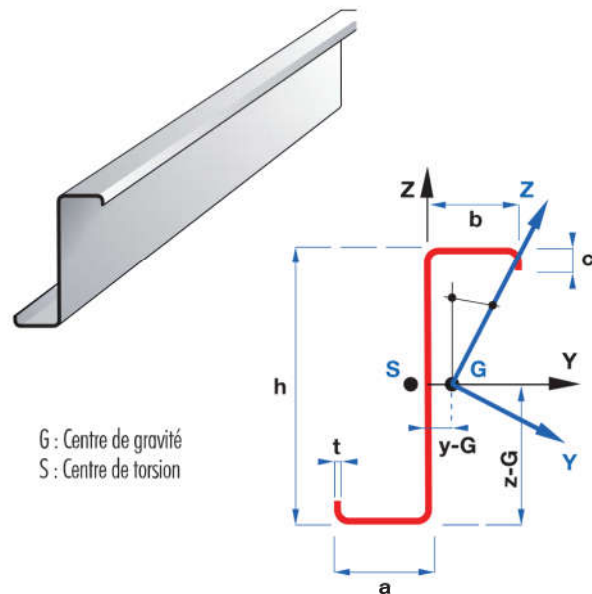
ANNEXES

Caractéristiques Géométriques Profils type Z

Profils	Poids Kg/ml	Epr (t) mm	Hauteur (h) mm	Aile (a) mm	Aile (B) mm	Retour (b) mm
Z 160*1.5	3.69	1.5	160	59.5	65	22
Z 180*1.5	3.92	1.5	180	59.5	65	22
Z 180*2.0	5.23	2.0	180	59.5	65	22
Z 200*1.5	4.16	1.5	200	59.5	65	22
Z 200*2.0	5.54	2.0	200	59.5	65	22

Longueur maximale : 6,00 m.

Les caractéristiques données ci-dessus sont basées sur les épaisseurs d'acier noir calculées à partir de l'épaisseur nominale : $t_{nom} = t - 0,04$ mm
Ceci correspond à 275 g de zinc/m² (Norme NF EN 10147).
Les tolérances géométriques des éléments sont conformes à la norme EN 10143 :
100 mm ≤ Dimension ≤ 220 mm : tolérance ± 1,25 mm
Dimension > 220 mm : tolérance ± 1,50 mm



G : Centre de gravité
S : Centre de torsion

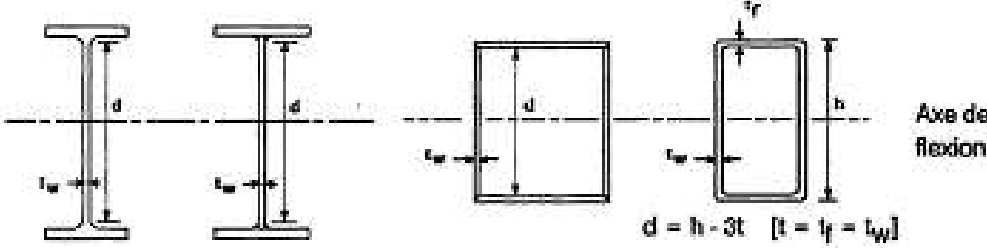
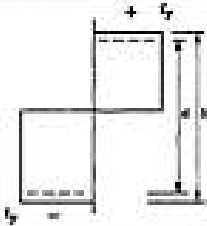
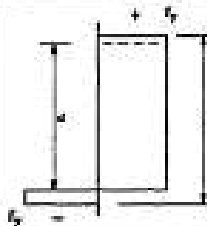
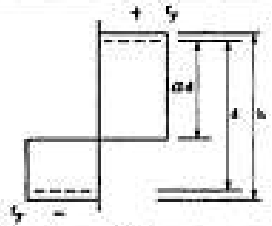
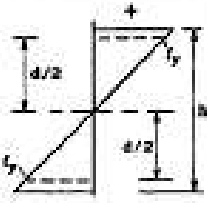
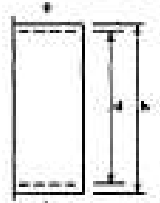
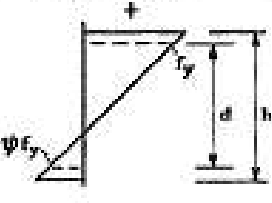
Caractéristiques brutes des profils Z (conforme à la NF EN 1993-1-3)

Profils	Ag cm ²	y-G cm	z-G cm	Iyy cm ⁴	Izz cm ⁴	Wy Cm ³	Wz cm ³	y-S cm	z-S cm	It 10 ⁻² cm ⁴	Iw cm ⁶
Z 160*1.5	4.63	-0.14	7.78	184.32	43.69	23.69	7.17	-0.17	7.28	0.03	2047.91
Z 180*1.5	4.92	-0.13	8.78	242.62	43.70	27.63	7.19	-0.16	8.20	0.04	2636.45
Z 180*2.0	6.53	-0.13	8.78	319.23	56.57	36.35	9.30	-0.16	8.20	0.08	3449.53
Z 200*1.5	5.21	-0.13	9.77	311.01	43.71	31.83	7.19	-0.15	9.11	0.04	3307.47
Z 200*2.0	6.93	-0.13	9.75	409.3	56.61	41.98	9.31	-0.15	9.11	0.09	4328.68

Caractéristiques efficaces des profils Z – Limite élastique 280 MPa (conforme à la NF EN 1993-1-3)

Profils	Ag cm ²	y-G cm	z-G cm	Iyy cm ⁴	Izz cm ⁴	Wy Cm ³	Wz cm ³	Af cm ²	Ifz cm ⁴	ifz cm	Wfz cm ³
Z 160*1.5	3.12	-0.14	7.93	173.82	41.79	21.92	6.57	1.56	8.46	2.33	2.95
Z 180*1.5	3.14	-0.14	8.92	224.12	41.89	25.13	6.59	1.61	8.83	2.34	2.99
Z 180*2.0	4.83	-0.17	8.82	318.49	56.33	36.11	8.86	2.14	11.58	2.32	3.94
Z 200*1.5	3.15	-0.14	9.91	280.93	41.98	28.35	6.60	1.66	9.17	2.35	3.02
Z 200*2.0	4.86	-0.17	9.8	401.1	56.41	40.93	8.91	2.21	12.03	2.33	3.99

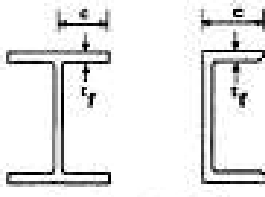
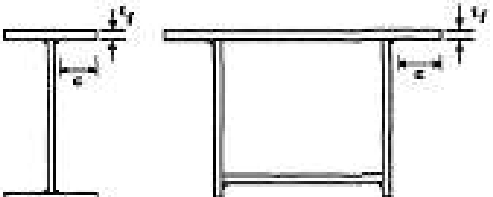

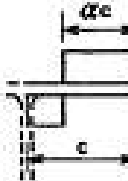
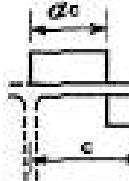
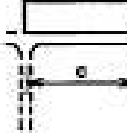
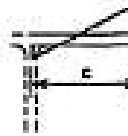
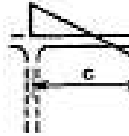
Annexe 1 : Fiche technique des profilés Z laminés à froid

Tableau 5.3.1 (Feuille 1)		Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées			
(a) <u>Armes</u> : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)					
<div></div>					
Classe	Ame fléchie	Ame comprimée	Ame en flexion composée		
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 38 \epsilon / \alpha$		
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$		
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{(-\psi)}$		
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355	
	ϵ	1	0,92	0,81	

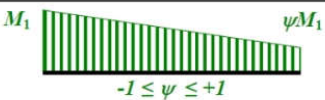
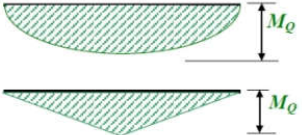
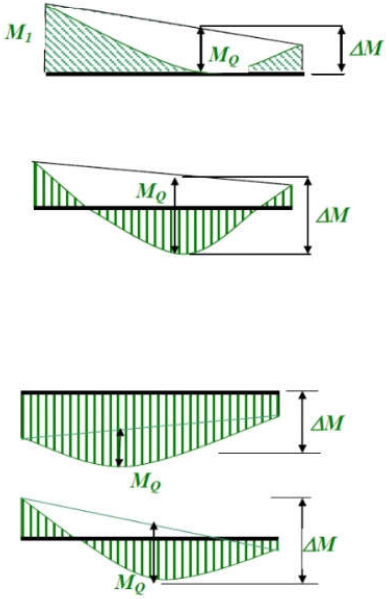
Annexe 2 : Classe de l'âme

Tableau 5.3.1 (Feuille 2)		Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées			
(b) parois internes de semelles : (parois internes parallèles à l'axe de flexion)					
Classe	Type	Section fléchie		Section comprimée	
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)					
1	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 33 \epsilon$		$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$	
	Autres	$b/t_f \leq 33 \epsilon$		$b/t_f \leq 42 \epsilon$	
2	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 38 \epsilon$		$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$	
	Autres	$b/t_f \leq 38 \epsilon$		$b/t_f \leq 42 \epsilon$	
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)					
3	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$		$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$	
	Autres	$b/t_f \leq 42 \epsilon$		$b/t_f \leq 42 \epsilon$	
$\epsilon = \sqrt{235/t_y}$		t_y (N/mm ²)	235	275	355
		E	1	0,92	0,81

Annexe 3 : Classe de la semelle

Tableau 5.3.1 (Feuille 3)		Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées			
(c) Parois de semelles en console :					
					
Sections laminées		Sections soudées			
Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 9 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
2	laminées	$c/t_f \leq 11 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées	$c/t_f \leq 15 \varepsilon$	$c/t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$		
	soudées	$c/t_f \leq 14 \varepsilon$	$c/t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ Pour k_σ voir tableau 5.3.3		
$\varepsilon = \sqrt{235/t_f}$		t_f (N/mm ²)	235	275	355
		ε	1	0,92	0,81

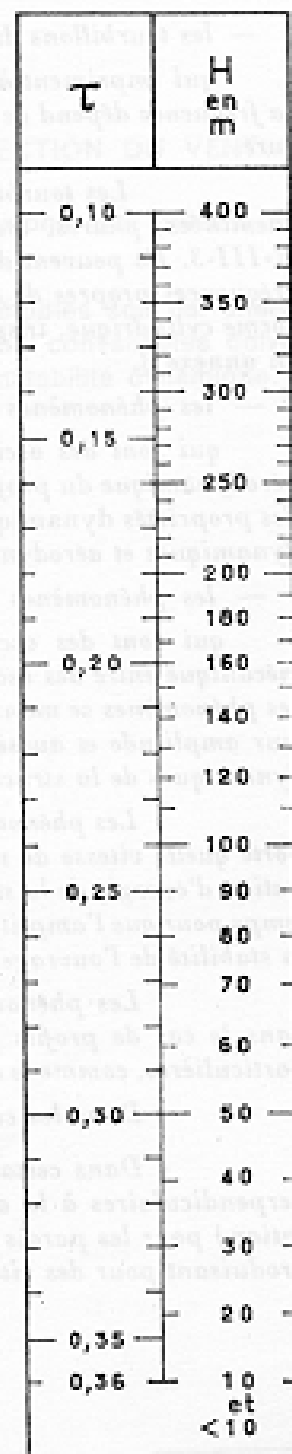
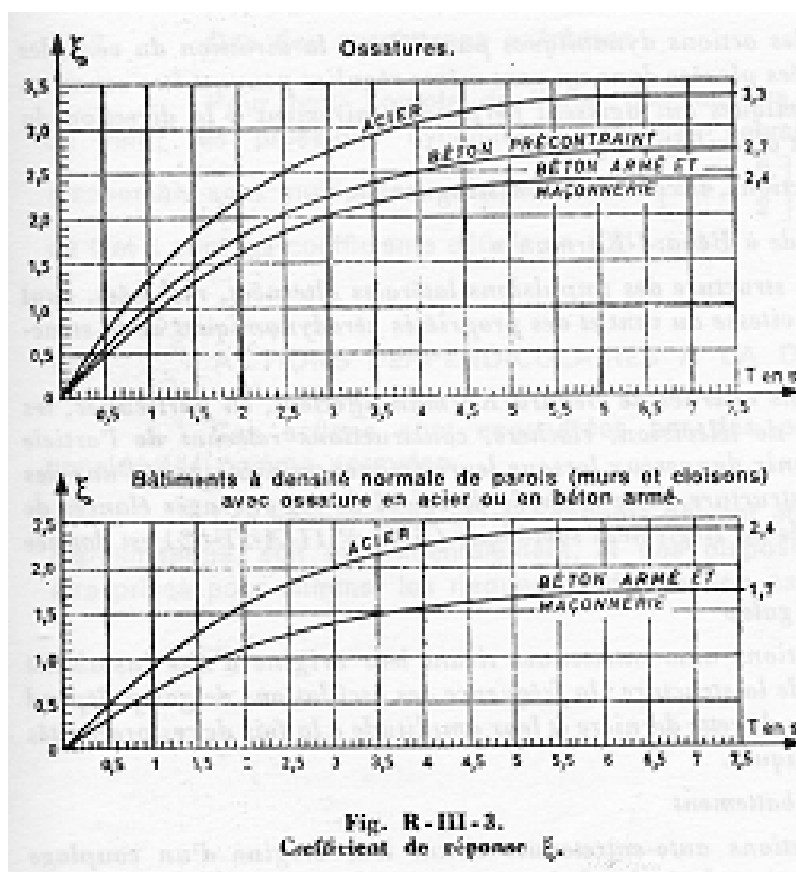
Annexe 4: Classe de la semelle en console

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moments provoqués par les charges transversales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moments provoqués par les charges transversales dans le plan plus les moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $\beta_M = \max M $ dû à la charge transversale uniquement $\Delta_M = \begin{cases} \max M & \text{pour des diagrammes des moments sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour des diagrammes des moments avec changement de signe} \end{cases}$

Annexe 5 : Facteurs de moment uniforme équivalent

EFFORT (KN)	≤250	250-400	400-600	600-1000	1000-1400	1400-1800	≥1800
EPPAISSEUR (mm)	8	10	12	14	16	18	20

Annexe 6 : Epaisseur de la platine en fonction de l'effort à supporté



Annexe 7: Coefficient de réponse et de pulsation

CALCUL DE LA PRESSION DE VENT Selon NF-EN 1991-1-3/4/NA :2007/2008

DIMENSIONS DU BATIMENT

Hauteur : 9,70 m
 Largeur : 40,00 m
 Profondeur : 120,00 m
 Flèche de la toiture: 2,70 m

Entraxe des portiques : 6,00 m
 Altitude de la construction: 9,70 m

DONNEES VENT

Région: 2
 Vb,0 : 30,000 m/s
 Qb,0 : 0,55 kPa
 Durée de vie de la structure: 50 années; p= 0,020
 K : 0,150
 kl : 0,995
 Vb,0(p) : 30,000 m/s
 Qb,0(p) : 0,55 kPa
 Cdir : 1,000
 CsCd : 1,000
 Cseason : 1,000

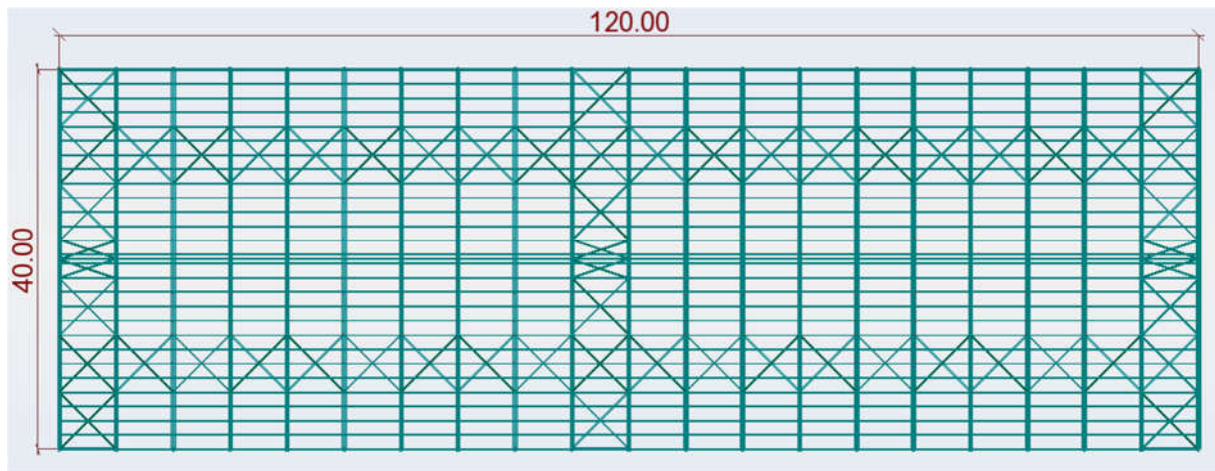
Vb : 30,000 m/s
 Qb : 0,55 kPa

Type de terrain **II - Rase campagne, avec ou non quelques obstacles isolés**

kr : 0,190
 z0 : 0,05 m
 Zmin : 2,00 m

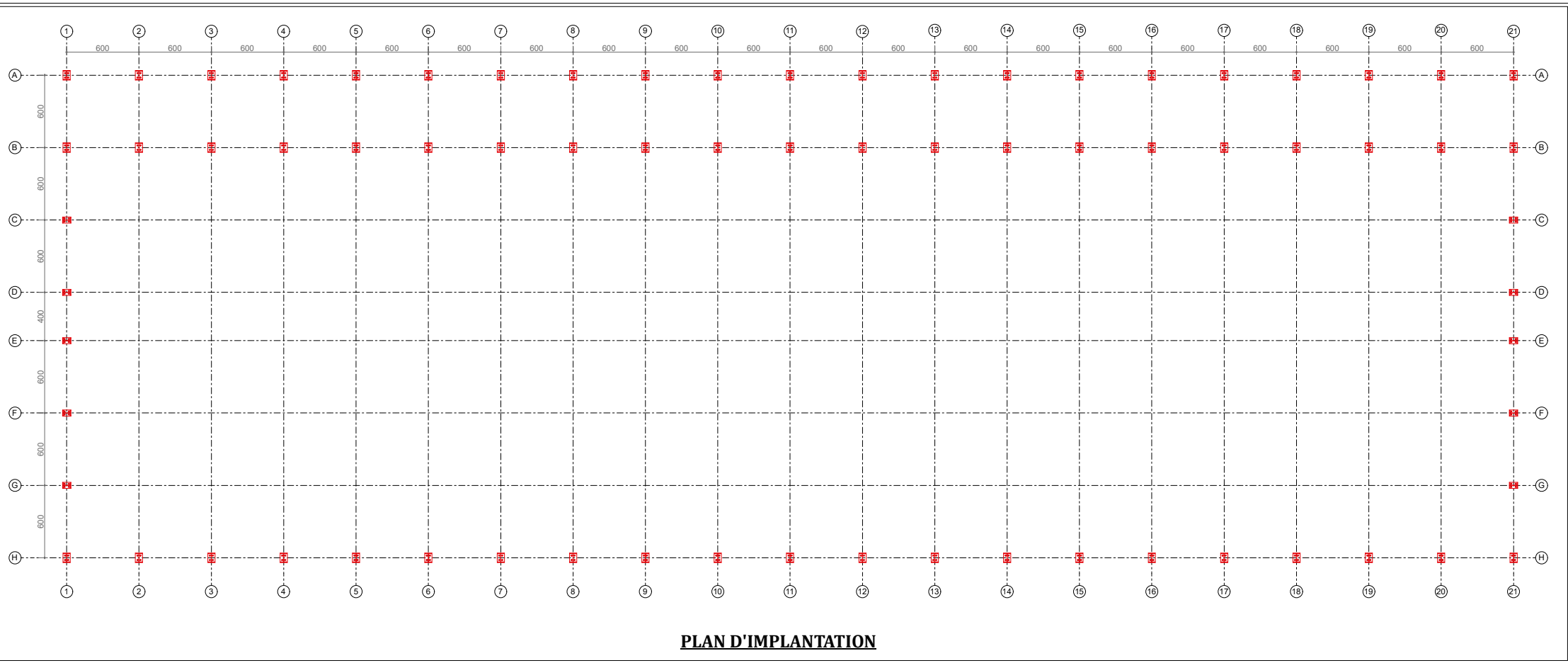
z = 7,000	Cr(z) : 0,939	Ce(z) : 2,124	q(z) : 1,17 kPa
z = 9,700	Cr(z) : 1,001	Ce(z) : 2,327	q(z) : 1,28 kPa

Pression maximale 1,28 kPa

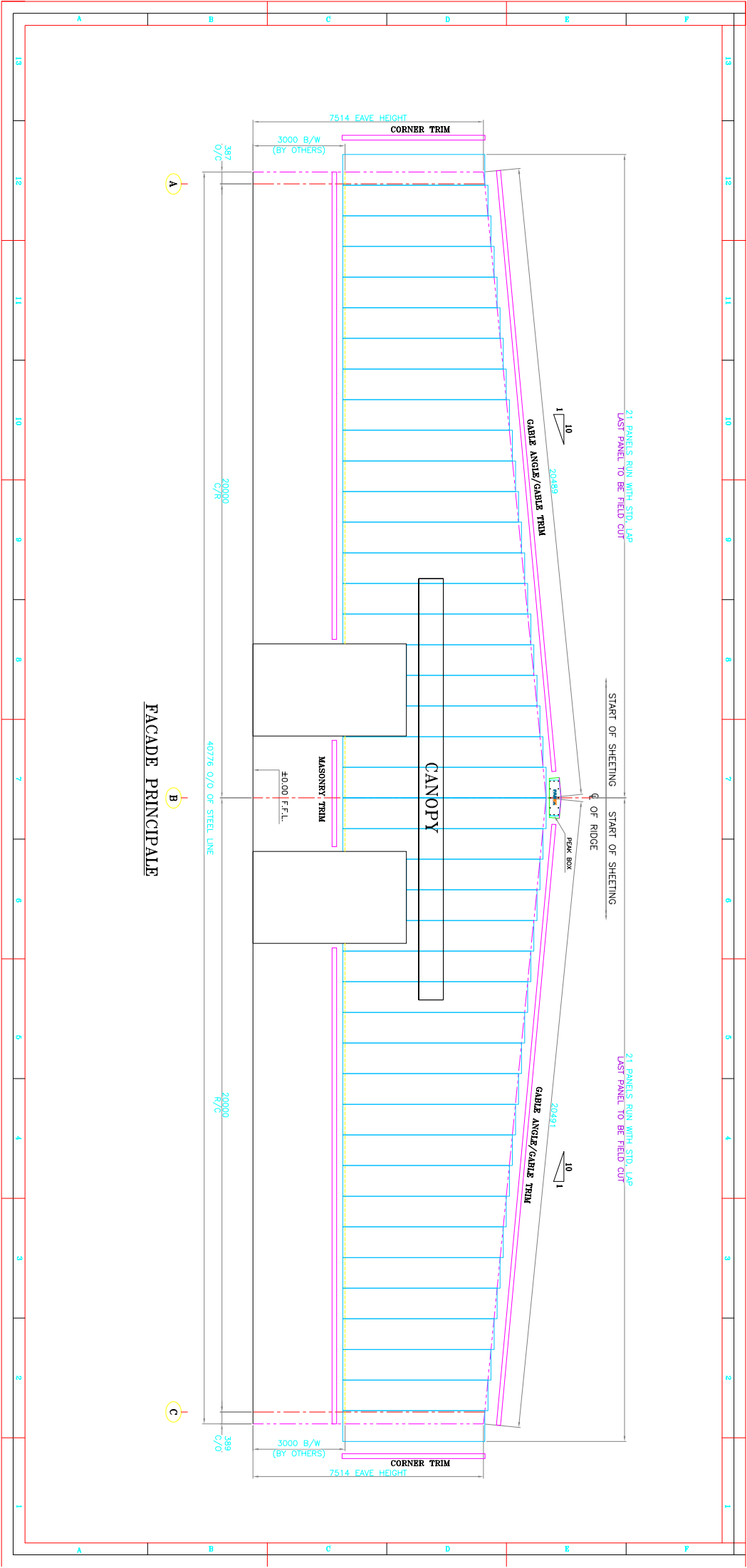


Annexe 8 : Vue de dessus de la charpente métallique

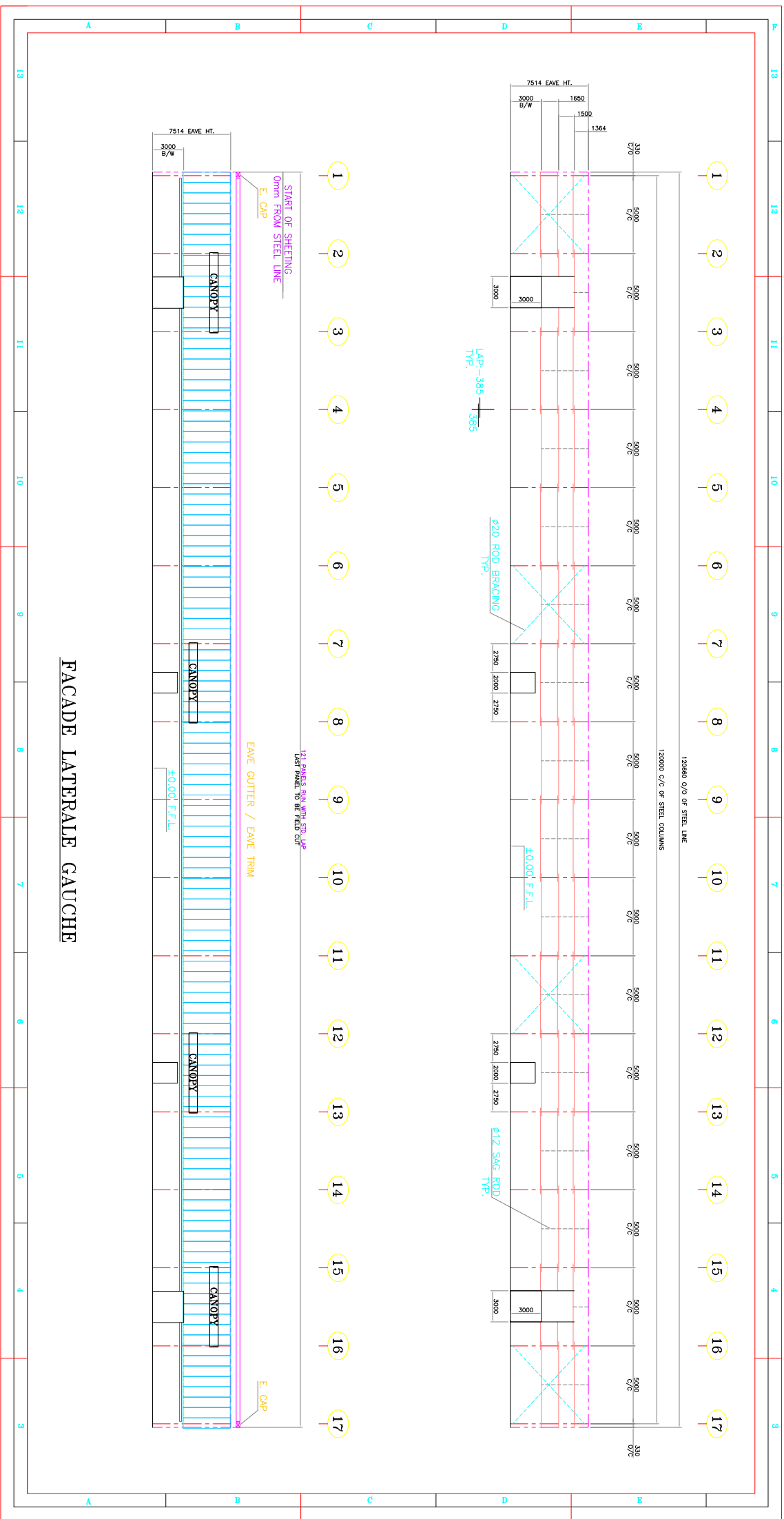
Annexe 9 : Plan d'implantation



Annexe 10 : Façade principale



Annexe 11 : Façade latérale



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **Jean MOREL** 2005, Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3, EYROLLES ;
- [2] Eurocode NF EN 1991-1-4 Novembre 2005, diffusé par l'Association Française de Normalisation ;
- [3] **Mario-Charly TOBOSSOU & Mohamed GIBIGAYE**, Charpentes métalliques Conception et dimensionnement selon les Eurocodes, Editions universitaires européennes ;
- [4] **OUALID HAMZA** Juin 2013, Initiation à l'étude d'une structure simple en profilés formés à froid en utilisant l'Eurocode et l'AISI, Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master Génie Civil ;
- [5] **Manfred A. HIRT & Michel CRISINEL** 2000, Traité de génie civil, volume 11, CHARPENTES METALLIQUES, conception et dimensionnement des halles et bâtiments. Presses polytechniques et universités romandes ;
- [6] **Lahlou DAHMANI**, Calcul des éléments résistants d'une construction Métallique, office des publications universitaire ;
- [7] **Térah Joël ASSOCLE** 2019, Etude d'un stade de football : dimensionnement de gradins en structure mixte et conception de la couverture en charpente métallique, Mémoire de fin de formation ;
- [8] **AHOUANVOEDO S. Samuel I. R.** 2019, Conception et dimensionnement selon l'Eurocode 4 d'un Bâtiment administratif de type R+2 à ossature mixte, Mémoire de fin d'étude ;
- [9] **Kahoual Djennat et Laouar Ibtissam** 2022, Etude comparative d'une structure en charpente métallique et autre en béton armé, Mémoire de fin d'étude ;
- [10] **AGASSOUNON Ezéchias**, Conception et étude d'un bâtiment industriel en charpente métallique : cas de l'entrepôt du marché de gros de AKASSATO, Mémoire de fin de formation ;

TABLES DES MATIERES

SOMMAIRE.....	ii
DEDICACE	iii
REMERCIEMENTS.....	iv
LISTE DES ABREVIATIONS ET SIGLES	v
LISTE DES TABLEAUX.....	vi
LISTE DES FIGURES.....	vii
LISTE DES SYMBOLES ET UNITES DE MESURES	ix
LISTE DES ANNEXES.....	xi
RESUME.....	xii
ABSTRACT	xiii
INTRODUCTION.....	xiv
CHAPITRE 1 : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE.....	16
1.1 : Conception et principe de dimensionnement.....	17
1.1.1 La conception d'une structure métallique.....	17
1.1.2 Choix des profilés.....	17
1.1.3 Profilés laminés à chaud.....	17
1.1.3.1 Section en I.....	17
1.1.3.2 Section en H	17
1.1.3.3 Les profilés en U.....	18
1.1.3.4 Les sections en L	18
1.1.4 Profilés laminés à froid.....	18
1.1.5 Assemblages.....	19

1.1.5.1	Assemblages soudés.....	19
1.1.5.2	Assemblages boulonnés	20
1.1.6	Normes et Principe de dimensionnement	20
1.1.6.1	Règlements et normes de calcul	20
1.1.6.2	Principe de dimensionnement des Profilé laminé à chaud.....	20
1.1.6.3	Classification des sections transversales	21
1.1.6.4	Coefficients partiels de sécurité.....	21
1.1.6.5	Etude des instabilités élastiques	22
1.1.6.5.1	Effort axial de traction (N).....	23
1.1.6.5.2	Effort axial de compression (N).....	23
1.1.6.5.3	Effort tranchant (V).....	24
1.1.6.5.4	Flexion simple (moment M)	25
1.1.6.5.5	Flexion simple + effort tranchant (M+V)	26
1.1.7	Principe de dimensionnement des Profilé laminé à froid.....	26
1.1.7.1	Coefficient de sécurité	27
1.1.7.2	Caractéristiques des aciers.....	27
1.1.7.3	Caractéristiques des sections.....	28
1.1.7.4	Limite d'élasticité moyenne augmentée	29
1.1.8	Instabilité locale.....	30
1.1.8.1	Principe de la méthode de la largeur effective	30
1.1.8.2	Parois non raidies.....	31
1.1.8.3	Parois muni de raidisseur.....	34
1.1.9	Résistance des sections transversales.....	35
1.1.10	Dimensionnement des boulons	35
1.1.10.1	Assemblages sollicités à la traction	35
1.1.10.2	Assemblages sollicités au cisaillement	36

1.1.10.3	Assemblages sollicités simultanément au cisaillement et à la traction	37
1.1.10.4	Principe de disposition des boulons	37
1.1.10.5	Diamètre d_0 des trous	38
1.1.11	Dimensionnement des cordons de soudure	38
1.1.11.1	Soudures bout à bout à pleine pénétration	39
1.1.11.2	Soudures bout à bout à pénétration partielle	39
1.1.11.3	Soudures d'angle	39
1.1.11.4	Caractéristique du métal d'apport	40
1.2	Outils de pré-dimensionnements	40
1.2.1	Pré dimensionnement des éléments principaux	40
1.2.2	Pré dimensionnement des éléments de treillis	41
CHAPITRE 2 : Approches Méthodologiques		42
2.1	: Présentation du projet	43
2.1.1	Présentation du projet	43
2.1.1.1	Présentation du Bâtiment	43
2.1.1.2	Description de l'ouvrage	43
2.1.2	Matériaux utilisés	43
2.1.2.1	Acier de charpente	43
2.1.2.2	Les boulons	44
2.1.3	Justification du contreventement de la structure	44
2.1.4	L'ossature du bâtiment	44
2.2	Etudes des charges sur les éléments	45
2.2.1	Charges permanentes	45
2.2.2	Charges d'exploitation	45
2.2.3	Plancher toiture légère	45

2.2.4	Plancher collaborant.....	46
2.2.5	Charge variable (Vent).....	46
2.2.5.1	Donnés de base.....	47
2.2.5.2	Coefficient structural $CsCd$	47
2.2.5.3	Pression dynamique de base qb	47
2.2.5.4	Pression dynamique de pointe qp	47
2.2.5.5	Coefficient de pression nette $Cpnet$	48
2.2.5.6	Coefficient de pression extérieure Cpe	48
2.2.5.7	Coefficient de pression intérieur Cpi	52
2.2.5.8	Pression du vent sur chaque face.....	54
2.2.6	Combinaison des charges.....	55
2.3	Pré dimensionnement des éléments structuraux.....	55
2.4	Effort dans les liernes.....	55
2.5	Détermination des efforts dans les barres.....	57
2.6	Calcul des pannes.....	58
2.7	Calcul des liernes.....	62
2.8	Dimensionnement des éléments de la ferme.....	63
2.9	Calcul du plancher mixte de type collaborant.....	69
2.9.1	Calcul des solives.....	69
2.9.1.1	Détermination de l'inertie de montage solive-dalle.....	69
2.9.1.2	Moment fléchissant dans la section mixte.....	70
2.9.1.3	Contrainte de flexion dans la solive.....	70
2.9.1.4	Contrainte dans la section de la dalle.....	71
2.9.1.5	Contrainte additionnelle de retrait.....	71
2.9.1.6	Contrainte finale.....	72
2.9.1.7	Vérification de l'effort tranchant des solives.....	72

2.9.1.8	Vérification de la flèche	72
2.9.2	Calcul de la poutre maitresse	73
2.9.2.2	Dimensionnement à la rigidité	73
2.9.2.3	Vérification de la résistance en flexion	74
2.9.2.4	Vérification de l'effort tranchant.....	74
2.10	Calcul des portiques	74
2.11	Calcul des lisses de bardage.....	84
2.12	Calcul des potelets de pignon	87
2.13	Calcul des contreventements.....	91
2.14	Calcul et dimensionnement des échantignolles	93
2.15	Assemblage des éléments de la ferme	94
2.15.1	Epaisseur des goussets	94
2.15.2	Dimensionnement des boulons	95
2.15.2.1	Boulon des arbalétriers	95
2.15.2.2	Boulon des entrails	96
2.15.2.3	Boulon des diagonales.....	96
2.15.2.4	Boulon des montants.....	96
2.16	Assemblage poteau-treillis	97
2.17	Assemblage poutre maitresse-poteau	98
2.18	Calcul de pied de poteau articulé.....	99
2.19	Stabilité d'ensemble	100
CHAPITRE 3 :	RESULTATS	105
3-1	DIEMNSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTUREAUX	106
3-2	DIEMNSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA FERME.....	106
3-3	ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE.....	106
3-4	PIED DE POTEAU ARTICULE	107

3-5 ASSEMBLAGE DES ELEMENTS DE LA FERME.....	108
CONCLUSION	130
ANNEXES	131
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	143
TABLES DES MATIERES.....	144