

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de La Recherche Scientifique



Université de Ghardaïa

N° d'ordre :

N° de série

Faculté des Sciences et Technologies
Département D'hydraulique et de Génie Civil

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de

MASTER

Domaine : *Sciences et Technologies*

Filière : **Génie Civil**

Spécialité : *Structures*

Par : **DAHEUR Ahmed**

BENBADA Ahmed

Thème

**ETUDE D'UN HANGAR EN CHARPENTE METALLIQUE A
USAGE SPORTIF**

Membres de jury :

ZERZOUR Ali	Professeur	U. GHARDAIA	Examineur
AZIEZ Mohammed Nadjib	M.A.B	U. GHARDAIA	Examineur
DAHEUR Elhadj Guesmia	M.C.A	U. GHARDAIA	Encadreur

Année universitaire 2020/2021

Remerciements

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre objectif

Nos remerciements vont à notre encadreur le docteur DAHEUR Elhadj Gesmia pour l'aide et le temps qu'il nous a consacré

On tient à remercier vivement Mr REZMA Yacine et Mr BAHAZ Abdeslam pour leur collaboration à ce projet

Un grand merci au enseignants ZERZOUR Ali et AZIEZ Mohammed Nadjib pour le grand honneur qu'ils nous font en acceptant de juger ce travail

Nous tenons à remercier tous ceux qui nous ont aidés à réaliser ce modeste travail de près ou de loin.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Toute ma famille.

Tous mes amis

Tous les enseignants de l'université de Ghardaïa

Ahmed Ben Bada

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Ma petite famille

Mon frère BAKKAR et mes soueurs.

Toute la famille DAHEUR.

Tous mes amis

Tous les enseignants de l'université de Ghardaïa

Daheur Ahmed

Résumé

Ce travail de fin d'étude, consiste à étudier et le dimensionner un hangar à usage sportif construit en charpente métallique situé à la wilaya de GHARDAIA.

Il est constitué de plusieurs portiques, stabilisés par des contreventements, et couvert par une toiture à deux versants symétriques. Ce projet est élaboré en plusieurs étapes, en premier lieu l'évaluation des charges et surcharges ainsi que les effets des actions climatique selon le règlement algérien « RNV99.V2013 » ensuite le dimensionnement des différents éléments (secondaires et porteurs), puis l'étude des assemblages selon le (CCM97), et enfin l'étude de l'infrastructure selon le (BAEL91). Le logiciel utilisé pour cette étude est le « ROBOT ».

Mots clés : Hangar, Charpente métallique, étude au vent, Assemblage, Structure.

Summary

This work consists of studying and dimensioning a hangar for sports use built in a metal frame located in the wilaya of GHARDAIA.

It consists of several porticoes, stabilized by bracing, and covered by a roof with two symmetrical slopes. This project is developed in several stages, first the evaluation of loads and overloads as well as the effects of climatic actions according to the Algerian standard "RNV99.V2013" then the sizing of the various elements (secondary and load-bearing), then the study assemblies according to (CCM97), and finally the study of the infrastructure according to (BAEL91). The software used for this study is the "ROBOT".

Keywords: Hangar, Metal frame, wind study, Assembly, Structure.

ملخص

هذا العمل المتمثل في مذكرة نهاية الدراسة يعمد الى دراسة و تصميم و قياس مبنى حظيرة مخصصة لأغراض رياضية مكون من هياكل معدنية يقع بولاية غرداية.

المبنى مشكل من عدة أروقة، مدعومة بمساند، و مغطى بسقف مزدوج و متناظر الجناحين. دراسة هذا المشروع مرت بعدة مراحل، أولها تقييم الأتقال بما فيها الزائدة و تقييم أثر الأفعال المناخية و هذا بموجب التنظيم الجزائري "RNV99" نسخة 2013 و بعد ذلك تم دراسة مختلف عناصر المبنى (الثانوية و الحاملة) و يلي ذلك دراسة التجميع وفقا ل " CCM97" و في النهاية تم دراسة البنية التحتية تبعا ل "BAEL91".

و كبرنامج حساب استعملنا "ROBOT".

ختم هذا العمل باستنتاجات.

الكلمات المفتاحية: حظيرة، هيكل معدني، تجميع، بنية، تقييم

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	000
CHAPITRE I.PRESENTATION DE L'OUVRAGE	001
I.1.INTRODUCTION	002
I.2.LOCALISATION DU PROJET	002
I.3 CARACTERISTIQUES ET DONNEES DU PROJET	003
I.3.1 Description structurale	003
I.3.2 Les données géométriques	003
I.3.3 Parie horizontal (la toiture)	003
I.3.4. Parie vertical (les façades)	004
I.3.5.MATERIAUX UTILISE	004
I.3.5.1. L'acier	004
a)Définition	004
b) Caractéristiques	005
I.3.5.2.Le béton	006
a) Définition	006
b) Caractéristiques	006
I.4.LES REGLEMENTS UTILISEES	006
CHAPITREII.ACTIONS CLIMATIQUES	007
II.1. INTRODUCTION	008
II.2. ACTION DU VENT	008
II.2.1. Direction du vent	008
II.2.2. Paramètres et Coefficients de calcul	009
a) Effet de la région	009
b) Catégorie du terrain	009
c) Coefficient de topographie	010
d) Calcul de coefficient dynamique	010
II.2.3. Détermination de la pression aérodynamique $W(z)$	010
II.2.3.1.Calcul de la pression dynamique de pointe	011
a -Hauteur de référence Z_e	011
b - Coefficient d'exposition C_e	012
II.2.3.2.Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}	012
II.2.3.2.1. Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1)	013
a- Parois verticales	013
b- Toiture	014

SOMMAIRE

II.2.3.2.2.Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2)	016
a- Parois verticales	016
b-Toiture	017
II.2.3.3.Détermination des coefficients de pression intérieure C _{pi}	019
II.2.3.2.1.Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1)	020
II.2.3.2.1.Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2)	020
II.2.3.3.Calcul des différentes pressions sur la structure	021
II.2.3.3.1.Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1)	021
a- Parois verticales	021
b-Toiture	022
II.2.3.3.2.Vent perpendiculaire au long pan (sens V ₂)	022
a-Parois verticales	022
b-Toiture	023
II.3.ACTION D'ENSEMBLE	024
II.3.1.Cas de vent perpendiculaire au pignon (sensV1)	024
a) Détermination de la force extérieure F _{w,e}	024
b) Détermination de la force extérieure F _{w,i}	025
c) Détermination de la force de frottement F _{fr}	026
d) Calcul de la stabilité d'ensemble	027
II.3.2.Cas de vent perpendiculaire au long pan (sensV2)	028
a) Détermination de la force extérieure F _{w,e}	028
b) Détermination de la force intérieure F _{w,i}	029
c) Détermination de la force de frottement F _{fr}	031
d) Calcul de la stabilité d'ensemble	031
CHPITRE III.PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	033
III.1.ETUDE DES PANNES	034
III.1.1-Définition	034
III.1.2 Les données	035
III.1.3 Evaluation des charges et surcharges	035
a) Les charges permanentes (G)	035
b) Surcharges d'entretien (E)	036
c) Surcharges du vent (V)	036
d) Surcharges de sable (S)	036
III.1.4 Combinaisons des charges les plus défavorables	036
a) Action vers le bas	036
b) Action vers le haut	036

SOMMAIRE

III.1.5 Vérification à l'état limite ultime (ELU)	037
a) Vérification de la section à la résistance	038
a.1) Vérification à la flexion	038
a.2) Vérification au cisaillement	038
b) Vérification au déversement	039
III.1.6 Vérification à l'état limite de service (ELS)	041
III.2.ETUDE DE L'ECHANTIGNOLE	043
III.2.1.Introduction	043
III.2.2.Calcul des charges revenant à l'échantignole	043
III.2.3.Calcul du moment de renversement	044
III.2.4.Dimensionnement de l'échantignole	044
III.3.CALCUL DU PORTIQUE TRAVERSE	044
III.3.1.Introduction	044
III.3.2 effet des charges verticales sur un portique	045
III.3.2.1.charge permanentes	045
III.3.3- calcul des efforts internes	047
III.3.3.1 charges verticales vers le bas	048
III.3.3.2 charges verticales vers le haut	049
III.3.3.3 vent horizontal (Pression)	049
III.3.3.4 Vent horizontal (dépression)	049
III.3.3.5 Tableaux récapitulatifs	050
III.3.4-Calcul de l'imperfection géométrique globale	051
III.3.4-1 Modélisation avec les imperfections	051
III.3.4-2 Calcul des efforts internes additionnels	052
III.3.4-3 Combinaisons à l'ELU avec prise en compte de H_{eq}	053
III.3.5 Choix de la méthode d'analyse	053
III.3.5-1 Détermination du facteur d'éloignement critique minimum α_{cr}	053
III.3.6 prés dimensionnement de la traverse	054
III.3.6-1 Vérification de traverse à l'ELS	055
III.3.6-1-1 Vérification à la flèche	055
III.3.6-2 Vérification de la traverse à l'ELU	055
III.3.6-2-1 Vérification de la section à la résistance	055
III.3.6-2-2 Vérification de l'élément à l'instabilité	058
III.3.6-2-3 Action vers le bas	058

SOMMAIRE

III.3.6-2-4 Action vers le haut	062
III.3.7 Vérification des poteaux	063
III.4. CALCUL DES LISSES DE BARDAGE	067
III.4.1.Introduction	067
III.4.2.Espacement des lisses	067
III.4.3 Vérification de la lisse de long-pan	067
III.4.3.1.Evaluation des charges et surcharges	067
a) Les charges permanentes	067
b) La surcharges climatique du au vent (suivant le plan de l'âme)	067
III.4.3.2 Dimensionnement des Lisses	068
III.4.3.3 Combinaison de charges les plus défavorables	068
III.4.3.4 Vérification à l'état limite ultime (ELU)	068
a) Vérification à la résistance en section	069
a.1) Vérification à la flexion	069
a.2) Vérification au cisaillement	069
a.3) Vérification au déversement	070
III.4.3.5 Vérification de la flèche à l'état limite de service (ELS)	070
III.5 CALCUL DES LIERNES DU LONG PAN	071
III.5.1 Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité	071
III.5.2 Calcul de la section des liernes	072
III.5.3. Vérification de la lisse du pignon	072
III.5.3.1 Evaluation des charges et surcharges	072
a) Les charges permanentes	072
b) La surcharges climatique due au vent (suivant le plan de l'âme)	072
III.5.3.2 Dimensionnement des Lisses	073
III.5.3.3 Combinaison de charges les plus défavorables	073
III.5.3.4 Vérification à l'état limite ultime (ELU)	073
a) Vérification à la résistance en section	074
a.1) Vérification à la flexion	074
a.2) Vérification au cisaillement	074
a.3) Vérification au déversement	074
III.5.3.5 Vérification de la flèche à l'état limite de service (ELS)	075
III.6.ETUDE DES POTELETS	075
III.6.1. Définition	075

SOMMAIRE

III.6.2 Dimensionnement du potelet	076
III.6.3-Vérification de la section à la résistance	077
a) Incidence de l'effort tranchant	077
b) Incidence de l'effort normale	077
c) Vérification à la flexion	077
III.6.4. Vérification de l'élément aux instabilités	078
CHAPITRE IV.CALCUL DES CONTREVENTEMENTS	088
IV.1.INTRODUCTION	088
IV.2.LES DEFFERENTS TYPES DE CONTREVENTEMENT	088
IV.2.1.Contreventements de toiture (Poutre au vent)	088
IV.2.2.Contreventement de façade (palée de stabilité)	088
IV.2.3.Effort du vent sur le pignon	088
IV.3.CALCUL DE LA POUTRE AU VENT EN PIGNON	088
IV.3.1.Evaluation des efforts horizontaux	088
a) Les efforts appliqués sur la poutre au vent	090
b) Effort de traction dans les diagonales	090
c) Section de la diagonale	091
IV.3.2.Calcul de la palée de stabilité en long pan	092
a) Effort de traction dans la diagonale tendue	093
b) Section de la diagonale	093
CHAPITRE V. VERIFICATION DES ELEMENTS	096
V.1.INTRODUCTION	096
V.2. VERIFICAYION DES ELEMENTS	096
a) A la traction	096
b) Au flambement (compression)	096
c) La condition de résistance (ratio)	096
V.3.CALCUL DES STRUCTURES ACIER	097
CHAPITRE VI. CALCUL DES ASSEMBLAGES	103
VI.1.INTRODUCTION	103
VI.2.PRICIPE DE DIMENSIONNEMENT	103
VI.3.TYPES ET FONCTIONNEMENT D'UN ASSEMBLAGE	103
a) Fonctionnement par obstacle	103
b) Fonctionnement par adhérence	103
c) Fonctionnement mixte	103
VI.4.CARACTERISTIQUES DES BOULONS	104
VI.5. LES PROCEDES DE SOUDAGE	104
a) Procédé par pression	104
b) Procédé par résistance électrique	105
c) Procédé à l'arc électrique	105
VI.6.CALCUL DES ASSEMBLAGES	105
VII.ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	145
VII.1.INTRODUCTION	145

SOMMAIRE

VII.2.LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISE	145
VII.3.CALCUL DES FONDATIONS SOUS POTEAUX	145
CONCLUSION GENERALE	150
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE	151
LES ANNEXES	152
LES PLANS	163

Liste des figures

Figure I.1 : Vue d'ensemble du projet	002
Figure I.2 : vue en 3D de la structure	003
Figure I.3 : Détail de panneau sandwich (couverture).	004
Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction)	005
Figure II.1 : Direction du vent sur la toiture.	009
Figure II.2 : Paramètre de $C_t(z)$ aux alentours des collines.	010
Figure.II.3 : Hauteur de référence Z_e et le profil correspondant de la pression dynamique	011
Figure II.4 : La répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur Z_e .	012
Figure II.5 : légende relative aux murs verticaux.	013
Figure II. 6 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V1.	013
Figure II.7 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V1	014
Figure II.8 : La répartition des zones de pression sur la toiture, sens V1	015
Figure II.9 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V2	016
Figure II.10 : Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois sens V ₂	017
Figure II.11 : La répartition des zones de pression sur la toiture suivant le sens V2	018
Figure II.12 : coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante	020
Figure II.13 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1	021
Figure II.14 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent sens V ₁	022
Figure II.15 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2.	023
Figure II.16 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2.	024

Figure II.17 : Schéma de la stabilité longitudinale	027
Figure II.18: Schéma de la stabilité transversale.	031
Figure III.1 : Disposition de la panne	034
Figure III.2 : Schéma statique des pannes suivant les axes Y et Z	035
Figure III.3 : espacement des pannes dans chaque versant	035
Figure III.4 : Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.	035
Figure III.5 : Schéma statique des surcharges d'entretien E sur les pannes.	036
Figure III.6 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement	038
Figure III.7 : Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.	040
Figure III.8 : Déversement d'une panne de toiture	040
Figure III.9 : Vérification de la flèche	042
Figure III.10: Disposition de l'échantignole.	043
Figure III.11 : Portique symétrique à une travée.	044
Figure III.12 : Les dimensions des portiques.	045
Figure III.13 : Effet de vent	046
Figure III.14 : Effet de vent	046
Figure III.15 : La charge du vent équivalente	047
Figure III.16 : La charge du vent équivalente	047
Figure III.17 : Schéma représentatifs pour calcul des efforts internes	047
Figure III.18 : Schéma des moments des charges verticales vers le bas.	048
Figure III.19 : Schéma des moments des charges verticales vers le haut.	048
Figure III.20 : Schéma des moments dus au vent horizontal (pression).	049
Figure III.21 : Schéma des moments dus au vent horizontal (dépression).	049
Figure III.22: Schéma des moments des efforts additionnels.	052
Figure III.23: Schéma des moments.	054
Figure III.24: Schéma des moments.	054
Figure III.25 : Schéma représentatif des moments sur la traverse	056
Figure III.26: Schéma représentative pour vérification de la section à la résistance	056

Figure III.27: Schéma représentative pour vérification de l'élément à L'instabilité	058
Figure III.28: Schéma représentative pour vérification de l'élément à l'instabilité	059
Figure III.29: Schéma représentative pour calcul du moment au point quelconque	060
Figure III.30 : Schéma des moments sur la traverse sous l'action du vent de soulèvement	062
Figure III.31 : Schéma du moment aux extrémités du tronçon le plus chargé.	065
Figure III.32: La répartition des charges sur les lisses de long pan.	068
Figure III.33 : Schéma des liernes	071
Figure III.34: La répartition des charges sur les lisses de long pan.	073
Figure IV.1 : Les surfaces d'application des efforts horizontaux	089
Figure IV.2 : Schéma statique de la poutre au vent (effet de traction).	090
Figure IV.3 : Effort F_d dans la diagonal d'extrémité	091
Figure IV.4: Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.	092
Figure IV.5 : Effort de traction dans la diagonale tendue	093

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Classification des aciers selon leurs teneurs en carbone	004
Tableau II.1 : La pression dynamique de référence.	009
Tableau II.2 : Paramètres de la catégorie de terrain.	009
Tableau II.3 : Les valeurs du Coefficient d'exposition C_e en fonction de Z	012
Tableau II.4 : Les valeurs de pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$	012
Tableau II.5 : valeurs de surface et de coefficient C_{pe} de chaque zone de parois vertical	014
Tableau II.6 : valeurs de surface pour la toiture	015
Tableau II.7 : valeurs de coefficient C_{pe} pour la toiture	016
Tableau II.8 : valeurs de surface et de coefficient C_{pe} de chaque zone de parois vertical	017
Tableau II.9 : valeurs de surface pour la toiture	018
Tableau II.10 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, vent dans le sens V2	019
Tableau II.11 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1	021
Tableau II.12 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1.	022
Tableau II.13 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2.	022
Tableau II.14 : valeurs de la pression extérieure W_e , correspondante à chaque zone	023
Tableau II.15 : valeurs de la pression extérieure W_e , correspondante à chaque zone.	025
Tableau II.16 : valeurs de la force extérieure $F_{w,e}$ correspondant à chaque zone	025
Tableau II.17 : valeurs de la pression intérieure W_i correspondant à chaque zone.	026
Tableau II.18 : valeurs de la force intérieure $F_{w,i}$ correspondant à chaque zone	026
Tableau II.19 : La force F_w résultante, cas V1.	027
Tableau II.20 : valeurs de la pression extérieure W_e , correspondante à chaque zone	028
Tableau II.21 : valeurs de la force extérieure $F_{w,e}$ correspondant à chaque zone	029

Tableau II.22 : valeurs de la pression intérieure W_i correspondant à chaque zone.	030
Tableau II.23 : valeurs de la force intérieure $F_{w,i}$ correspondant à chaque zone	030
Tableau II.24 : La force F_w résultante, cas V2.	031
Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 140.	037
Tableau III.2 : Effet de vent les plus défavorables (parois verticales)	045
Tableau III.3 : Effet de vent les plus défavorables (toiture)	046
Tableau III.4 : Effort internes sous la charge unitaire $q = 1.0 \text{ daN/ml}$	050
Tableau III.5 : Les moments	050
Tableau III.6 : Effort internes sous la charge actuelle.	050
Tableau III.7 : Les moments	050
Tableau III.8 : Combinaisons des réactions à l'ELU	051
Tableau III.9 : Combinaisons des moments à l'ELU	051
Tableau III.10 : Effort en pied de poteaux aux ELU.	051
Tableau III.11 : Combinaisons pour la détermination des défauts d'aplomb.	052
Tableau III.12 : Effort équivalent en tête des poteaux.	052
Tableau III.13 : Valeurs des Combinaisons des charges à l'ELU avec prise en compte de H_{eq}	053
Tableau III.14 : Valeurs des Combinaisons des moments à l'ELU avec prise en compte de H_{eq}	053
Tableau III.15 : Caractéristiques de HEA 280.	076
Tableau III.16 : Caractéristiques du profilé HEA 320	082
Tableau VI.1 : Caractéristiques géométrique des boulons.	104
Tableau VI.2 : Classe de qualité des boulons.	104

INTRODUCTION GENERALE

Les ossatures métalliques se distinguent par certains avantages tels que la légèreté, le montage rapide et la facilité des transformations, c'est la raison pour laquelle ce hall a été conçu en charpente métallique. Ce pendant ce matériau présente aussi quelques inconvénients qui sont principalement la corrosion et sa faible résistance au feu.

Dans ce projet de fin d'études, nous allons appliquer et compléter les connaissances et les informations acquises le long de notre formation, en utilisant les règles de construction actuellement en vigueur en Algérie, ainsi que le moyen de calcul informatique.

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil spécialité « structures » à l'Université de GHARDAIA nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE), le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien. Il s'agit d'un hangar en charpente métallique à usage sportifs à la Wilaya de GHARDAIA.

Notre travail contient plusieurs chapitres après l'introduction :

- 1) Un premier chapitre de présentation de l'ouvrage qui mentionne la démarche adoptée pour mener à bien ce travail où l'ouvrage est présenté par ces données géométriques et localisation ainsi que les règlements et les matériaux utilisés.
- 2) Le deuxième chapitre présente les actions climatiques et la détermination des différentes charges selon le « RNV99 version 2013 » et les directions principales du vent. Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur les parois et la toiture pour un vent perpendiculaire au pignon (V1) et au long pan (V2).
- 3) Le troisième chapitre est le dimensionnement des éléments de la structure secondaire.
- 4) Le quatrième chapitre est le calcul du contreventement.
- 5) Le cinquième chapitre est la vérification des éléments.
- 6) Le sixième chapitre consiste à étudier les différents assemblages métalliques.
- 7) Le septième chapitre traite l'étude de l'infrastructure selon le « BAEL91 ».

Comme tout travail, ce mémoire s'achève par une conclusion générale qui synthétise tout ce qui a été fait.

Enfin, une série d'annexes vient d'apporter plus de détails et d'explication aux chapitres.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I.PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1.INTRODUCTION:

L'objet de notre projet consiste à l'étude d'un hangar à usage sportif en charpente métallique de forme rectangulaire avec une toiture à deux versants

Il y'a deux accès de secours sur les deux façades latérales (PIGNON) et un accès sur la façade principal (LONG PAN).

I.2.LOCALISATION DU PROJET:

L'ouvrage est situé à la commune de **GHARDAIA**, selon le règlement parasismique algérien (RPA99 VERSION 2003) elle est classée dans la zone de sismicité nulle.

En raison de la légèreté, les éléments du bâtiment peuvent être transportés aisément voir même exportés.

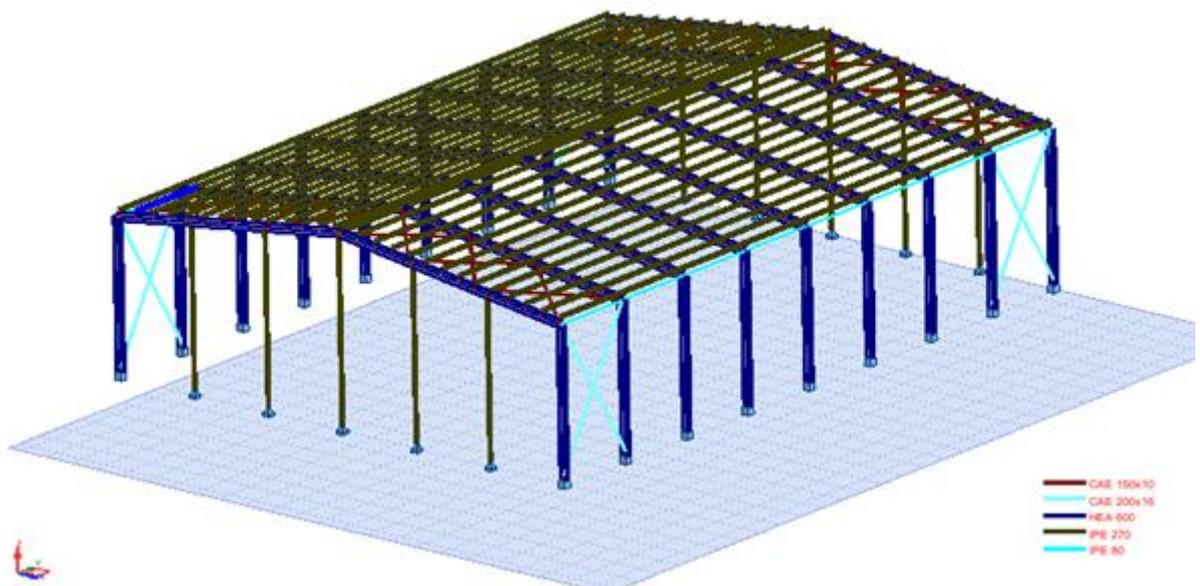


Figure I.1 : Vue d'ensemble du projet

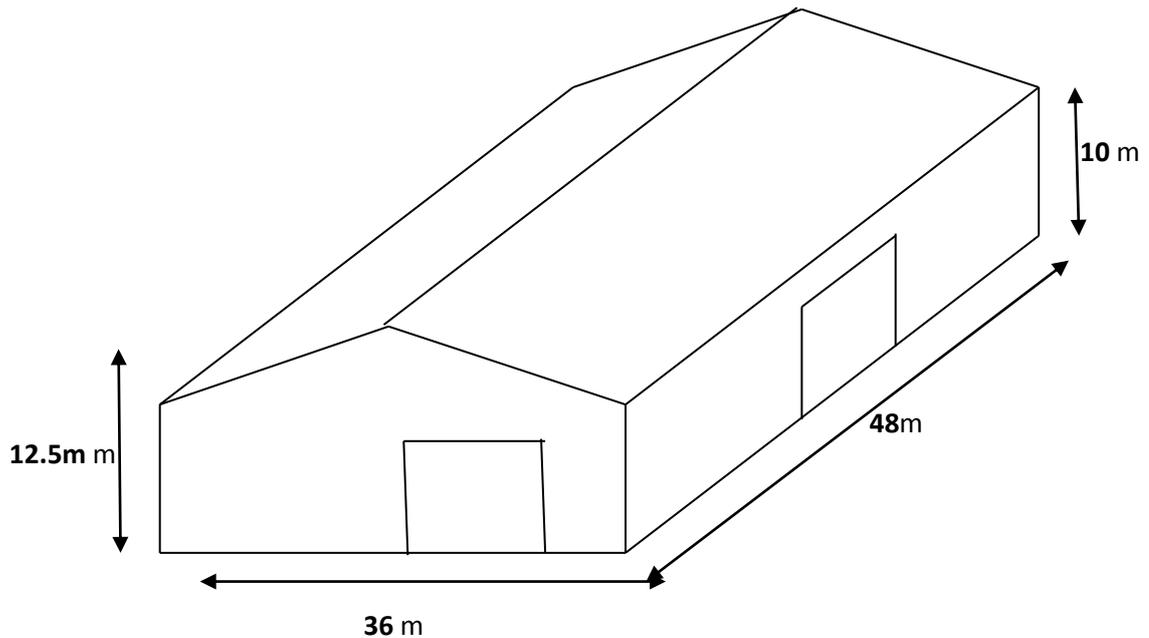


Figure I.2 : vue en 3D de la structure

I.3 CARACTERISTIQUES ET DONNEES DU PROJET:

I.3.1 Description structurale :

Elle se base sur l'application d'un concept simple.

La stabilité est assurée par des portiques auto-stables ordinaires suivant l'axe transversal, et des palées de stabilité en (X) dans le sens longitudinal.

I.3.2 Les données géométriques :

- Longueur de la structure est..... 48m
- Largeur de la structure est..... 36m
- Hauteur total de la structure.....12.5m
- Hauteur de la paroi vertical.....10m
- Pente du versant..... 7.9°

I.3.3 Parie horizontal (la toiture) :

La toiture constitue la partie supérieure de la structure, dans notre projet elle est composée de deux versants réalisés en partie de plusieurs éléments :

- Traverse
- Panne
- Panneaux sandwich

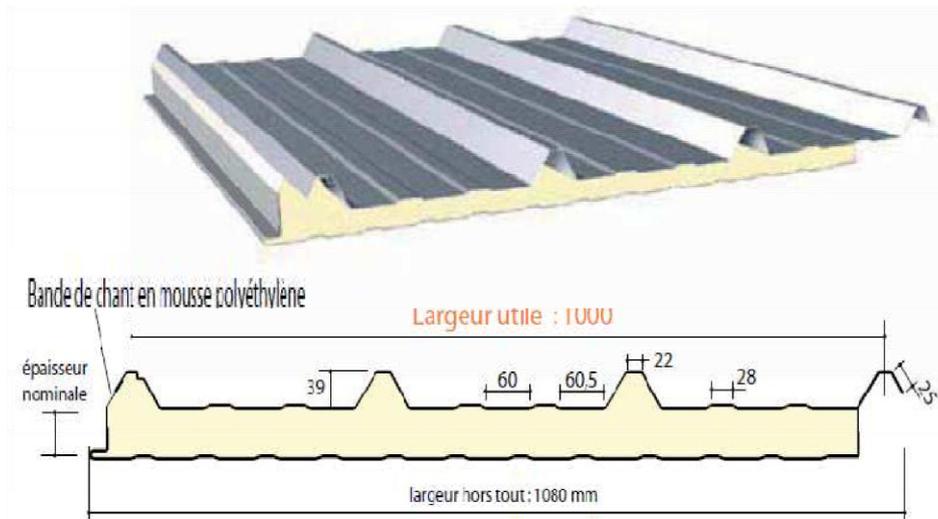


Figure I.3: Détail de panneau sandwich (couverture).

I.3.4. Parie vertical (les façades) :

C'est un bardage monté sur des lisses maintenu par des potelets et des poteaux.

I.3.5. Matériaux utilisés:

I.3.5.1. L'acier

a) Définition : c'est un alliage métallique composé majoritairement de fer et une faible quantité de carbone (inférieur à 2 %). Il est élaboré pour résister à des sollicitations mécaniques ou chimiques ou une combinaison des deux. L'acier est généralement obtenu par une opération en deux phases :

-1^{er} phase : la combustion de minerai de fer dans un haut fourneau permet l'obtention de la fonte (matériau à plus de 2 % de carbone).

-2^{eme} phase : il est procédé à la conversion de la fonte liquide en acier à une température de 1500°C (Jean MOREL, sixième tirage P 17).

Tableau I.1 : Classification des aciers selon leurs teneurs en carbone

Matériaux	Teneur en carbone (%)	Utilisation
- Acier doux	$0.05 < c < 0.3$	Charpente, boulons
- Acier mi-dure	$0.3 < c < 0.6$	Rails, pièces forgées
- Acier dure	$0.6 < c < 0.75$	Outils
- Acier extra-dure	$0.75 < c < 1.2$	Outils, poinçons
- Acier sauvage	$1.2 < c < 1.7$	Pièces spéciales

L'acier **S275 JR** a été considéré pour le calcul des différents profilés PCC de la structure.

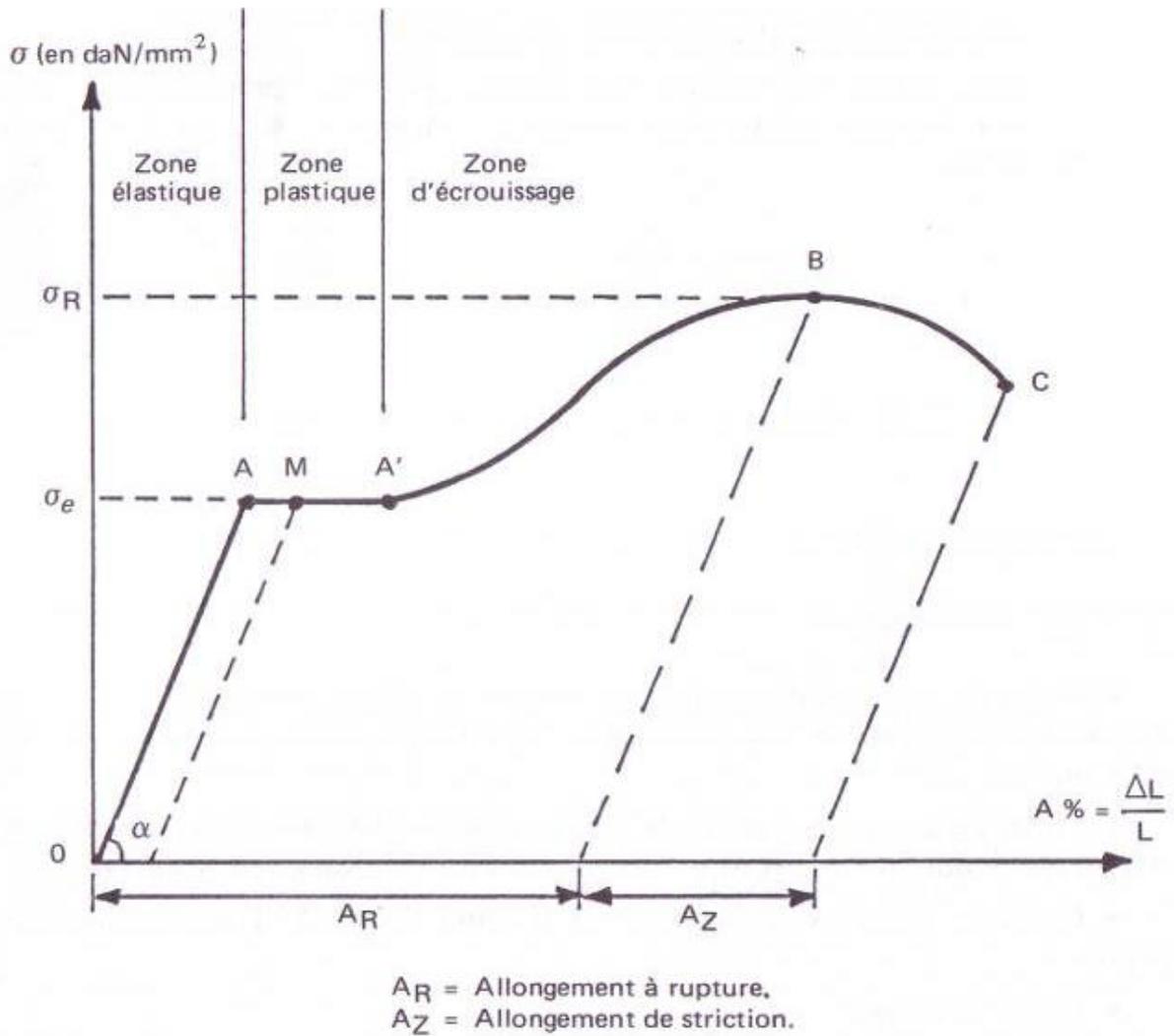


Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).

b) Caractéristiques :

Les caractéristiques de l'acier ont été prises de la norme **EN10025 (Réf.1)**

- Nuance d'acier : Fe405
- Limite élastique : $f_y=275 \text{ N/mm}^2$
- Résistance à la traction : $f_u=405 \text{ N/mm}^2$
- Masse unitaire : 78.5 KN/m^3
- Module d'élasticité longitudinale : $E=210000 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité transversale : $G=80800 \text{ MPa}$
- Coefficient de poisson : $\nu=0.30$
- Coefficient de dilatation thermique linéaire : $\alpha=1.2 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$
- Coefficient de friction, acier-acier : $\mu_a=0.30$
- Coefficient de friction, acier-béton : $\mu_H=0.45$

I.3.5.2.Le béton

a) Définition : C'est un mélange de plusieurs substances minérales (ciment, agrégat et eau..), après séchage, qui forme un corps solide, il est capable de supporter des contraintes de compression importantes mais peut à la traction.

Dans notre projet le béton est destiné aux travaux des fondations.

b) Caractéristiques :

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28}=0.06f_{c28}+0.6=2.1 \text{ MPa}$
- La masse volumique : 2500Kg/m^3 .
- Le béton armé est dosé à 350 Kg/m^3 .
- Le béton de propreté est dosé à 150 Kg/m^3

I.4.LES REGLEMENTS UTILISEES:

- DTR BC 2.44 CCM 97 dimensionnement des structures en acier
- DTR BC 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation
- DTR BC 2.48 RPA99 v.2003 règle parasismique
- DTR C 2-4.7 Règlement neige et vent RNV 2013
- Euro-code 3 calcul des structures en acier
- BAEL91: Calcul des structures en béton

Chapitre II

Action climatique

II.ACTIONS CLIMATIQUES

II.1.INTRODUCTION :

Dans ce chapitre on va étudier et déterminer les efforts et les sollicitations, surcharge climatique de la neige et vent agissant sur la structure est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu. Il se fait conformément à la réglementation « Règlement Neige et Vent » RNV99–version 2013.

II.2. ACTION DU VENT :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

Les effets du vent sont étudiés et calculés conformément à la réglementation « Règlement neige et Vent » RNV99-version 2013. L'effet du vent par unité de surface

II.2.1. Direction du vent :

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur les parois et la toiture pour un vent perpendiculaire :

- au pignon V1
- au long pan V2

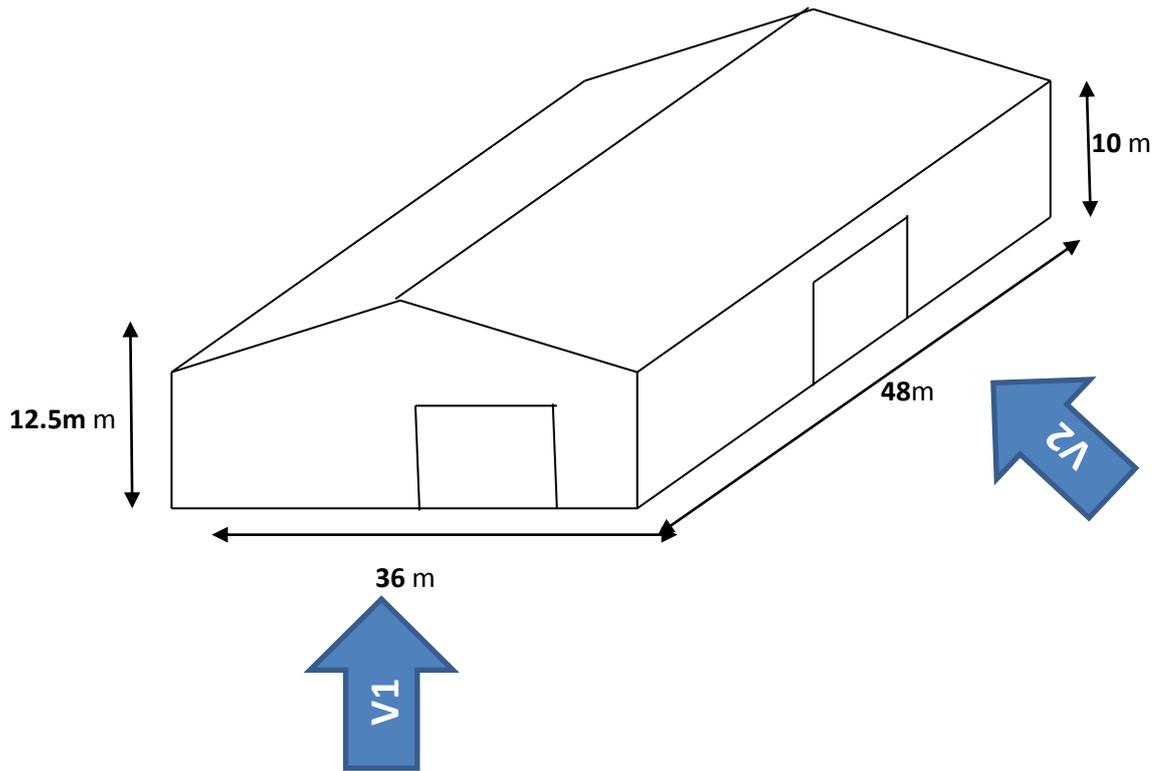


Figure II.1 : Direction du vent sur la toiture.

II.2.2. Paramètres et Coefficients de calcul :

a. **Effet de la région :** Notre structure est située dans la commune de GHARDAIA **zone III**, dont la pression de référence est donnée par le tableau 2-2 du RNVA2013 (chapitre II-bases de calcul)

Tableau II.1 : La pression dynamique de référence.

qréf (N/m ²)	Vref (m/s)
500	29

b. **Catégorie du terrain:** Notre structure est implantée dans une Zone suburbaine, donc d'après les données de tableau 2-4 dans le RNVA2013 (chapitre 2- bases de calcul) la catégorie de terrain est **(III)** D'où

Tableau II.2 : Paramètres de la catégorie de terrain.

catégorie du terrain	Kt	Z ₀ (m)	Z _{min} (m)	ε
III Zone avec des bâtiments et des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leurs hauteurs	0,215	0.3	5	0,61

- K_T :Le facteur de terrain
- z :Le paramètre de rugosité
- z_{min} :La hauteur minimale. (Tableau2-4, chapitreII RNVA2013).
- ϵ : coefficient utilisé pour le calcul de Cd

c. **Coefficient de topographie** C_T : Dans notre cas le site est plat, $H=0 \Rightarrow \theta = 0$;le coefficient de topographie $C_T=1$. (Chapitre II, P55 RNVA2013).

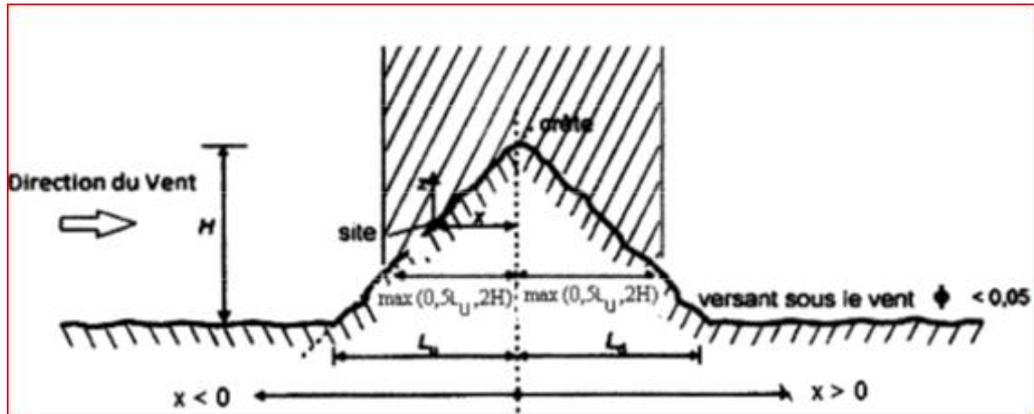


Figure II.2 : Paramètre de $C_t(z)$ aux alentours des collines.

d. **Calcul de coefficient dynamique Cd:** le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pression exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d' oscillation de la structure .

La valeur du coefficient dynamique C_d pour les structures métalliques est donnée par le paragraphe valeur simplifiée. (**Chapitre III : coefficient dynamique** dans RNVA2013). $C_d=1$. Bâtiment dont la hauteur est inférieure à 15m.

$H = 12.5m$; $C_d=1 < 1.2$ donc la construction est peu sensible aux excitations dynamiques (§ 2. 3 Chapitre II RNVA2013)

II.2.3. Détermination de la pression aérodynamique $W(z)$:

La pression aérodynamique $W(z)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante

- si une face de la paroi est intérieure à la construction, l'autre extérieure :

$$W(z_j) = qp(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ (N/m}^2 \text{)} \quad \text{(D'après RNVA 2013 Chap 2, Formule 2.6)}$$

$qp(z_e)$: la pression dynamique de pointe calculée à la hauteur (z_e) relative à l'élément de surface j

C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.

II.2.3.1. Calcul de la pression dynamique de pointe :

$q_p(z_e) = q_{ref} * c_e(z_e) (N/m^2)$ Chapitre II § 2. 3 p50 RNVA2013

q_{ref} : La pression dynamique de référence

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

Z_e : hauteur de référence

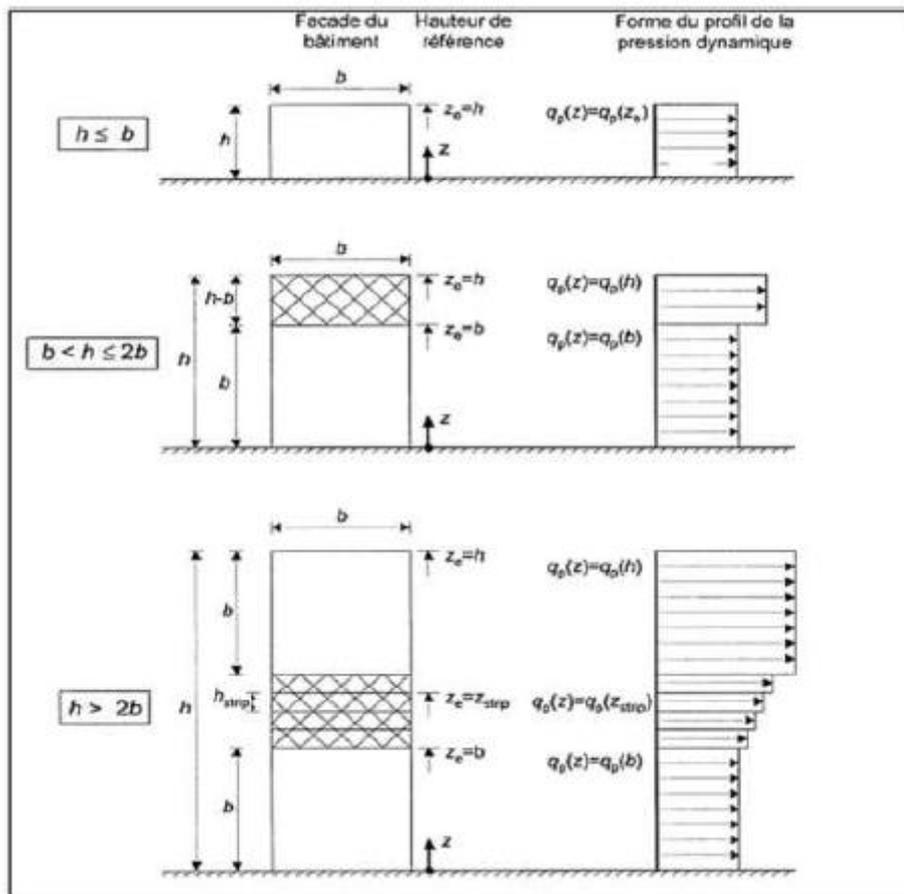


Figure.II.3: Hauteur de référence Z_e et le profil correspondant de la pression dynamique.

a -Hauteur de référence Z_e :

Les parois verticales : Selon la figure II.3 du RNVA2013 P50 notre structure satisfait la condition $h < b$ puisque $h = 10$ m et $b = 36$ m donc **$Z_e = H = 10$ m**

La toiture : Selon le RNVA2013 Z_e est égal à la hauteur maximale de la structure donc

$Z_e = 12.5$ m

b - Coefficient d'exposition C_e :

Notre structure est implanté dans un site plat donc $C_d=1$ et un terrain de catégorie III , donc les valeur de C_e sont déterminés par interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $Z=10$ et $Z=15$ tirées du (tableau 2.3, chapitre2, RNVA2013).

$$Y = Y_1 + [(x - x_1 / x_2 - x_1) (Y_2 - Y_1)] \dots \dots \dots \text{Formule d'interpolation}$$

Pour les façades $Z_e=10m$ $C_e = 1.703$

Pour la toiture $Z_e=12.5$ $C_e=1.838$

$$C_e(12.5)=1.703+((12.5-10)/(15-10))x(1.973-1.703) =1.838$$

Tableau II.3 : Les valeurs du Coefficient d'exposition C_e en fonction de Z

Niveau	Z(m)	Ce(z)
Parois verticales	10	1.703
Toiture	12.5	1.838

Tableau II.4 : Les valeurs de pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$

	Qréf (N/m2)	Ce(z)	qp(ze) (N/m2)
Parois verticales (Ze=10m)	500	1.703	851.5
Toiture (Ze= 12.5m)	500	1.838	919

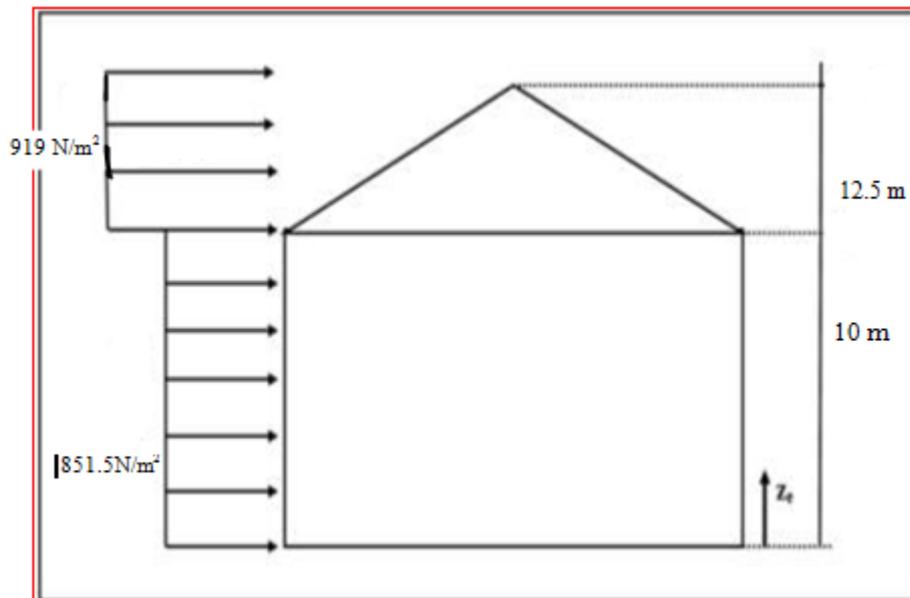


Figure II.4: La répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur Z_e .

II.2.3.2.Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}

$C_{pe} = C_{pe,1}$ si : $A \leq 1m^2$

$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log(A)$ si : $1m^2 < A < 10m^2$

$C_{pe} = C_{pe,10}$ si : $A \geq 10m^2$

II.2.3.2.1. Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens VI) :

a) **Parois verticales :**

$b = 36\text{ m}$ $h = 12.5\text{ m}$ $d = 48\text{ m}$

$e = \min [b ; 2h]$ $e = \min [36 ; 25]$ **$e = 25\text{ m}$**

$d > e \Rightarrow e/5 = 25/5 = 5$ **$4e/5 = 4 \cdot 25/5 = 20\text{ m}$** **$d - e = 48 - 25 = 23\text{ m}$**

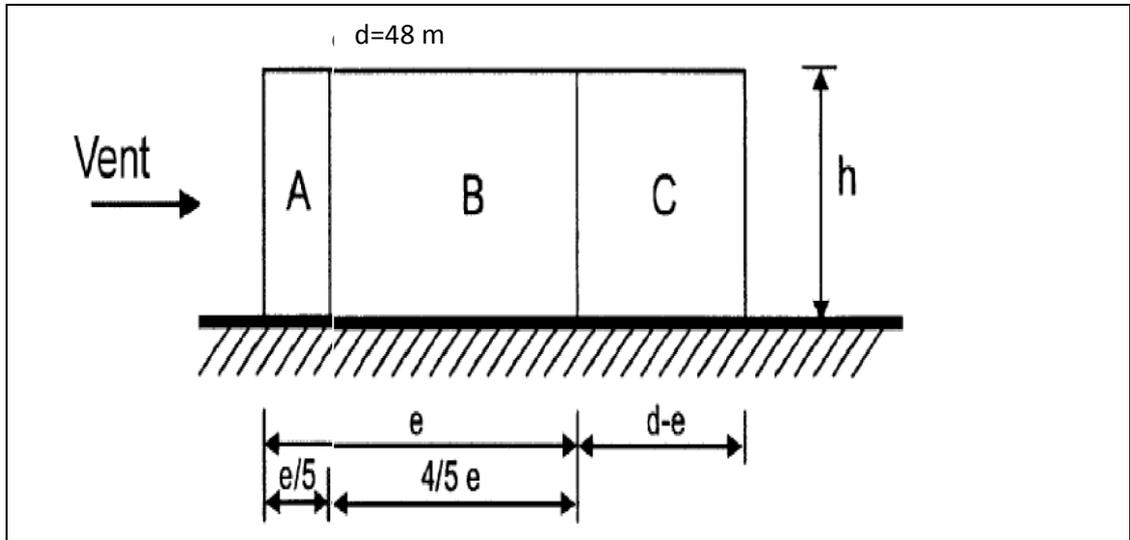


Figure II.5 : légende relative aux murs verticaux.

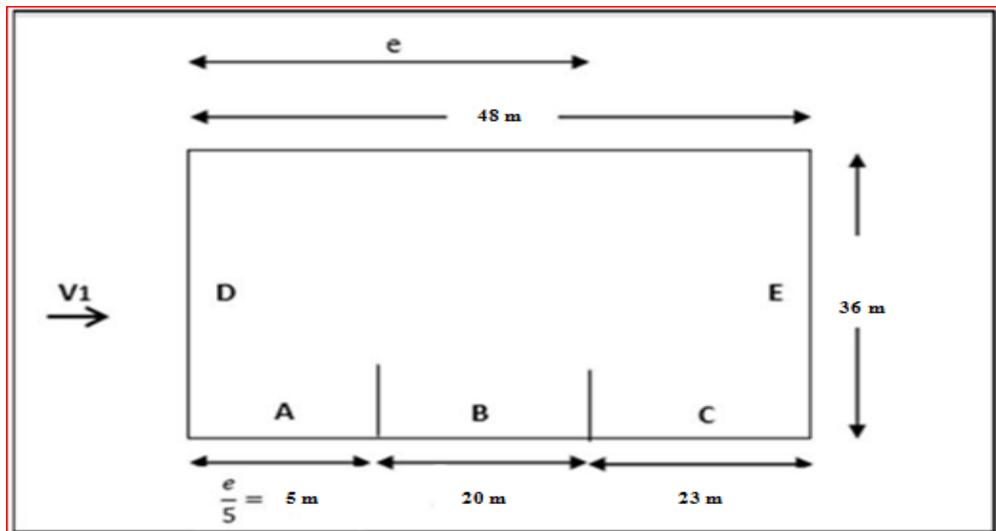


Figure II. 6 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V1.

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.5: valeurs de surface et de coefficient Cpe de chaque zone de parois vertical

Zone	A	B	C	D	E
Surface m ²	5x10 =50	20x10 =200	23x10 =230	(36x10)+(36x2.5/2) =405	E=D =405
Cpe	-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

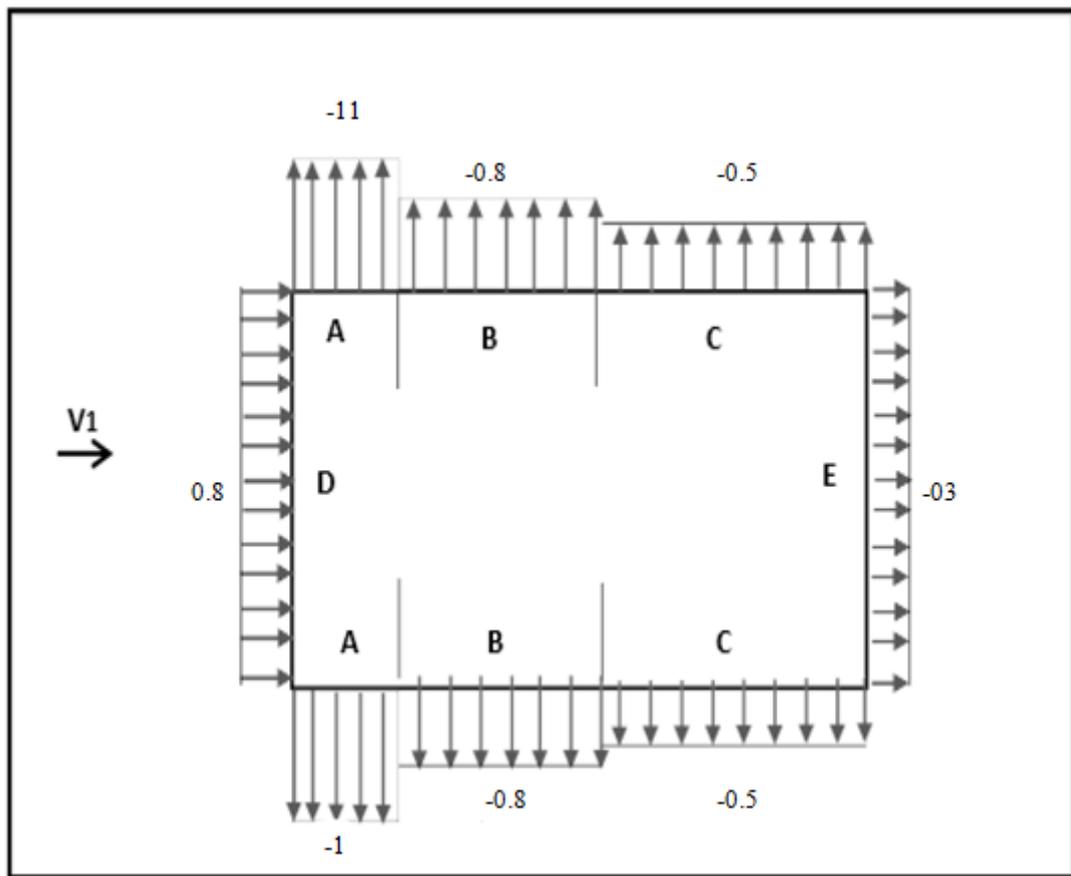


Figure II.7 : Les valeurs de Cpe correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V1

b) Toiture :

On a une toiture a 2 versant $\alpha=7.90^\circ$, le vent parallèle a la génératrice ; on prendra les valeurs Cpe de toiture à deux versant (RNV 2013 5.1.5) modifié pour leur position selon la (figure 5.4) $\theta=90^\circ$

$b=36m, d= 48m, h=12.5m,$

$e = \min [b ; 2h] e = \min [36 ; 25] e = 25 m$

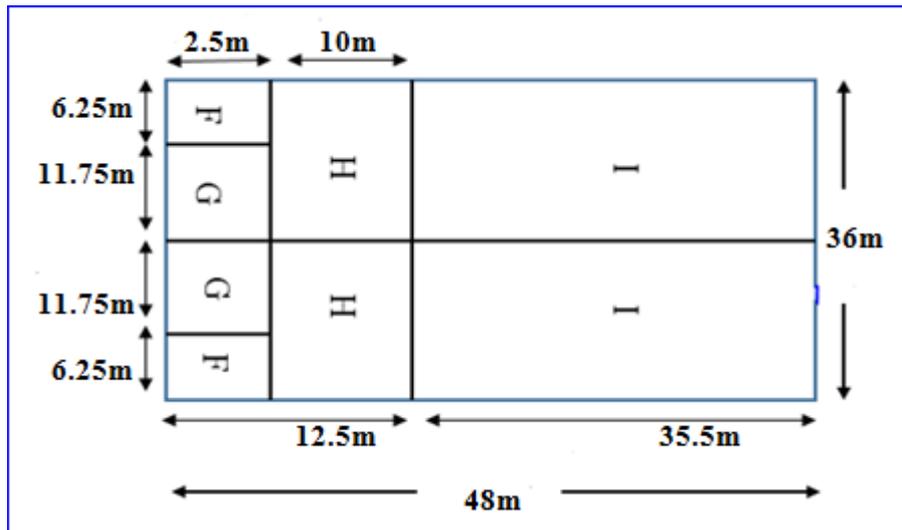
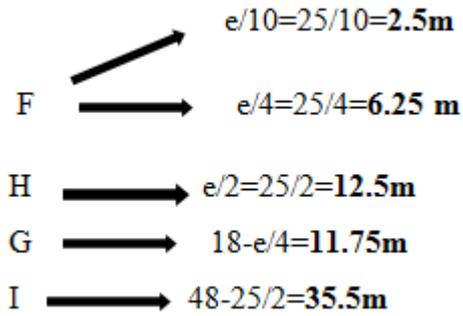


Figure II.8 : La répartition des zones de pression sur la toiture, sens V1

Tableau II.6: valeurs de surface pour la toiture

Zone	F	G	H	I
Surface m ²	11.75x2.5=29.375	6.25x2.5=15.625	18x10=180	639

Toutes les surfaces sont > 10m² donc Cpe=Cpe₁₀ pour chaque zone

Zone F :

5° →→→→→ -1.6

15° →→→→→ -1.3

Pour 7.90 →→→→→ Cpe₁₀ = -1.6 + ((7.90-5)/(15-5))*(-1.3+1.6) = **-1.513**

Zone G :

5° →→→→→ -1.3

15° →→→→→ -1.3

Cpe₁₀ = **-1.3**

Zone H :

5° →→→→→ 0.7

15° →→→→→ -0.6

$C_{pe_{10}} = -0.7 + ((7.90 - 5) / (15 - 5)) * (-0.6 + 0.7) = -0.671$

Zone H :

5° →→→→→ -0.7

15° →→→→→ -0.6

$C_{pe_{10}} = -0.6 + ((7.90 - 5) / (15 - 5)) * (-0.5 + 0.6) = -0.571$

Tableau II.7: valeurs de coefficient Cpe pour la toiture

Zone	F	G	H	I
Cpe	-1.513	-1.3	-0.671	-0.571

II.2.3.2.2. Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2) :

a) Parois verticales :

$b = 36\text{ m}$ $h = 12.5\text{ m}$ $d = 48\text{ m}$

$e = \min [b ; 2h]$ $e = \min [36 ; 25]$ **$e = 25\text{ m}$**

$d > e \Rightarrow e/5 = 25/5 = 5\text{ m}$

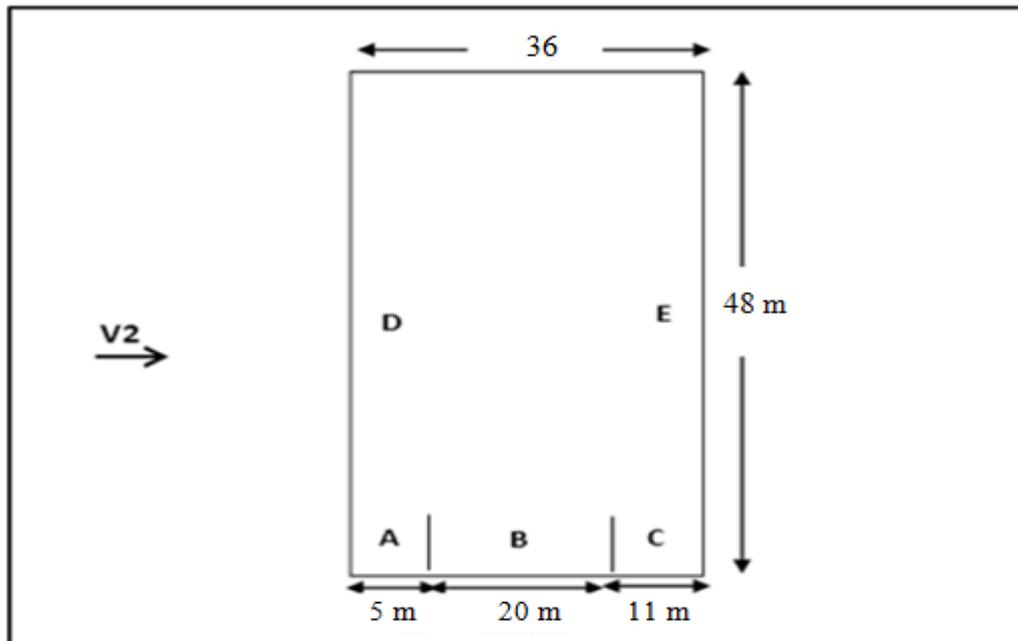


Figure II.9 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V2

Tableau II.8: valeurs de surface et de coefficient Cpe de chaque zone de parois vertical

Zone	A	B	C	D	E
Surface m ²	5x10 =50	20x10 =200	11x10 =110	48X10 =480	48X10 =480
Cpe	-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

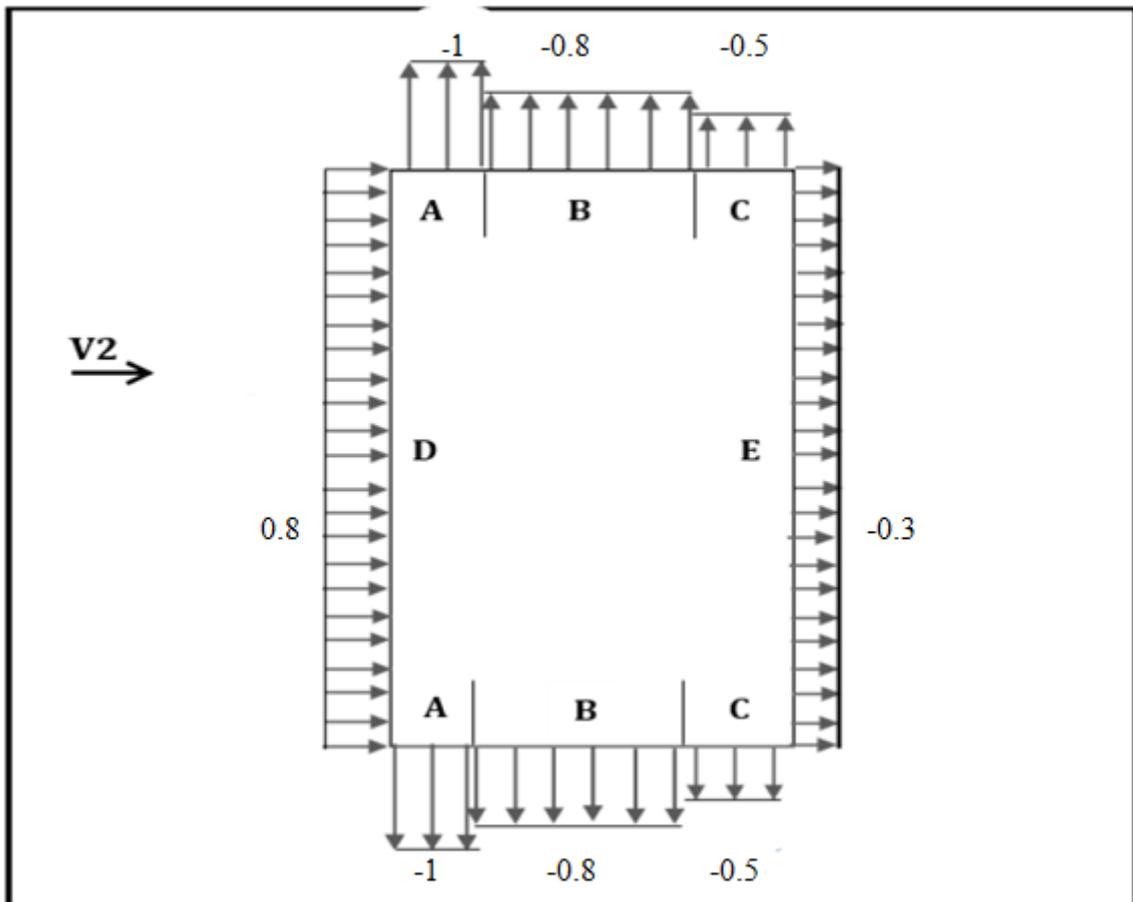


Figure II.10 : Les valeurs de Cpe correspondant à chaque zone des parois sens V_2

b) Toiture :

On a une toiture a 2 versant $\alpha=7.90^\circ$, le vent parallèle a la génératrice ; on prendra les valeurs Cpe de toiture à deux versant (RNV 2013 5.1.5) modifié pour leur position selon la (figure 5.4) $\theta=0^\circ$

b=36m, d= 48m, h=12.5m,

$$e = \min [b ; 2h] \quad e = \min [36 ; 25] \quad e = 25 \text{ m}$$

$$e/10 = 25/10 = 2.5 \text{ m}$$

$$e/4 = 25/4 = 6.25 \text{ m}$$

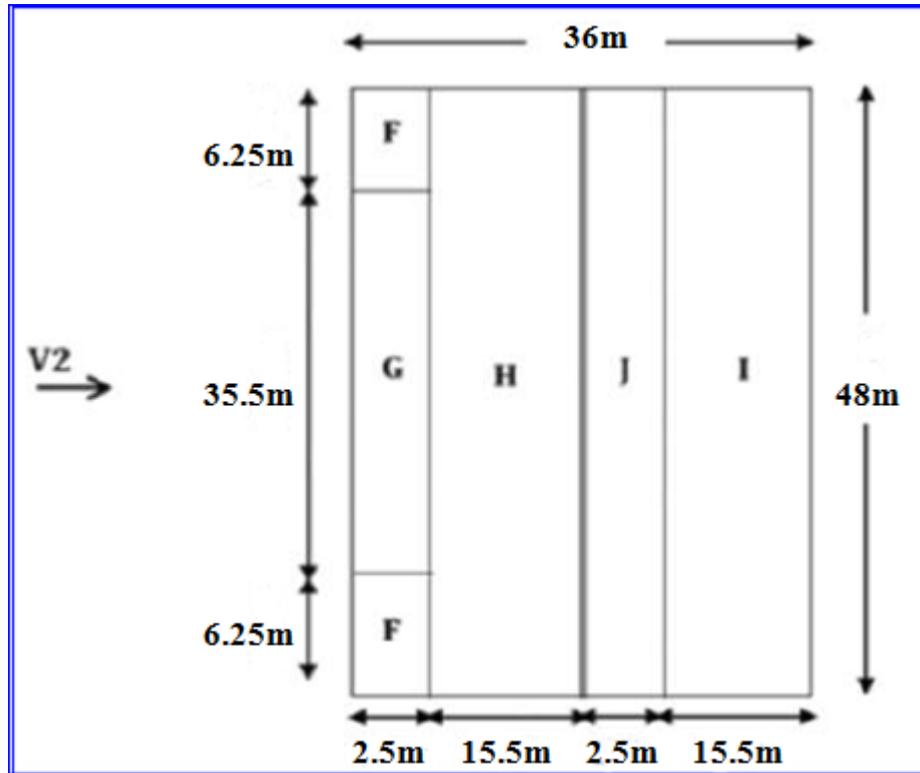


Figure II.11 : La répartition des zones de pression sur la toiture suivant le sens V2

Tableau II.9: valeurs de surface pour la toiture

Zone	F	G	H	I	J
Surface m ²	6.25x2.5	35.5x2.5	15.5x48	15.5x48	2.5x48
	=15.63	=88.75	=744	=744	=120

Toutes les surfaces sont $\geq 10\text{m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe_{10}}$ pour chaque zone $\alpha = 7.90^\circ$, donc les valeurs des coefficients sont déterminés par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$

Zone F : $5^\circ \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow -1.6$

$15^\circ \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow -1.3$

$$C_{pe_{10}} = -1.7 + ((7.90 - 5) / (15 - 5)) * (-0.9 + 1.7) = -1.46$$

$$C_{pe_{+}} = 0.0 + ((7.90 - 5) / (15 - 5)) * (0.2 - 0.0) = 0.058$$

Zone G : 5° →→→→→ -1.2 , +0.0

15° →→→→→ -0.8 , +0.2

$$Cpe_{10} = -1.2 + ((7.90-5)/(15-5)) * (-0.8+1.2) = \mathbf{-1.084}$$

$$Cpe_{+} = 0.0 + ((7.90-5)/(15-5)) * (0.2-0.0) = \mathbf{0.058}$$

Zone H :

5° →→→→→ -0.6 , +0.0

15° →→→→→ -0.3 , +0.2

$$Cpe_{10} = -0.6 + ((7.90-5)/(15-5)) * (-0.3-0.6) = \mathbf{-0.513}$$

$$Cpe_{+} = 0.0 + ((7.90-5)/(15-5)) * (0.2-0.0) = \mathbf{0.058}$$

Zone I :

5° →→→→→ -0.6 , +0.0

15° →→→→→ -0.4 , +0.0

$$Cpe_{10} = -0.6 + ((7.90-5)/(15-5)) * (-0.4+0.6) = \mathbf{-0.542}$$

$$Cpe_{+} = -0.6 + ((7.90-5)/(15-5)) * (0.0-0.6) = \mathbf{-0.426}$$

Zone J :

5° →→→→→ 0.2 , -0.6

15° →→→→→ -1 , +0.0

$$Cpe_{10} = 0.2 + ((7.90-5)/(15-5)) * (-1-0.2) = \mathbf{-0.148}$$

$$Cpe_{+} = -0.6 + ((7.90-5)/(15-5)) * (0.0+0.6) = \mathbf{-0.426}$$

Tableau II.10 : Les valeurs de Cpe qui correspondent à chaque zone de toiture, vent dans le sens V2

Zone	F	G	H	I	J
Cpe	-0.1468	-1.084	-0.513	-0.148	-0.542
Cpe	0.058	0.058	0.058	-0.426	-0.426

II.2.3.3. Détermination des coefficients de pression intérieure Cpi :

Le coefficient de pression intérieure Cpi est déterminé à partir de la **Figure 5.14 du RNV 2013** avec (h) est la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μp l'indice de perméabilité donné par :

$$\mu p = \frac{\Sigma \text{ des Surfaces des ouvertures } Cpe \leq 0}{\Sigma \text{ des Surfaces de toutes Les ouvertures}}$$

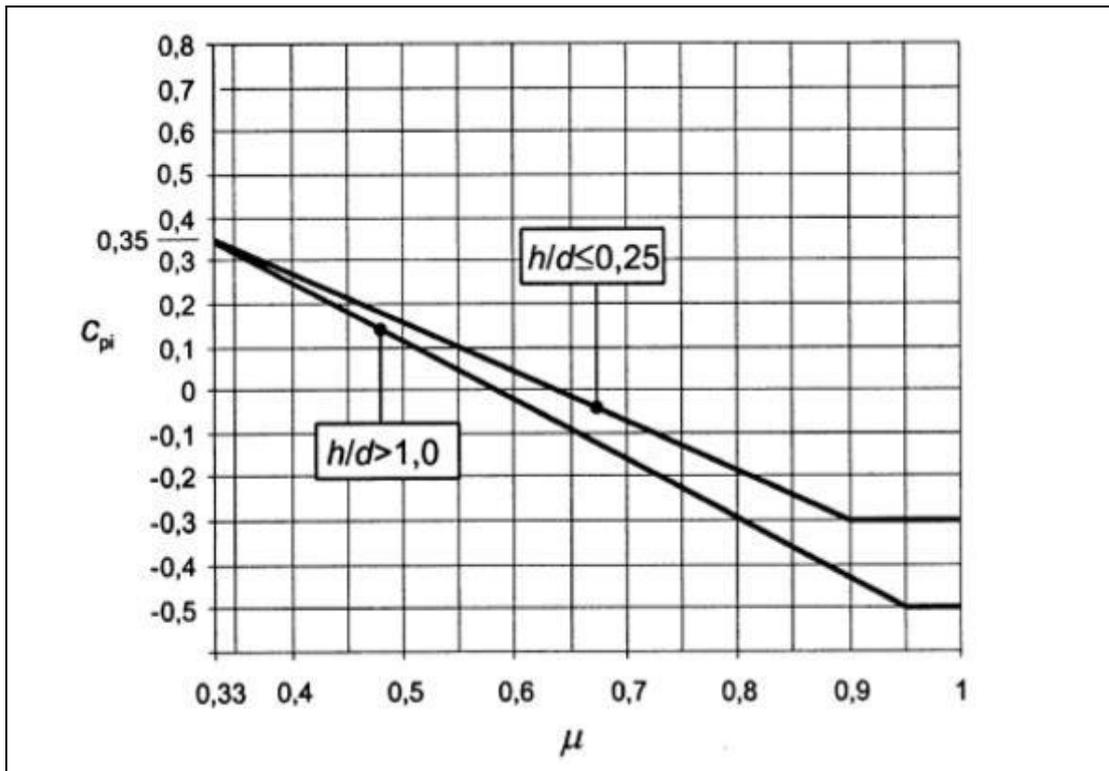


Figure II.12 : coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante, (Figure 5.14 du RNVA 2013).

Notre structure possède :

48 m² d'ouverture sur chaque long pan

7.5 m² d'ouverture sur chaque pignon

II.2.3.2.1. Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :

$$\underline{\mu}_p = \frac{48+48+7.5}{111} = 0.93$$

$$\frac{h}{d} = \frac{12.5}{48} = 0.26 \Rightarrow 0.25 < \frac{h}{d} < 1$$

Donc une interpolation linéaire est utilisée pour la détermination des valeurs de C_{pi} d'après la figure 5.14 de RNVA2013

C_{pi} est compris entre (-0.47) et (-0.3)

$$C_{pi} = -0.3 + \frac{0.26-0.25}{1-0.25} (-0.47 + 0.3) = -0.302$$

II.2.3.2.2. Cas de vent perpendiculaire au long pa (sens V2) :

$$\underline{\mu}_p = \frac{7.5+48+7.5}{111} = 0.57$$

$$\frac{h}{d} = \frac{12.5}{36} = 0.35 \Rightarrow 0.25 < \frac{h}{d} < 1$$

Donc une interpolation linéaire est utilisée pour la détermination des valeurs de C_{pi}

$$C_{pi} = 0.6 + \frac{0.35-0.25}{1-0.25} (0.0 - 0.6) = -0.52$$

II.2.3.3. Calcul des différentes pressions sur la structure :

II.2.3.3.1. Vent perpendiculaire au pignon (sens V1)

a -**Parois verticales** : Après avoir défini tous ces coefficients, on peut calculer la pression due au vent :

Tableau II.11 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1

zone	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$
A	851.5	-1	-0.302	-594.35
B	851.5	-0,8	-0.302	-424.05
C	851.5	-0,5	-0.302	-168.60
D	851.5	0,8	-0.302	938.35
E	851.5	-0,3	-0.302	1.70

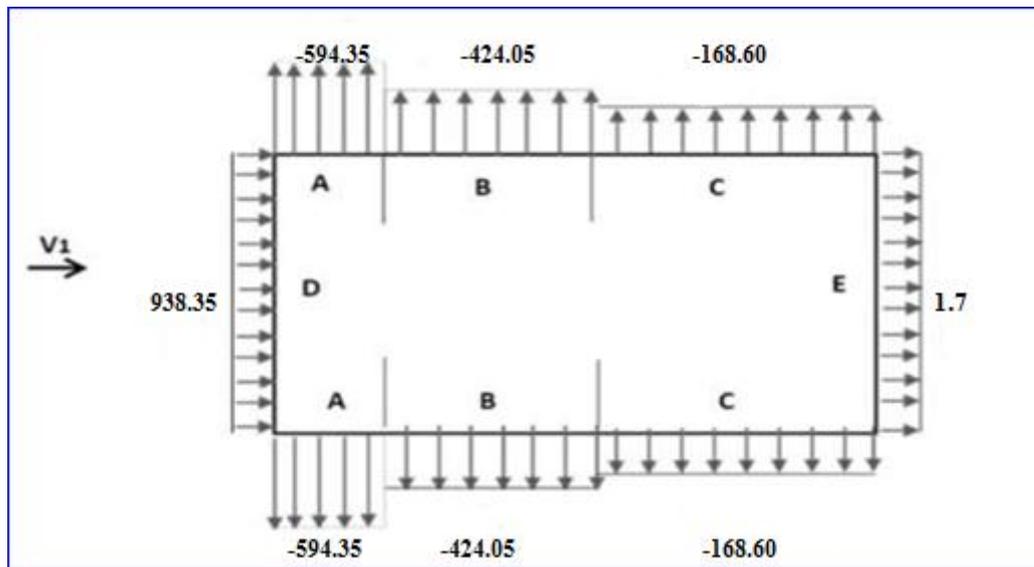


Figure II.13 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1

b)Toiture :

zone	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$
F	919	-1.513	-0,302	-1112.91
G	919	-1,3	-0,302	-917.16
H	919	-0,671	-0,302	-339.11
I	919	-0,571	-0,302	-247.21

Tableau II.12 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1.

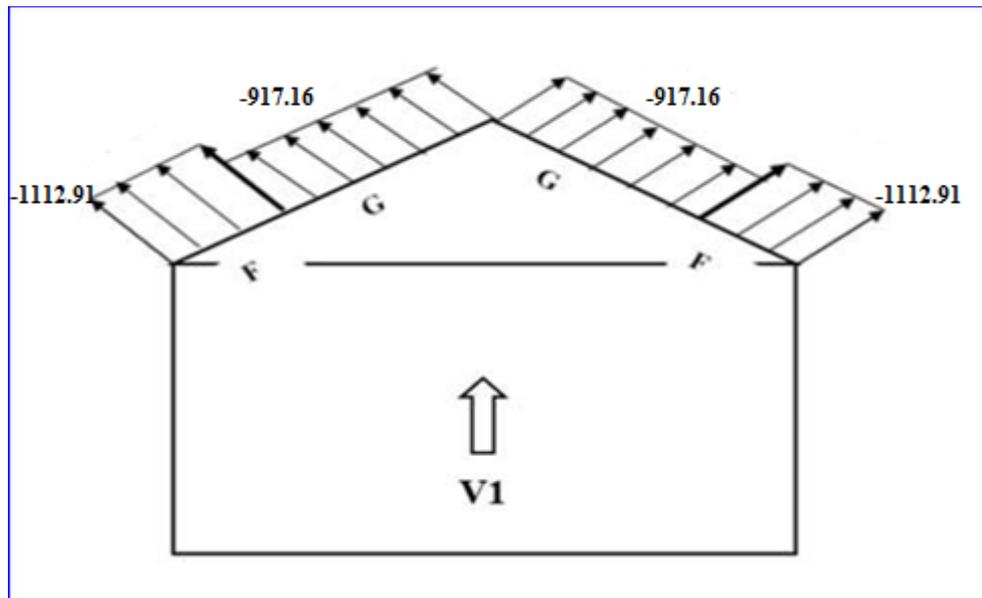


Figure II.14: La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent sens V₁

II.2.3.3.2. Vent perpendiculaire au long pan (sens V₂)

a-Parois verticales :

Tableau II.13 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2.

zone	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$
A	851.5	-1	-0.52	-1294.28
B	851.5	-0,8	-0.52	-1123.98
C	851.5	-0,5	-0.52	-868.53
D	851.5	0,8	-0.52	238.42
E	851.5	-0,3	-0.52	-698.23

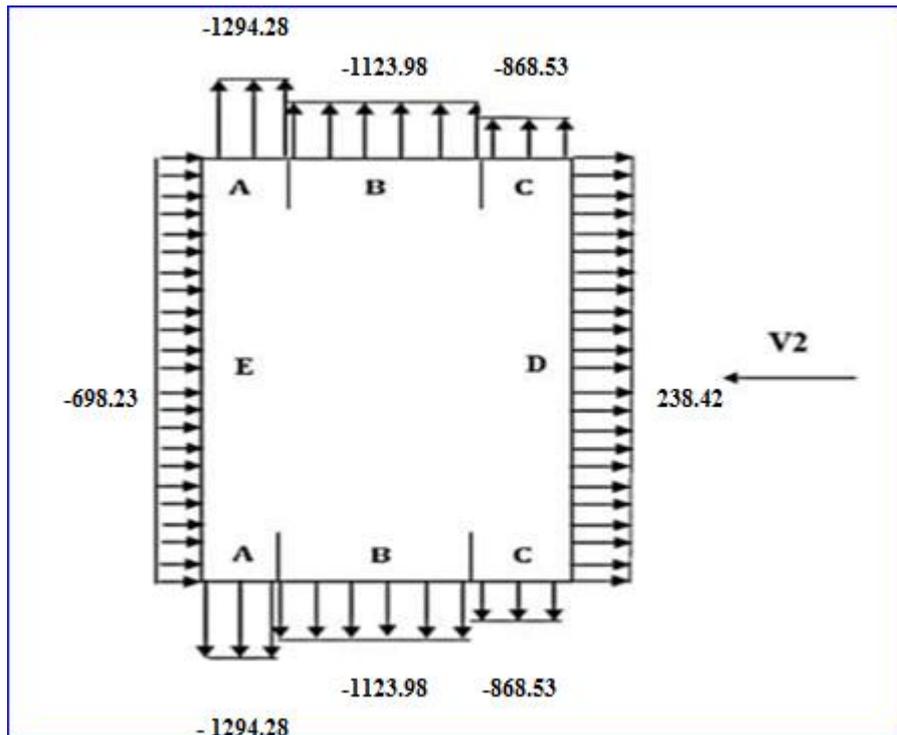


Figure II.15 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2.

b) Toiture :

Tableau II.14: valeurs de la pression extérieure W_e , correspondante à chaque zone

zone	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$
F	919	-1.468	0.52	-1826.97
		0.058		-424.58
G	919	-1.084	0.52	-1474.08
		0.058		-424.58
H	919	-0.513	0.52	-949.33
		0.058		-424.58
I	919	-0,542	0.52	-975.98
		-0.0426		-869.37
J	919	-0.148	0.52	-613.89
		-0.426		-869.37

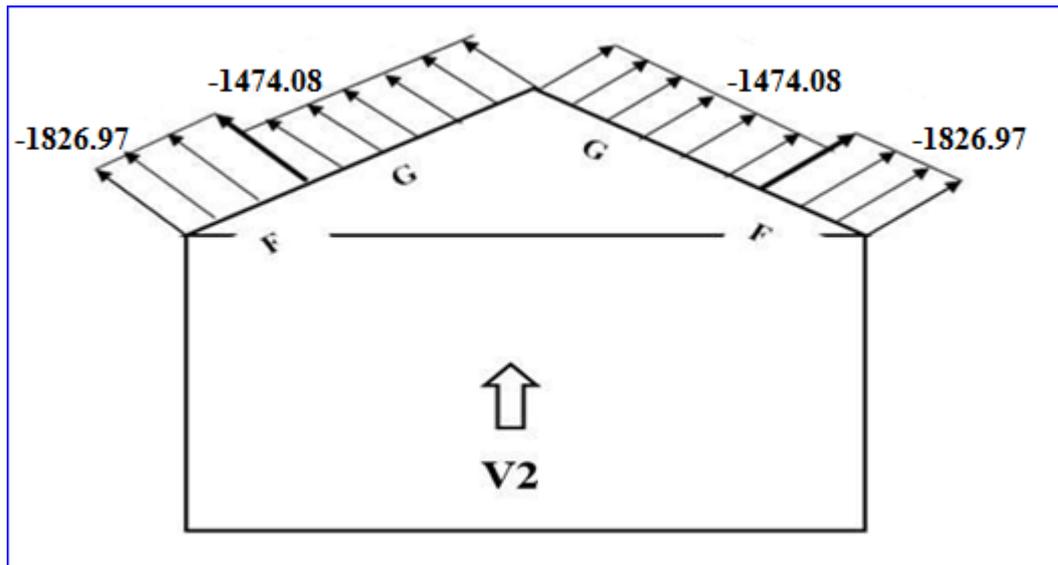


Figure II.16 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2.

II.3.ACTION D'ENSEMBLE :

La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée par la sommation vectorielle des forces $F_{w,e}$, $F_{w,i}$ et F_{fr} respectivement données par : (Selon RNVA 2013 Chap2, article 2.6.2)

- Forces extérieures : $F_{w,e} = C_d \times \Sigma W_e \times A_{réf}$
- Forces intérieures : $F_{w,i} = \Sigma W_i \times A_{réf}$
- Force de frottement : $F_{fr} = C_{fr} \times q_q(Z_e) \times A_{fr}$

Où :

□ W_e est la pression extérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur Z_e donnée par l'expression : $W_e = q_p(z_e) \times C_{pe}$

□ W_i est la pression intérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur Z_i donnée par l'expression : $W_i = q_p(z_i) \times C_{pi}$

$A_{réf}$: est l'aire de référence de la surface élémentaire.

C_{fr} : est le coefficient de frottement

A_{fr} : est l'aire de la surface extérieure parallèle au vent.

Z_e : Z_i : respectivement les hauteurs de référence des pressions extérieures et intérieures

II.3.1.Cas de vent perpendiculaire au pignon(sensV1)

a) Détermination de la force extérieure $F_{w,e}$:

$$F_{w,e} = C_d \times \Sigma W_e \times A_{réf}$$

Calcul de la pression extérieure W_e :

Tableau II.15: valeurs de la pression extérieure W_e , correspondante à chaque zone.

La zone	$q_p(z_e)$ N/m ²	C _{pe}	W_e KN/m ²
D	851.5	0,8	0.681
E	851.5	-0.3	-0.255
F	919	-1.513	-1.390
G	919	-1.3	-1.195
H	919	-0.671	-0.617
I	919	-0.571	-0.525

- Calcul de la force extérieure $F_{w,e}$:**Tableau II.16 :** valeurs de la force extérieure $F_{w,e}$ correspondant à chaque zone

Elément	zone	C _d	W_e KN/m ²	A _{réf} m ²	Composante horizontale de $F_{w,e}$ (KN)	Composante verticale de $F_{w,e}$ (KN)
Paroi Vertical	D	1	0.681	405	275.805	0
Paroi Vertical	E	1	-0.255	405	-103.275	0
Toiture	F	1	-1.390	29.375	0	-40.831
Toiture	G	1	-1.195	15.625	0	-18.672
Toiture	H	1	-0.617	180	0	-111.06
Toiture	I	1	-0.525	639	0	-335.475
$F_{w,e}$ resultante					+172.53	-506.038

b) Détermination de la force extérieure $F_{w,i}$:

$$F_{w,i} = \sum W_i \times A_{réf}$$

$$\text{Avec } W_i = q_p(z_i) \times C_{pi}$$

- Calcul de la pression intérieure W_i :

Tableau II.17 : valeurs de la pression intérieure W_i correspondant à chaque zone.

La zone	$q_p(z_e)$ N/m ²	C _{pi}	W_i KN/m ²
D	851.5	-0.302	-0.257
E	851.5	-0.302	-0.257
F	919	-0.302	-0.278
G	919	-0.302	-0.278
H	919	-0.302	-0.278
I	919	-0.302	-0.278

- Calcul de la force extérieure $F_{w,i}$:**Tableau II.18** : valeurs de la force intérieure $F_{w,i}$ correspondant à chaque zone

Elément	zone	W_i KN/m ²	Aréf m ²	Composante horizontale de F _{w,e} (KN)	Composante verticale de F _{w,e} (KN)
Paroi Vertical	D	-0.257	405	-104.805	0
Paroi Vertical	E	-0.257	405	-104.805	0
Toiture	F	-0.278	29.375	0	-8.166
Toiture	G	-0.278	15.625	0	-4.344
Toiture	H	-0.278	180	0	-50.04
Toiture	I	-0.278	639	0	-177.642
F _{w,i} (KN) resultante				-208.17	-240.192

c) Détermination de la force de frottement F_{fr} :

Calcul des surfaces parallèles au vent :

$$(10 \times 48) \times 2 + (18.7 \times 48) \times 2 = 2704.32 \text{ m}^2$$

Calcul des surfaces perpendiculaires au vent :

$$((36 \times 10) + (36 \times 2.5/2)) \times 2 = 810 \text{ m}^2$$

$$2704.32 < 810 \times 4 = 3240 \text{ m}^2 \quad (\text{article 2.6.3 RNVA2013})$$

Donc l'effet de frottement est négligé

d) Calcul de la stabilité d'ensemble

Tableau II.19 : La force Fw résultante, cas V1.

Force	Action horizontale (KN)	Action verticale (KN)
Fw,e	172.53	0
	0	-506.38
Fw,i	-208.17	0
	0	-240.192
F _{fr}	0	0
Resultante	35.64 H	-746.23 V

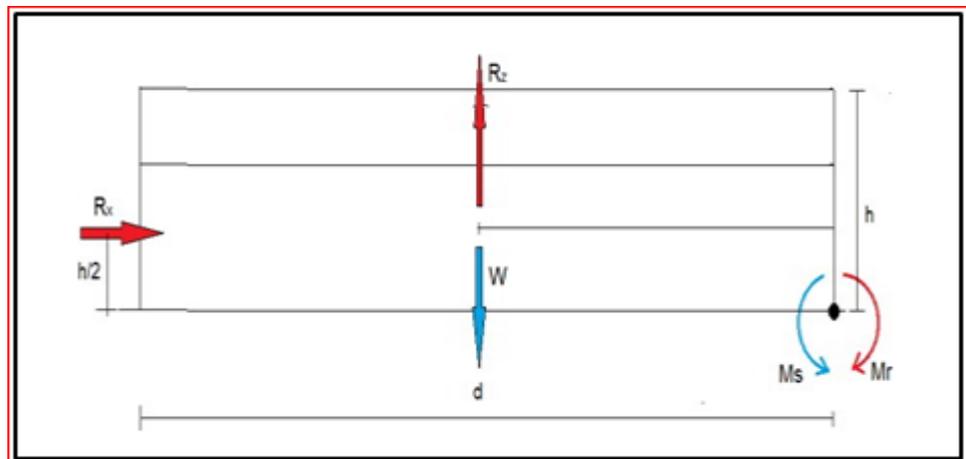


Figure II.17 : Schéma de la stabilité longitudinale

Calcul du moment de renversement

$$M_r = (F_{w,h} \times h/2) + (F_{w,v} \times d/2) = (35.64 \times 12.5/2) + (746.23 \times 48/2)$$

$$M_r = 18132.27 \text{ kN.m}$$

Calcul du moment stabilisant (avec un poids propre du hangar estimé) :

$$M_s = \left(W \times \frac{d}{2} \right)$$

Avec : W : poids total surfacique du hangar ($w = 0.5 \text{ KN/m}^2$).

$$W = 0.5 \times S_{sol}$$

$$W = 0.5 \times 48 \times 36 = 864 \text{ kN}$$

$$M_s = (864 \times 48/2) = 20736 \text{ kN.m}$$

$$M_s = 20736 \text{ kN.m} > M_r = 18132.27 \text{ kN.}$$

la stabilité longitudinale est vérifiée

II.3.2. Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2)

a) Détermination de la force extérieure $F_{w,e}$:

$$F_{w,e} = C_d \times \Sigma W_e \times A_{ref}$$

Calcul de la pression extérieure W_e :

Tableau II.20: valeurs de la pression extérieure W_e , correspondante à chaque zone

La zone	$q_p(z_e) \text{ N/m}^2$	C_{pe}	$W_e \text{ KN/m}^2$
D	851.5	0,8	0.681
E	851.5	-0.3	-0.255
F	919	-1.768	-1.349
		0.058	0.053
G	919	-1.084	-0.996
		0.056	0.053
H	919	-0.513	-0.471
		0.058	0.053
J	919	-0.148	0.136
		-0.426	-0.391
I	919	-0.542	-0.498
		-0.426	-0.391

- Calcul de la force extérieure $F_{w,e}$:

Tableau II.21 : valeurs de la force extérieure $F_{w,e}$ correspondant à chaque zone

Élément	zone	C_d	W_e KN/m ²	$A_{réf}$ m ²	Composante horizontale de $F_{w,e}$ (KN)	Composante verticale de $F_{w,e}$ (KN)
Paroi Vertical	D	1	0.681	480	326.88	0
Paroi Vertical	E	1	-0.255	480	-122.4	0
Toiture	F	1	-1.349	15.63	0	-21.085
			0.053		0	0.828
Toiture	G	1	-0.996	88.75	0	-88.395
			0.053		0	4.704
Toiture	H	1	-0.471	744	0	-350.424
			0.053		0	39.432
Toiture	I	1	-1.055	744	0	-784.92
			-0.391		0	-290.904
Toiture	J		-0.498	120	0	-59.76
			-0.391		0	-46.92
$F_{w,e}$ resultante					204.48	-1304.584 -292.86

b) Détermination de la force intérieure $F_{w,i}$:

$$F_{w,i} = \sum W_i \times A_{réf}$$

$$\text{Avec } W_i = q_p(z_i) \times C_{pi}$$

- Calcul de la pression intérieure W_i :

Tableau II.22 : valeurs de la pression intérieure W_i correspondant à chaque zone.

zone	$q_p(z_e)$ N/m ²	C _{pi}	W_i N/m ²
D	851.5	0.52	442.78
E	851.5	0.52	442.78
F	919	0.52	477.88
G	919	0.52	477.88
H	919	0.52	477.88
I	919	0.52	477.88

- Calcul de la force intérieure $F_{w,i}$:

Tableau II.23 : valeurs de la force intérieure $F_{w,i}$ correspondant à chaque zone

Elément	zone	C _d	W_i (KN/m)	Aréf m ²	Composante horizontale de F_{we} (KN)	Composant e verticale de F_{we} (KN)
P.Vertical	D	1	0.443	480	212.64	0
P.Vertical	E	1	0.443	480	212.64	0
Toiture	F	1	0.478	15.63	0	7.471
Toiture	G	1	0.478	88.75	0	42.422
Toiture	H	1	0.478	744	0	355.632
Toiture	I	1	0.478	744	0	355.632
Toiture	J	1	0.478	120	0	57.36
F _{w.e} resultante					425.28	818.517

c) Détermination de la force de frottement F_{fr} :

Calcul des surfaces parallèles au vent :

$$((36 \times 10) + (36 \times (2.5/2)) \times 2) + ((18.17 \times 48) \times 2) = 810.00 + 1744.32 = 2554.32 \text{ m}^2$$

Calcul des surfaces perpendiculaires au vent :

$$(48 \times 10) \times 2 = 960 \text{ m}^2$$

$$2554.32 < 960 \times 4 = 3840 \text{ m}^2 \quad (\text{article 2.6.3 RNVA2013})$$

Donc l'effet de frottement est négligé

d) Calcul de la stabilité d'ensemble

Tableau II.24: La force F_w résultante, cas V2.

Force	Action horizontale (KN)	Action verticale (KN)
$F_{w,e}$	204.48	0
	0	-1304.584
	0	-292.86
$F_{w,i}$	-425.28	818.517
F_{fr}	0	0
Resultante H	629.76	0
Resultante V	0	-486.067
	0	-292.86

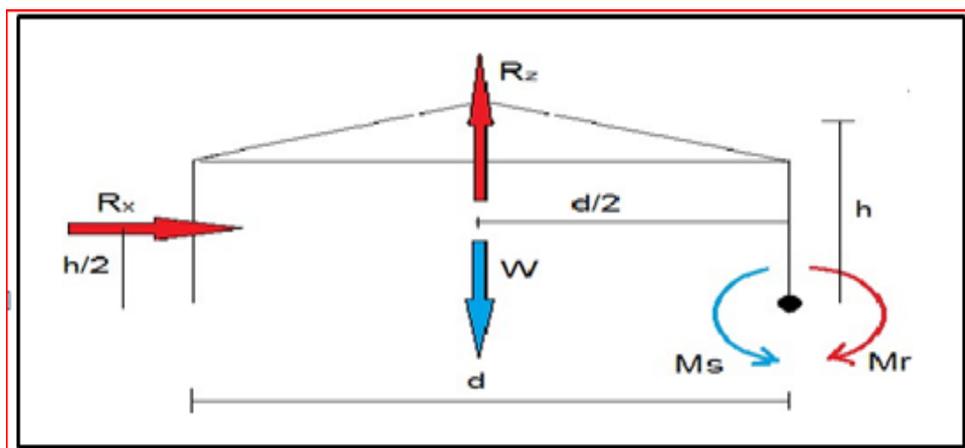


Figure II.18: Schéma de la stabilité transversale.

Calcul du moment de renversement

$$M_r = (F_{w,h} \times h/2) + (F_{w,v} \times d/2) = (629.76 \times 12.5/2) + (486.067 \times 36/2)$$

$$M_r = 12685.21 \text{ kN.m}$$

Calcul du moment stabilisant (avec un poids propre du hangar estimé) :

$$M_s = \left(W \times \frac{d}{2} \right)$$

Avec :

W : poids total surfacique du hangar ($w = 0.5 \text{ KN/m}^2$).

$$W = 0.5 \times S_{sol}$$

$$W = 0.5 \times 48 \times 36$$

$$W = 864 \text{ kN}$$

$$M_s = (864 \times 36/2) = 15552 \text{ kN.m}$$

$$M_s = 15552 \text{ kN.m}$$

$$M_s = 15552 \text{ kN.m} > M_r = 12685.21 \text{ kN.m}$$

la stabilité longitudinale est vérifiée

Chapitre III

Pré-dimensionnement des éléments

III .Pré-dimensionnement des éléments

III.1. Etude des pannes :**III.1.1- Définition**

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur cette dernière à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, Elles sont réalisées soit en profilés formés à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilés formés à froid en (Z), (U), (Σ) ou en treillis pour les portées supérieures à **6m**.

Dans notre structure nous utiliserons des IPE

Elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'exploitations et climatiques.).

Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

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

Généralement, on fait le pré dimensionnement des pannes par l'utilisation de la condition de flèche, puis on fait la vérification de la condition de résistance.

L'espacement entre pannes est déterminé en fonction de la portée admissible de la couverture.

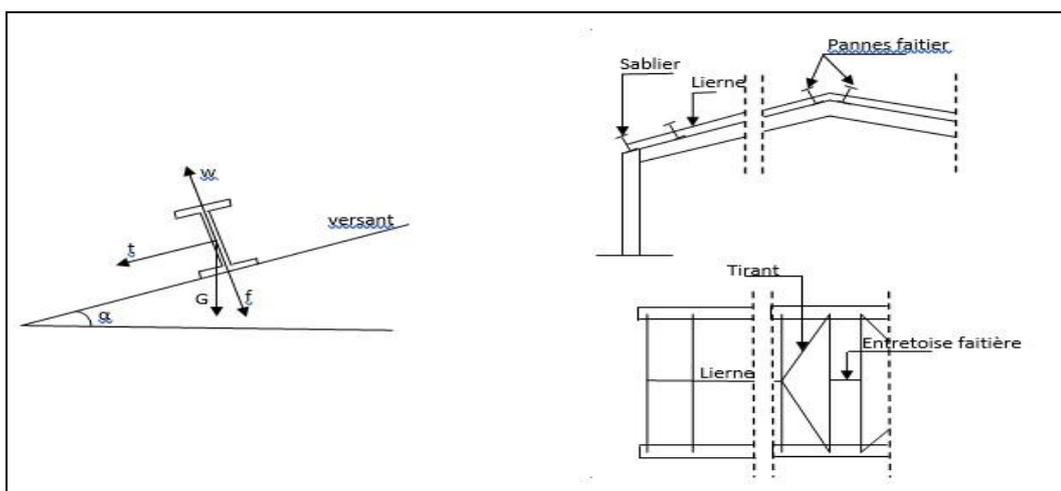


Figure III.1. Disposition de la panne

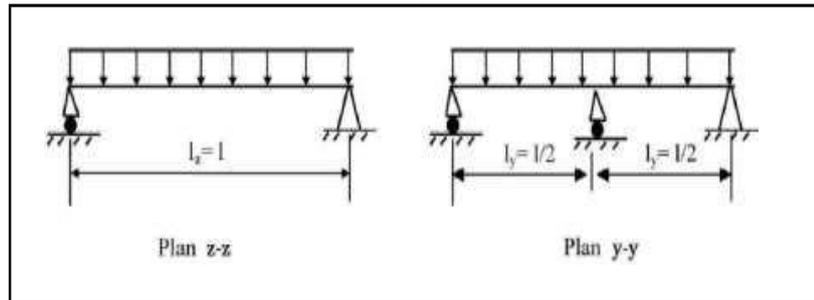


Figure III.2: Schéma statique des pannes suivant les axes y et z

III.1.2 Les données :

- Espacement entre chaque panne $e = 1.40 \text{ m}$
- Longueur de panne $L = 6\text{m}$.
- Lignes de pannes sur chaque versant.....14
- La pente du versant est..... $\alpha = 7.90^\circ$
- Poids propre de la couverture (Type TR-75) 25 kg/m^2
- Poids propre d'accessoires de pose 5 kg/m^2
- Poids propre de la panne (estimé) 12.9 kg/ml
- Les pannes sont en acier S275..... $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

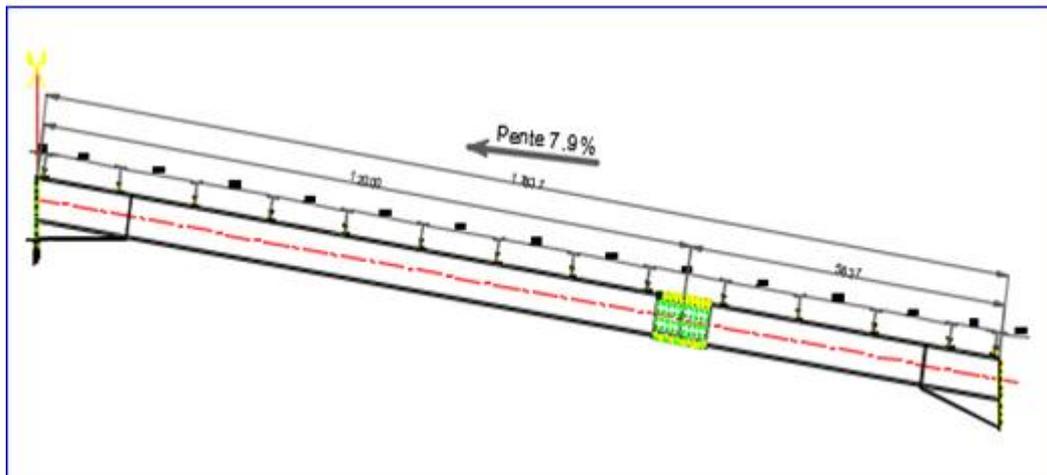


Figure III.3: espacement des pannes dans chaque versant

III.1.3 Evaluation des charges et surcharges

a) Les charges permanentes (G) :

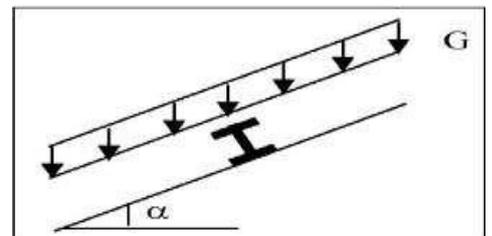


Figure III.4 : Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.

G = (Poids Couverture + Accessoire) * e + Poids panne

e : espacement entre les pannes (e= 1,40m)

$$G = (25 \times 1.40) + 12.9 = 47.9 \text{ kg/m}$$

$$= 47.9 \text{ daN/m}$$

b) Surcharges d'entretien (E) :

D'après les Euro codes EN 1991-1-1 et 1-3, pour les couvertures dont la pente est inférieure à 30° on prend comme charge minimale 60kg/m² de la surface de la couverture. (DAHMANI P 90).

$$E = 60 \text{ daN/m}^2$$

$$E = 60 \times 1.40 = 84 \text{ daN/ml}$$

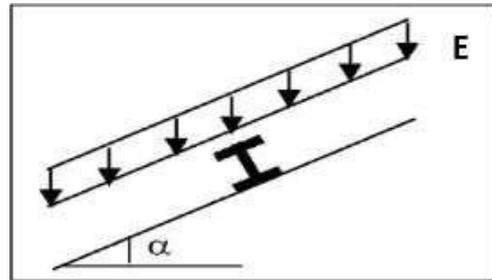


Figure III. 5 : Schéma statique des surcharges d'entretien E sur les pannes.

c) Surcharges du vent (V) :

Dans notre structure la panne la plus sollicitée est celle exposée à la zone F vent de soulèvement

$$V = -1826.97 \text{ N/m}^2 = 182.7 \text{ daN/m}^2$$

$$V = 182.7 \times 1.40 = 255.78 \text{ daN/ml}$$

d) Surcharges de sable (S) :

C'est une charge linéaire localisée le long des arrêtes de la partie basses des versants, et considéré comme variable assimilable à la charge de neige.

$$S = 25 \text{ daN/ml}$$

III.1.4 Combinaisons des charges les plus défavorables :

a) Action vers le bas

$$G = 47.9 \text{ daN/ml.}, E = 84 \text{ daN/ml.}, S = 25 \text{ daN/ml } V = 255.78 \text{ daN/ml}$$

$$Q_1 = 1.35G + 1.5E = (1.35 \times 47.9) + (1.5 \times 84) = 190.66 \text{ daN/ml}$$

$$Q_2 = 1.35G + 1.5S = (1.35 \times 47.9) + (1.5 \times 25) = 102.16 \text{ daN/ml.}$$

b) Action vers le haut

$$Q_{z.sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V = 47.9 \times \cos(7.9) - (1.5 \times 255.78) = - 336.22 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y.sd} = G \times \sin(\alpha) = 47.9 \times \sin(7.9) = +6.58 \text{ daN/ml.}$$

On retient la combinaison la plus défavorable pour les calculs

$$Q = \max (Q_1 ; Q_2 ; Q_z ; Q_y)$$

$$\implies Q_{sd} = -336.22 \text{ daN/ml}$$

Remarque :

D'après le nouveau règlement (DTR), les charges climatiques ne se combinent pas avec la surcharge d'entretien.

III.1.5 Vérification à l'état limite ultime (ELU) :

On prend pour choix un IPE 140

Caractéristiques du profilé IPE 140

Tableau III.1: Caractéristiques géométriques de l'IPE 140.

Profilé	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r (mm)	A (cm ²)
IPE 140	140	73	112.2	4.7	6.9	7	16.4
	I_y (cm ⁴)	W_{ely} (cm ³)	W_{ply} (cm ³)	I_z (cm ⁴)	W_{elz} (cm ³)	W_{plz} (cm ³)	G (kg/ml)
	541.2	77.32	88.34	44.92	12.31	19.25	12.9

Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{b}{2 \times t_f} = \frac{73}{2 \times 6,9} = 5,29 < 9,2$$

Donc la semelle est de classe 01

Classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h-(2t_f+2r)}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,9$$

$$\square \frac{d}{t_w} = \frac{140 - ((2 \times 6.9) + (2 \times 7))}{4.7} = 23.87 < (72 \times 0.92) = 66.24$$

Donc l'âme est de classe 01

a) Vérification de la section à la résistance

a.1) Vérification à la flexion :

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

Pour les profile en I et H.

$$\alpha = 2 ; \quad \beta = 5n \geq 1 \quad n = N / N_{pl} = 0 ; \quad \beta = 1$$

$$Q_{z, sd} = - 336.22 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z, sd} = G \times \cos(\alpha) = - 336.22 \times \cos(7.9) = -333.03 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y, sd} = G \times \sin(\alpha) = - 336.22 \times \sin(7.9) = - 46.21 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{46.21 \times (6/2)^2}{8} = 51.99 \text{ daN.m}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times (l)^2}{8} = \frac{333.03 \times (6)^2}{8} = 1498.63 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz, sd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{19.2 \times 2750}{1.1} = 48000 \text{ daN.cm} = 480 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply, sd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{88.4 \times 2750}{1.1} = 221000 \text{ daN.cm} = 2210 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{1498.63}{2210} \right]^2 + \left[\frac{51.99}{480} \right]^1 = 0.56 \quad \text{Condition vérifiée}$$

a.2) Vérification au cisaillement :

$$V_{z, sd} \leq V_{plz, rd} \quad \text{et} \quad V_{y, sd} \leq V_{ply, rd} \quad (\text{Euro code 03, p158})$$

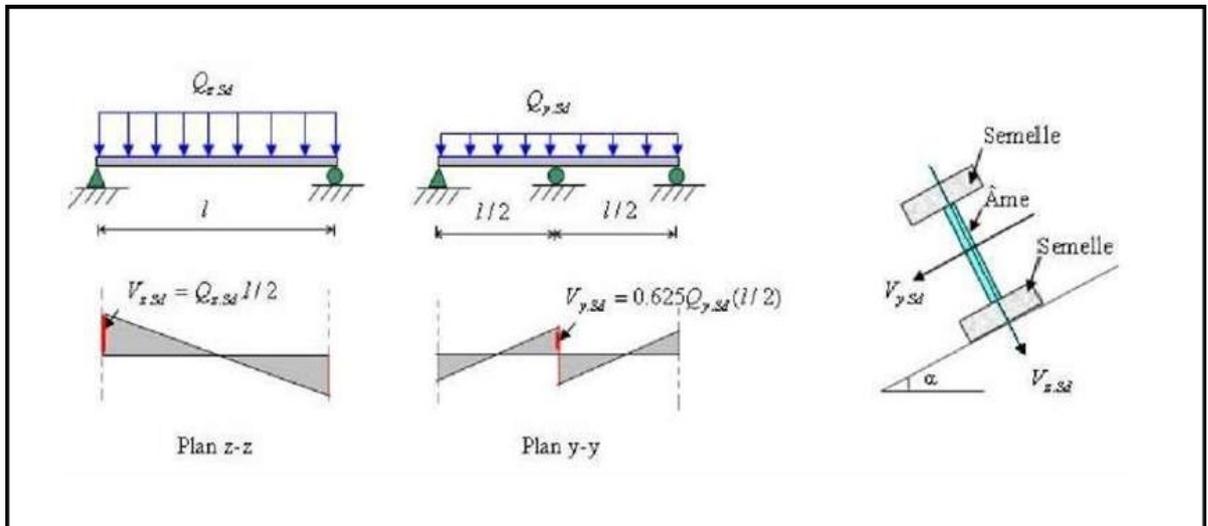


Figure III.6 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{zsd} \times (l)^2}{2} = \frac{333.03 \times 6^2}{2} = 999.09 \text{ daN}$$

L'aire de cisaillement A_{vz} peut être déterminée, pour un profil en I, effort parallèle à l'ame

$$\underline{A_{vz} = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f} \quad (EC3. P 5-58)$$

$$A_{vz} = 16.4 - 2(7.3 \times 0.69) + (0.47 + 2 \times 0.7) \times 0.69 = 7.62 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz,sd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0} = \frac{7.62 \times (275 / \sqrt{3})}{1.1} = 10998.52 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = \frac{0.625 Q_{y,sd} \times (l)}{2} = \frac{0.625 \times (46.21 \times 6)}{2} = 86.64 \text{ daN}$$

Pour l'effort tranchant $V_{ply,sd}$, A_{vy} repris par la section des deux semelles

$$A_{vy} = 7.3 \times 0.69 \times 2 = 10.074 \text{ cm}^2$$

$$V_{ply,sd} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0} = \frac{10.074 \times (275 / \sqrt{3})}{1.1} = 14540.57 \text{ daN}$$

$$999.09 \text{ daN} < 10998.52 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

$$86.64 \text{ daN} < 14540.57 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) **Vérification au déversement :**

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture il n'y a donc pas de risque de déversement contrairement à la semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement et qui est quant à elle susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

On rappelle la combinaison de charge défavorable pour le risque de déversement. Il s'agit de la première combinaison dans laquelle le vent agit seul et risque de faire déverser la panne (fléchie vers le haut) et en comprimant la semelle inférieure au niveau de la mi-travée (voir la figure)

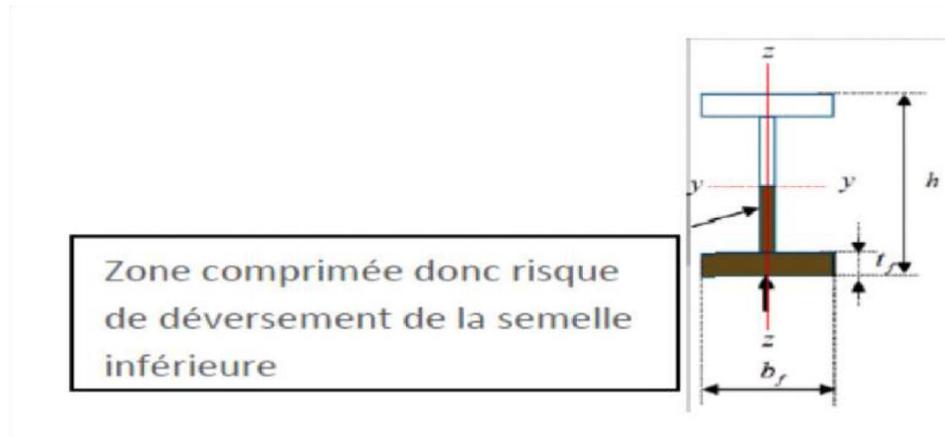


Figure III.7 Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.

Pour la vérification on applique la formule donné par (EUROCODE 03)

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right] \leq 1$$

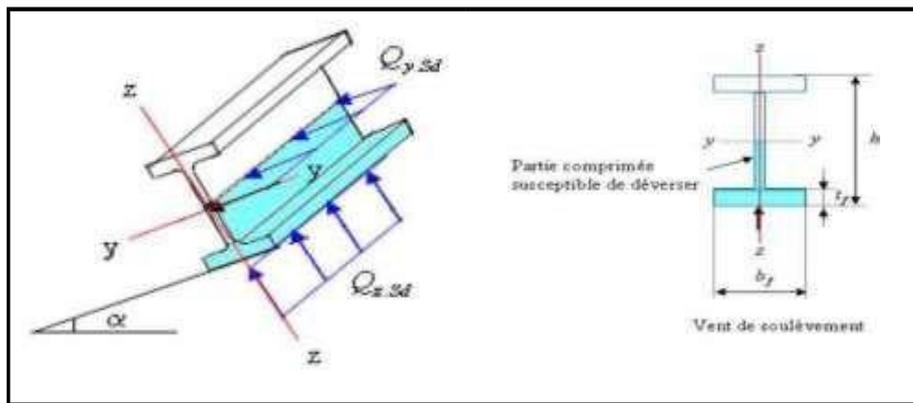


Figure III.8: Déversement d'une panne de toiture

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{6.58 \times (6/2)^2}{8} = 7.4 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{x,sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{336.22 \times (6)^2}{8} = 1512.99 \text{ daN/ml}$$

$$M_{plz,sd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{19.25 \times 2750}{1.1} = 48000 \text{ daN.cm} = 480 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,sd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{88.4 \times 2750}{1.1} = 221000 \text{ daN.cm} = 2210 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,Rd} = \gamma_{LT} \times M_{ply,Rd}$$

On utilise un profile laminé $\alpha_{LT} = 0,21$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{PLY} \times f_y}{M_{Cr}}}$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_\omega}{I_z} \times \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$\beta_w = 1$ pour les sections de classe 1 ou 2

$$C_1 = 1.132$$

$$E = 2.1 \times 10^4 \text{ KN/cm}^2$$

$$I_z = 44.92 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 1.98 \times 10^3 \text{ cm}^6$$

$$G = 8 \times 10^3 \text{ KN/cm}^2$$

$$I_t = 2.45 \text{ cm}^2$$

$$M_{cr} = 1.132 \times \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 44.92}{L^2} \sqrt{\frac{1.9810^3}{44.92} \times \frac{(600)^2 \times 8 \times 10^3 \times 2.45}{3.14^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 44.92}} = 5350.76 \text{ KN.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 88.34 \times 27.5}{5350.76}} = 0.67$$

On a : $h/b = 140/73 = 1.92$; $t_f = 6.9 < 40 \text{ mm}$

$$x_{LT} = 0.8815$$

$$M_{brd} = 0.8815 \times 2210 = 1948.11 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{1512.99}{1948.11} \right] + \left[\frac{7.4}{480} \right] < 1$$

$$0.76 + 0.015 = 0.791 < 1 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc IPE vérifiée à l'ELU

III.1.6 Vérification à l'état limite de service (ELS) :

□ Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de services (non pondérés).

$$Q_{y, sd} = G + E = 47.9 + 84 = 131.9 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = G \times \cos(\alpha) - V = 47.9 \times \cos(7.91) - 255.78 = -208.25 \text{ daN/ml}$$

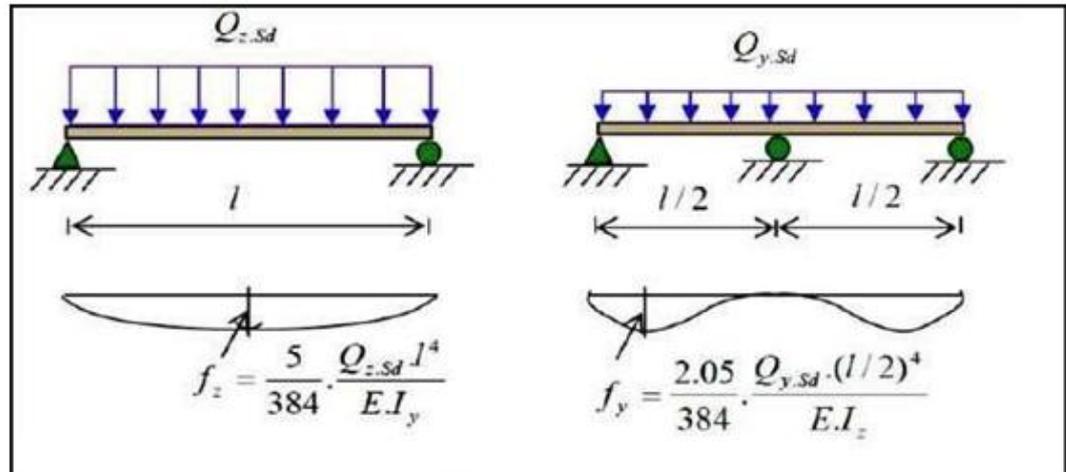


Figure III.9 : Vérification de la flèche

Condition de vérification :

$$F_z \text{ et } f_y \leq f_{adm}$$

$$l = 600 \text{ cm}$$

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$$

$$I_y = 541.2 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 44.92 \text{ cm}^4$$

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

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times$$

$$\frac{208.25 \times 10^{-2} \times (600)^4}{2.1 \times 10^{-6} \times 541.2} =$$

Flèche verticale suivant (Y-Y) sur trois appuis :

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{y,sd} (l/2)^4}{E \cdot I_z} = \frac{5}{384} \times \frac{131.9 \times 10^{-2} \times (300)^4}{2.1 \times 10^{-6} \times 62.7} = 0 \text{ cm}^4 \leq f_{adm}$$

Conclusion :

Après les résultats obtenus après les vérifications à la résistance et à la flèche, on a constaté que l'**IPE 140** convient pour les pannes.

III.2.ETUDE DE L'ECHANTIGNOLE:**II.2.1.Introduction :**

L'échantignole est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux traverses. Elle est réalisée au moyen d'un plat plié ; elle est dimensionnée en flexion sous l'effet de l'effort de soulèvement du vent et de l'effort suivant versant.

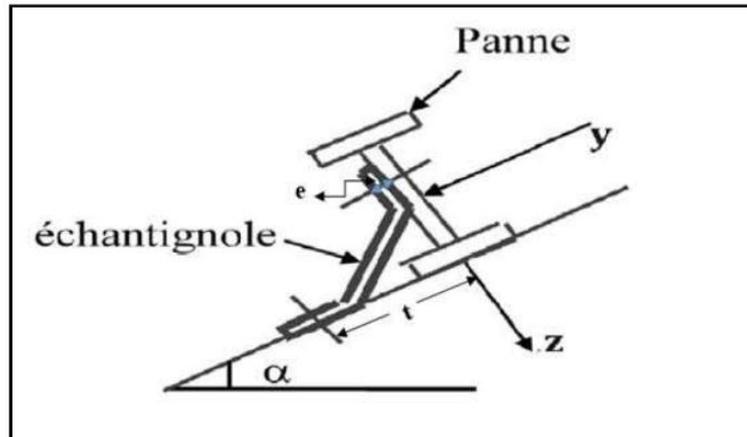


Figure III.10: Disposition de l'échantignole.

III.2.2Calcul des charges revenant à l'échantignole :

Effort de soulèvement :

$$Q_{z,sd} = G * \cos \alpha - 1.5V = 47.9 * \cos 7.9 - 1.5 * 255.77 = -336.21 \text{ KN/ml}$$

Effort suivant rampant :

$$Q_{y,sd} = 1.35G * \sin \alpha = 1.35 * 47.9 * \sin 7.9 = 8.89 \text{ daN}$$

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante :

$$b \leq t \leq \frac{3}{2}b$$

Pour IPE140 : b = 7.3 cm

$$7.3 \leq t \leq \frac{3}{2} * 7.3 = 10.95 \text{ cm} \rightarrow t = 9 \text{ mm}$$

Echantignole de rive :

$$R_z = Q_{z,sd} * \frac{l}{2} = 336.21 * \frac{6}{2} = 1008.63 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{y,sd} * \frac{l}{2} = 8.89 * \frac{6}{2} = 26.67 \text{ daN}$$

Echantignole intermédiaire :

$$R_z = 2 * 1008.63 = 2017.26 \text{ daN}$$

$$R_y = 2 * 26.67 = 53.34 \text{ daN}$$

III.2.3. Calcul du moment de renversement :

$$M_R = R_z * t + R_y * \frac{h}{2} = 2017.26 * 9 + 53.34 * \frac{14}{2} = 18528.72 \text{ kgcm}$$

III.2.4. Dimensionnement de l'échantignole :

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

$$M_{sd} = M_R \leq M_{el,Rd} = \frac{W_{el} * f_y}{\gamma_{M_0}} \rightarrow W_{el} \geq \frac{M_R * \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{18528.72 * 1.1}{2750}$$

$$W_{el} \geq 7.41 \text{ cm}^3 = \frac{b * e^2}{6} \text{ (Pour une section rectangulaire)}$$

$$\rightarrow e = \sqrt{\frac{7.41 * 6}{b}} \text{ On prend } b = 20 \text{ cm} \rightarrow e = 1.49 \text{ cm} \approx 1.5 \text{ cm}$$

III.3. CALCUL DU PORTIQUE TRAVERSE :

III.1. Introduction :

Les portiques constitués de poteaux et traverses sont généralement les plus utilisés de nos jours pour des raisons de simplicité pour des portés <40m.



Figure III.11 : Portique symétrique à une travée.

Les efforts sollicitant le portique :

- Le poids de la structure elle-même
- Le vent
- La charge de sable.

L'ossature est formée de de portique de portée de 36m espacés de 6m.

Les poteaux de 10m de hauteur.

Les portiques doivent résister au poids de la couverture, à la charge de sable et aux efforts du vent s'exerçant sur des éléments de façade butés au niveau du sol et au niveau des têtes de poteau.

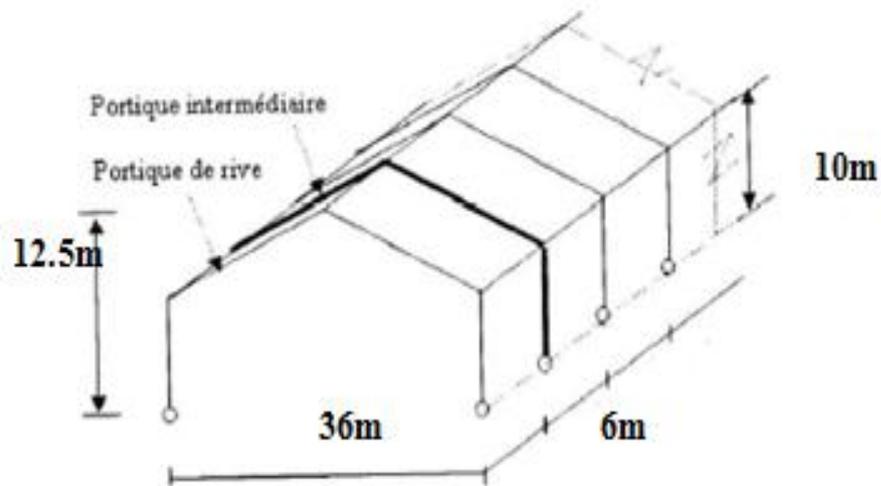


Figure III.12 : Les dimensions des portiques.

III.3.2. effet des charges verticales sur un portique :

III.3.2.1. charge permanentes :

- couverture et accessoire de pose.....25kg/m²
- pannes.....12.9/1.40 = 9.21kg/m²
- traverse HEA600178/6 = 29.67 kg/m²

Le poids total $G = 25 + 9.21 + 29.67 = 63.87\text{kg/m}^2$

L'entre axe des portiques est de 6m, $G = 63.87 \times 6 = 383.28\text{kg/ml}$

1-1 **effet de sable :**

$S = 25\text{kg/m}^2$ (par projection horizontale)

$S = 25 \times 6 = 150\text{kg/ml}$

1-2 **effet de vent :** les plus défavorable (sens V_2)

Parois verticales

Tableau III.2 : Effet de vent les plus défavorables (parois verticales)

zone	C _{pe}	C _{pi}	W _{zi} (kg/m ²)	W _{zi} (kg/ml)
A	-1	0.52	-129.428	-776.568
B	-0.8	0.52	-112.398	-674.388
C	-0.5	0.52	-86.853	-521.118
D	0.8	0.52	23.842	143.052
E	-0.3	0.52	-69.823	-418.938

Versant de toiture

Tableau III.3 : Effet de vent les plus défavorables (toiture)

zone	Cpe	Cpi	W _{zj} (Kg/m ²)	W _{zj} (Kg/ml)
F	-1.468	0.52	-182.697	-1096.182
G	-1.084	0.52	-147.408	-884.448
H	-0.513	0.52	-94.933	-569.598
I	-0.542	0.52	-97.598	-585.588
J	-0.426	0.52	-86.937	-521.622

Lentre axe du portique est de 6m

$$W_{zj} \text{ (kg/m}^2\text{)} \times \text{entre axe} = W_{zj} \text{ (kg/ml)}$$

Convention de signe :

(+) pression, action du vent hors la paroi

(-) dépression, action du vent hors de la paroi

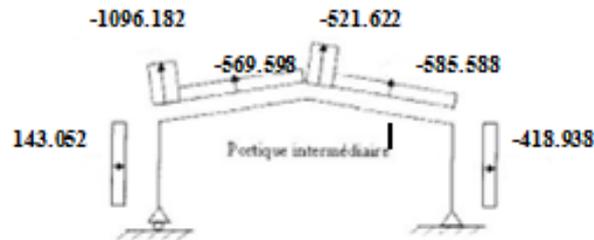


Figure III.13 : Effet de vent

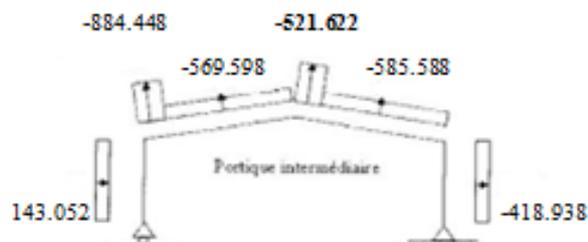
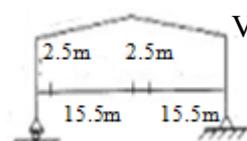


Figure III.14 : Effet de vent

Pour simplifier les calculs on transforme la charge du vent sur la toiture en une charge équivalente uniformément répartie :



Versant droit $(521.622 \times 2.5 + 585.588 \times 15.5) / 18 = 576.70 \text{ daN/ml}$

Versant gauche $(884.448 \times 2.5 + 569.569 \times 15.5) / 18 = 613.33 \text{ daN/ml}$

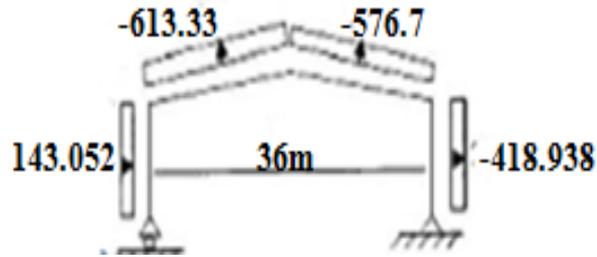


Figure III.15 : La charge du vent équivalente

La charge équivalente du vent $W_{zj} = (613.33 + 576.70) / 2 = 595.015 \text{kg/ml}$

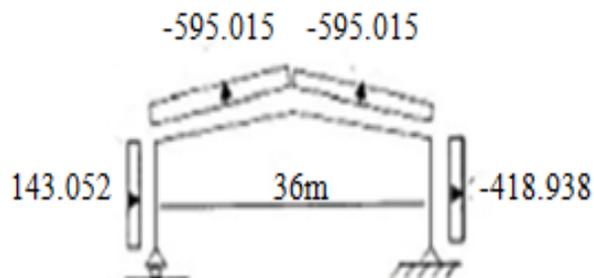


Figure III.16 : La charge du vent équivalente

III.3.3- calcul des efforts internes :

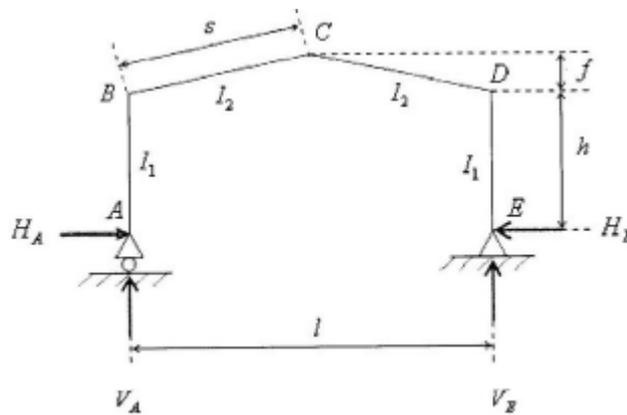


Figure III.17 : Schéma représentatifs pour calcul des efforts internes

$$K = \frac{(\text{raideur} - \text{rampant})}{(\text{raideur} - \text{béquille})} = \frac{I_2 h}{I_1 s}$$

On assume $I_2 = I_1 \rightarrow K = h / S = 10 / (18 / \cos 7.9) = 0.55$

$$\varphi = f / h = 2.5 / 10 = 0.25$$

$$\Delta = K + 3 + 3 \varphi + \varphi^2 = 0.55 + 3 + 3 \times 0.25 + 0.25^2 = 4.3625$$

III.3.3.1 charges verticales vers le bas: (charge permanents et surcharge de sable)

Calcul sous la charge unitaire : $q = 1.0 \text{ kg/ml}$

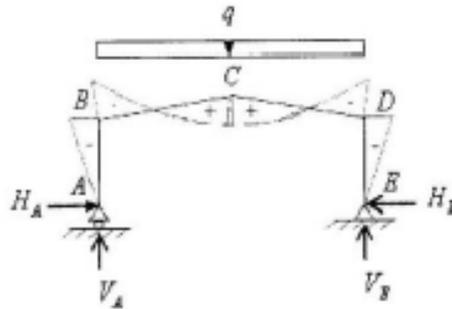


Figure III.18 : Schéma des moments des charges verticales vers le bas.

$$\beta = (8 + 5 \varphi) / 4 \Delta = (8 + 5 \times 0.25) / (4 \times 4.3625) = 0.5301$$

$$\gamma = 1 - \beta (1 + \varphi) = 1 - 0.5301 (1 + 0.25) = 0.3374$$

$$H_A = H_E = \beta q l^2 / 8 h = (0.5301 \times 1 \times 36^2) / (8 \times 10) = 8.59 \text{ daN}$$

$$V_a = V_E = q l / 2 = (1 \times 36) / 2 = 18 \text{ daN}$$

$$q l^2 / 8 = (1 \times 36^2) / 8 = 162 \text{ daN}$$

$$M_B = M_D = - \beta q l^2 / 8 = - 0.5301 \times 162 = - 85.88 \text{ daNm}$$

$$M_c = \gamma \cdot q l^2 / 8 = 0.3374 \times 162 = 54.66 \text{ daNm}$$

III.3.3.2 charges verticales vers le haut:

Calcul sous la charge unitaire : $q = 1.0 \text{ daN /ml}$

$$H_A = H_E = \beta q l^2 / 8 h = (0.5301 \times 1 \times 36^2) / (8 \times 10) = 8.59 \text{ daN}$$

$$V_A = V_E = q l / 2 = (1 \times 36) / 2 = 18 \text{ daN}$$

$$M_B = M_D = + \beta q l^2 / 8 = - 0.5301 \times 162 = + 85.88 \text{ daNm}$$

$$M_C = -\gamma \cdot q l^2 / 8 = - 0.3374 \times 162 = - 54.66 \text{ daNm}$$

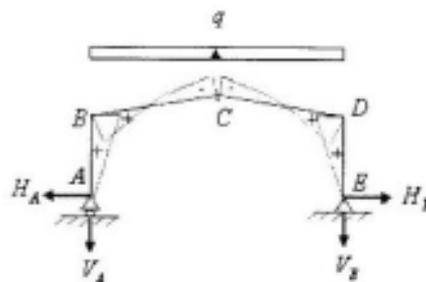


Figure III.19 : Schéma des moments des charges verticales vers le haut.

III.3.3.3 vent horizontal (Pression):

Calcul sous la charge unitaire: $q = 1.0 \text{ daN/ml}$

$$H_E = \delta q l / 2 \quad H_A = q h - H_E \quad V_A = - V_E = - q h^2 / 2 l$$

$$M_B = \beta q h^2 / 2 \quad M_D = - \delta q h^2 / 2 \quad M_C = - \gamma q h^2 / 2$$

$$\Delta = (5 K + 12 + 6 \phi) / 8 \quad \Delta = (5 \times 0.55 + 12 + 6 \times 0.25) / (8 \times 4.3625) = 0.4656$$

$$B = 1 - \delta = 1 - 0.4656 = 0.5344$$

$$\gamma = \delta (1 + \phi) - 0.5 = 0.4656 (1 + 0.25) - 0.5 = 0.082$$

$$H_E = (0.4656 \times 1 \times 10) / 2 = 2.328 \text{ daN} \quad H_A = 1 \times 10 - 2.328 = 7.672 \text{ daN}$$

$$V_A = - V_E = (1 \times 10^2) / (2 \times 36) = 1.39 \text{ daN}$$

$$q h^2 / 2 = (1 \times 10^2) / 2 = 50 \text{ daNm}$$

$$M_B = 0.5344 \times 50 = 26.72 \text{ daNm} \quad M_C = - 0.082 \times 50 = - 4.1 \text{ daNm}$$

$$M_D = - 0.4656 \times 50 = - 23.28 \text{ daNm}$$

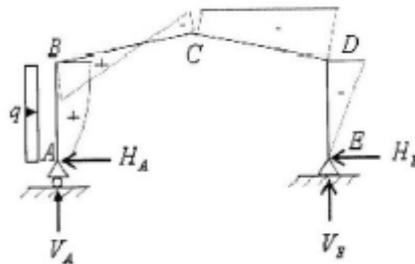


Figure III.20 : Schéma des moments dus au vent horizontal (pression).

III.3.3.4 Vent horizontal (dépression):

$$H_A = \delta q h / 2 = (0.4656 \times 1 \times 10) / 2 = 2.328 \text{ daN}$$

$$H_E = q h - H_A = 1 \times 10 - 2.328 = 7.672 \text{ daN}$$

$$V_E = - V_A = - q h^2 / 2 l = 1.39 \text{ daN}$$

$$M_D = - \beta q h^2 / 2 = - 0.5344 \times 50 = - 26.72 \text{ daNm}$$

$$M_B = \delta q h^2 / 2 = 0.4656 \times 50 = 23.28 \text{ daNm}$$

$$M_C = \gamma q h^2 / 2 = 0.082 \times 50 = 4.1 \text{ daNm}$$

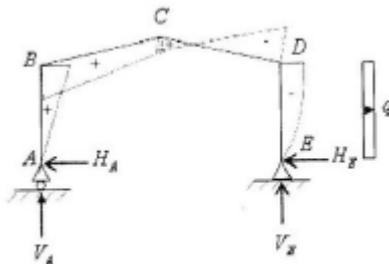


Figure III.21 : Schéma des moments dus au vent horizontal (dépression).

III.3.2.5 Tableaux récapitulatifs:**Tableau III.4:** Effort internes sous la charge unitaire $q = 1.0$ daN/ml

Action	q (daN/ml)	Réaction d'appuis (daN)			
		H_A	H_E	V_A	V_E
G	1	8.59	-8.59	18	18
S	1	8.59	-8.59	18	18
V_1 Horizontal	1	-2.328	-7.672	-1.39	1.39
V_2 Soulèvement	1	-8.59	+8.59	-18	-18

Tableau III.5: Les moments

Action	Moment (daNm)		
	M_B	M_C	M_D
G	-85.88	54.66	-85.88
S	-85.88	54.66	-85.88
V_1 Horizontal	23.28	4.1	-26.72
V_2 Soulèvement	85.88	-54.66	85.88

Tableau III.6: Effort internes sous la charge actuelle.

Action	q (daN/ml)	Réaction d'appuis (daN)			
		H_A	H_E	V_A	V_E
G	383.28	3292.37	-3292.37	6899.04	6899.04
S	150	1288.5	-1288.5	2700	2700
V_1 Horizontal	418.938	-975.29	-32141.09	-582.32	582.32
V_2 Soulèvement	595.015	-5111.18	+5111.18	-10710.27	-10710.27
$V_3 = V_1 + V_2$		-6086.47	1897.09	-11292.59	-10127.95

Tableau III.7: Les moments

Action	Moment (daNm)		
	M_B	M_C	M_D
G	-32916.09	20950.08	-32916.09
S	-12882	8199	-12882
V_1 Horizontal	9752.88	1717.64	-11194.02
V_2 Soulèvement	51099.89	-32523.52	51099.89
$V_3 = V_1 + V_2$	60852.77	-30805.88	39905.87

Combinaison à l'ELU :**Tableau III.8 :** Combinaisons des réactions à l'ELU

Combinaisons	Réaction d'appuis (daN)			
	H _A	H _E	V _A	V _E
1.35G+1.5S	6377.45	-6377.45	13363.70	13363.70
1.35G+1.35S+1.35V ₃	-2032.56	-3623	-2286.29	-714.03
G+1.5V ₃	-5837	-446.73	-10039.84	-8292.88

Tableau III.9 : Combinaisons des moments à l'ELU

Combinaisons	Moments (daNm)		
	M _B	M _C	M _D
1.35G+1.5S	-63759.72	40581.11	-63759.72
1.35G+1.35S+1.35V ₃	20323.82	-2236.68	-7954.50
G+1.5V ₃	58363.07	-25258.74	26942.71

III.3.4-Calcul de l'imperfection géométrique globale :

Elles sont prises en compte lorsque la somme des efforts horizontaux est inférieure à 15% de la somme des efforts verticaux, elles peuvent être remplacées par un système des forces équivalentes calculées pour chaque poteau.

$$H_{eq} = \phi N_{sd}$$

Avec :

H_{eq} : effort horizontal équivalent appliqué en tête de chaque poteau.

N_{sd} : effort normal de compression dans le poteau.

. $\phi = \phi_0 \times \alpha_h \times \alpha_m$: défaut initial d'aplomb.

. $\phi_0 = \frac{1}{200}$: est la valeur de base.

$$\alpha_h = 2 / \sqrt{12.5} = 0.566 \quad \alpha_m = \sqrt{(0.5 (1+0.5))} = 0.866$$

$$\phi = \frac{1}{200} \times 0.566 \times 0.866 = 0.0024$$

III.3.4-1 Modélisation avec les imperfections :**Tableau III.10:** Effort en pied de poteaux aux ELU.

Combinaison ELU	Poteau 1		Poteau 2		La somme	
	H _A (KN)	V _A (KN)	H _E (KN)	V _E (KN)	H (KN)	V (KN)
Comb1	63.8	133.6	-63.8	133.6	0.00	267.2
Comb2	-20.3	-22.9	-36.2	-7.1	-56.2	-30
Comb3	-58.4	-100.4	-4.5	-82.9	-62.9	-183.3

Tableau III.11 : Combinaisons pour la détermination des défauts d’aplomb.

Combinaison ELU	0.15V	$ H \geq 0.15V$
Comb1	40.08	Non
Comb2	-4.5	Oui
Comb3	-27.5	Oui

Si $|H| \geq 0.15V$ les défauts d’aplomb ne sont pas à considérer.

Remarque :

Les défauts d’aplomb ne sont pas à considérer pour les combinaisons 2 et 3 car la condition est vérifiée.

Tableau III.12: Effort équivalent en tête des poteaux.

Combinaison	Poteau1		Poteau2	
	N_{Sd} (KN)	$H_{eq} = \phi N_{Sd}$ (KN)	N_{Sd} (KN)	$H_{eq} = \phi N_{Sd}$ (KN)
Comb11.35G +1.5S	133.6	0.32	133.6	0.32

III.3.4-2 Calcul des efforts internes additionnels :

Effort horizontal en tête du poteau :

$$P = 2 \times 0.32 = 0.64 \text{ KN}$$

$$H_A = \frac{P}{2} \left[1 + \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{0.64}{2} \left[1 + \frac{0.25(3+2 \times 0.25)}{2 \times 4.36} \right] = 0.35$$

$$H_E = P - H_A = 0.64 - 0.35 = 0.29 \text{ KN}$$

$$V_A = - V_E = - P h / l = - (0.64 \times 10) / 36 = - 0.18 \text{ KN}$$

$$M_B = + \beta P h = 0.55 \times 0.64 \times 10 = 3.52 \text{ KNm}$$

$$M_D = - \delta P h = - 0.4498 \times 0.64 \times 10 = - 2.88 \text{ KNm}$$

$$M_C = - \gamma P h = - 0.3374 \times 0.64 \times 10 = - 2.16 \text{ KNm}$$

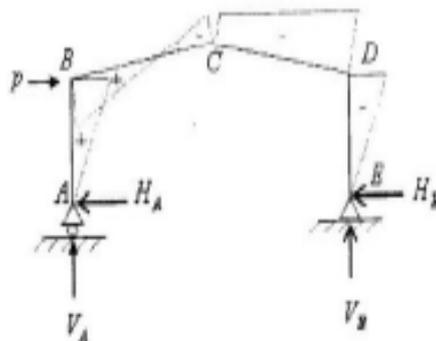


Figure III.22: Schéma des moments des efforts additionnels.

$$\beta = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{0.25(3+2 \times 0.25)}{2 \times 4.36} \right] = 0.550$$

$$\delta = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{0.25(3+2 \times 0.25)}{2 \times 4.36} \right] = 0.4498$$

$$\gamma = \frac{\varphi}{2} \left[1 - \frac{(1+\varphi)(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{0.25}{2} \left[1 - \frac{(1+0.25)(3+2 \times 0.25)}{2 \times 4.36} \right] = 0.0623$$

III.3.4-3 Combinaisons à l'ELU avec prise en compte de H_{eq} :

Tableau III.13 : Valeurs des Combinaisons des charges à l'ELU avec prise en compte de H_{eq}

Combinaisons	Réactions d'appuis (KN)			
	H _A	H _E	V _A	V _E
1.35G + 1.5S	63.8	-63.8	133.6	133.6
P	-0.35	-0.29	-0.18	0.18
1.35G + 1.5S + P	63.45	64.09	133.42	133.78
1.35G+1.35S+1.35V ₃	-20.3	-36.2	-22.9	-7.1
G + 1.5V ₃	-58.4	-4.5	-100.4	-82.9

Tableau III.14 : Valeurs des Combinaisons des moments à l'ELU avec prise en compte de H_{eq}

Combinaisons	Moments (KNm)		
	M _B	M _C	M _D
1.35G + 1.5S	-637.6	405.8	-637.6
P	3.52	-2.16	-2.88
1.35G + 1.5S + P	-634.08	403.64	-640.48
1.35G+1.35S+1.35V ₃	203.2	-22.4	-79.5
G + 1.5V ₃	583.6	-252.6	269.4

III.3.5.Choix de la méthode d'analyse :

Il est conditionné par la valeur du coefficient d'éloignement critique α_{cr}.

Si α_{cr} ≥ 10 structure rigide, analyse élastique au 1^{er} ordre.

Si α_{cr} < 10 structure souple, analyse élastique avec prise en compte des effets du 2^{eme} ordre

Si α_{cr} ≥ 15 structure rigide, analyse plastique.

III.3.5-1 Détermination du facteur d'éloignement critique minimum α_{cr} :

Dans le cas des portiques à faible pente, le coefficient d'éloignement critique α_{cr} peut être calculé avec la relation suivante :

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{N_{sd,t}}{N_{cr,t}} + (4 + 3.3 \times 1.817) \frac{N_{sd,p}}{N_{cr,p}}$$

N_{sd,p} : effort axial de compression dans le poteau.

N_{cr,p} : effort critique d'Euler dans le poteau.

N_{sd,t} : effort axial de compression dans la traverse.

$N_{cr,t}$: effort critique d'Euler dans la traverse.

$$R = \frac{1}{\alpha_{cr}} = S / h = 18.17 / 10 = 1.817$$

$$N_{cr,p} = \frac{\pi^2 EI}{h^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10000 \times 141200}{1000^2} = 29265.35 \text{ KN}$$

$$N_{cr,t} = \frac{\pi^2 EI}{S^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10000 \times 141200}{1817^2} = 8864.29 \text{ KN}$$

Sous la combinaison 1.35G + 1.5S

$$N_{sd,t} = 133.6 \sin 7.9 + 63.8 \cos 7.9 = 81.56 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{81.56}{8864.29} + (4 + 3.3 \times 1.817) \frac{133.6}{29265.35} = 0.055 < 0.1$$

→ $\alpha_{cr} = 18.24$ → structure rigide.

On opte pour la méthode élastique au 1^{er} ordre.

III.3.6. prés dimensionnement de la traverse :

- Moment sous la combinaison : 1.35G + 1.5 S

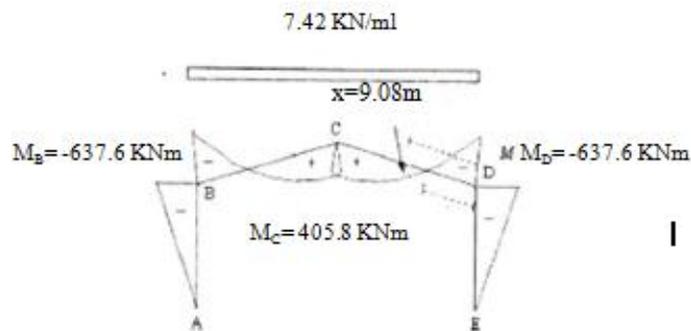


Figure III.23: Schéma des moments.

- Moment sous la charge équivalente totale H_{eq} :

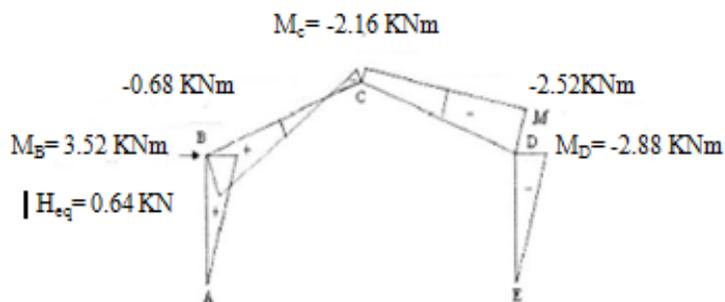


Figure III.24: Schéma des moments.

Les moments maximaux sollicitant la traverse :

*Action vers le bas : charge de gravités sous la combinaison 1.35G + 1.5S + P

-Aux appuis : $M_D = -637.6 - 2.88 = -640.48 \text{ KNm}$

- Aux faitages : $M_C = 405.8 - 2.16 = 403.64 \text{ KNm}$

*Action vers le haut : vent de soulèvement sous la combinaison $G + 1.5V_3$

-Aux appuis : $M_B = 583.6 \text{ KNm}$

- Aux faitages : $M_C = -252.6 \text{ KNm}$

Calcul préliminaire :

$$M_{y.sd} \leq M_{ply.rd} = \frac{W_{ply}.f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{y.sd}.\gamma_{M0}}{f_y} = \frac{640.48 \times 1.1 \times 10^2}{27.50}$$

$$W_{ply} \geq 2561.92 \text{ cm}^3 \text{ Soit HEA600}$$

Remarque: les profilés choisis sont surestimés pour tenir compte des effets de flambement, de déversement et de la Fleche.

III.3.6-1 Vérification de traverse à l'ELS :

III.3.6-1-1 Vérification à la flèche

Le calcul de la flèche est réalisé au faitage de la traverse, en point C, sous l'action combinée non pondérée de $G + S$

La flèche maximale au faitage est donnée par la formule suivante :

$$Y_{max} = \frac{l}{384EI_y} (ql^4 - 48M_B \times l^2)$$

$E: 2.1 \times 10^4 \text{ KN/ml}$ $I_y: 141200 \text{ cm}^4$ $q = G + S = 3.8328 + 1.5 = 5.33 \text{ KN/m}$

$l = 36m$ $M_B = 457.98 \text{ KN.m}$ sous la combinaison de service

$$y_{max} = \frac{1}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 141200} (5 \times 5.33 \times 10^{-2} \times 3600^4 - 48 \times 457.98 \times 10^2 \times 3600^2)$$

$= 14.29 \text{ cm}$

$$\frac{l}{200} = \frac{3600}{200} = 18 \text{ cm}$$

$y_{max} = 14.29 < \frac{l}{200} = 18 \text{ cm}$ condition vérifier.

III.3.6-2 Vérification de la traverse à l'ELU :

III.3.6-2-1 Vérification de la section à la résistance :

Bilan des efforts :

$M_{y.sd} = 640.48 \text{ KNm}$

$N_{sd} = 133.78\sin 7.9 + 64.09\cos 7.9 = 81.87 \text{ KN}$

$V_{z.sd} = 133.78\cos 7.9 + 64.09\sin 7.9 = 141.32 \text{ KN}$

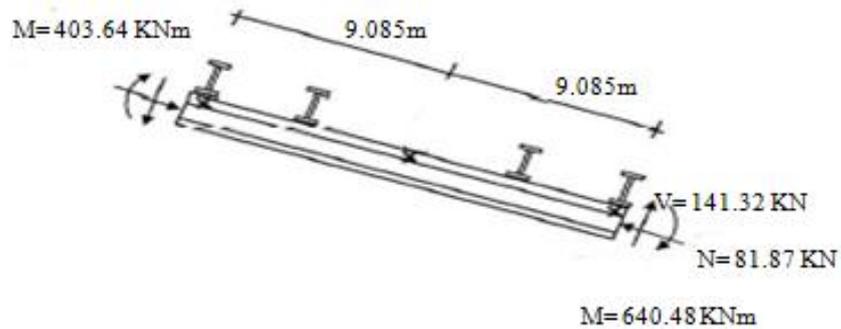


Figure III.25: Schéma représentatif des moments sur la traverse.

Class de la section:

-class de la semelle: (comprimée)

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\Leftrightarrow \frac{b/2}{t_f} = \frac{300/2}{25} = 6 < 10 \times 0.92 = 9.2$$

-class de l'âme :(flexion composée)

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d+d_c}{2} \right) \leq 1 \quad d_c = \frac{N_{sd}}{t_w f_y} = \frac{81.87}{1.3 \times 27.5} = 2.29$$

$$\alpha = \frac{1}{48.6} \left(\frac{48.6+2.29}{2} \right) = 1.14 > 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{396 \cdot \varepsilon}{(13\alpha-1)} \quad \frac{d}{t_w} = \frac{486}{13} = 37.38 \quad \frac{396 \cdot \varepsilon}{(13\alpha-1)} = 26.36 < 37.38$$

La section est de classe 1.

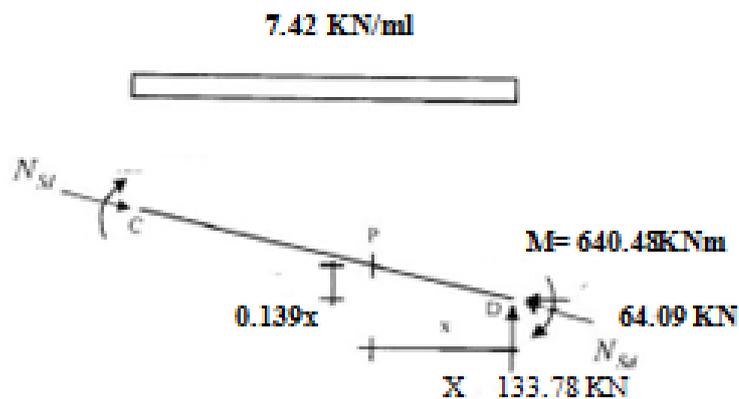


Figure III.26: Schéma representative pour verification de la section à la résistance

HEA600: A = 226 cm² Wply = 5351 cm³ γ_{M0} = 1.1 f_y = 27.5KN/cm²

Incidence de l'effort tranchant:

Si $V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd} \rightarrow$ Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

$$V_{z,rd} = 141.32 \text{ KN}$$

$$A_{vz} = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r)t_f = 226 - 2 \times 30 \times 2.5 + (1.3 + 2 \times 2.7) 2.5 = 92.75 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz}(f_y \div \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{92.75(27.5 \div \sqrt{3})}{1.1} = 1338.73 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{z,rd}}{V_{plz,rd}} = \frac{141.32}{1338.73} = 0.10 < 0.5 \rightarrow \text{L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut}$$

être négligée.

L'incidence de l'effort normal :

Si $N_{sd} \leq \text{Min} (0.25N_{pl,rd} ; 0.5A_w \cdot f_y / \gamma_{M0})$ il n'y a pas d'incidence entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 81.87 \text{ KN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{226 \times 27.5}{1.1} = 5650 \text{ KN}$$

$$0.25N_{pl,rd} = 0.25 \times 5650 = 1412.5 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = 226 - 2 \times 30 \times 2.5 = 76 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5A_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.5 \times 76 \times 27.5}{1.1} = 950 \text{ KN}$$

$81.87 < \text{Min} (5650 ; 950) \rightarrow$ l'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligé.

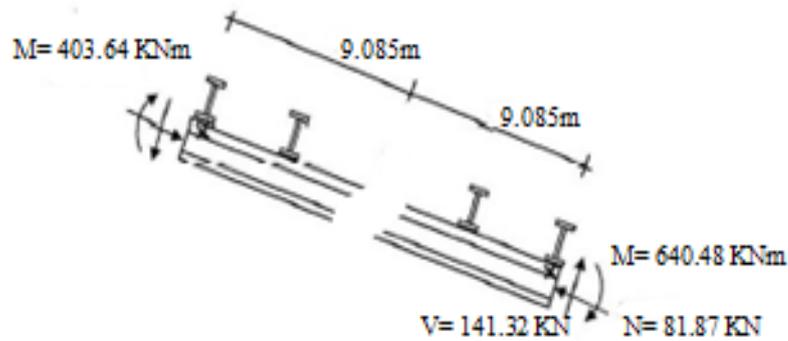
La formule de vérification à la résistance est donnée comme suite :

$$M_{y,rd} \leq M_{c,rd}$$

Section de classe 1 :

$$M_{c,rd} = M_{ply,rd} = \frac{W_{ply,rd} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5351 \times 27.5}{1.1} = 133775 \text{ KNm}$$

$$M_{y,rd} = 640.48 < M_{ply,rd} = 133775 \dots\dots\dots \text{OK.}$$

III.3.6-2-2 Vérification de l'élément à l'instabilité :**III.3.6-2-3 Action vers le bas:**Vérification au déversement :Semelle supérieur**Figure III.27:** Schéma représentatif pour vérification de l'élément à l'instabilité

Calcul de coefficient de réduction pour le flambement χ_{\min} :

$$\cdot \chi_{\min} = \text{Min} (\chi_y ; \chi_z)$$

Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique)

$$\cdot \chi_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \lambda_y^2)^{0.5}} \quad \varphi_y = 0.5(1 + \alpha_y(\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2)$$

$$\lambda_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) [\beta_A]^{0.5}$$

α : Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5, 5,1 de l'eurocode3.

Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors du plan du portique)

$$\cdot \chi_z = \frac{1}{\varphi_z + (\varphi_z^2 - \lambda_z^2)^{0.5}} \quad \varphi_z = 0.5(1 + \alpha_z(\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2)$$

$$\lambda_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) [\beta_A]^{0.5}$$

Avec $\beta_A=1$ pour les sections de classe 1,2 et 3.

Longueur de flambement :

$$l_y = \frac{1800}{\cos 7.9} = 1817.25 \text{ cm} \quad (\text{moitié de la traverse})$$

$$l_y = \frac{900}{\cos 7.9} = 908.6 \text{ cm} \quad (\text{Maintien par les pannes reliées à la poutre au vent})$$

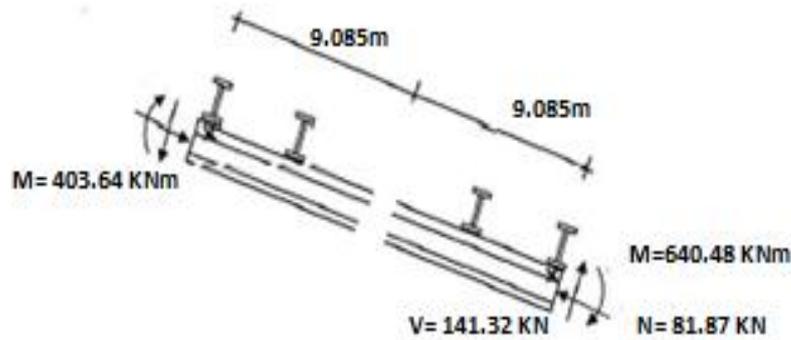


Figure III.28: Schéma représentative pour vérification de l'élément à l'instabilité

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1817.25}{25} = 72.69 \quad \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{908.6}{7.05} = 128.88$$

$$\lambda_1 = 86.39$$

$$\tilde{\lambda}_y = \frac{72.69}{86.39} = 0.84 \quad \tilde{\lambda}_z = \frac{128.88}{86.39} = 1.49$$

Courbe de flambement : $\frac{h}{b} = \frac{590}{300} = 1.97 > 1.2$

Axe de flambement y-y → courbe de flambement a → $\alpha_z = 0.21$

Axe de flambement z-z → courbe de flambement b → $\alpha_z = 0.34$

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.21(0.84 - 0.2) + 0.84^2] = 0.92$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.92 + (0.92^2 - 0.84^2)^{0.5}} = 0.772$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0.34(1.49 - 0.2) + 1.49^2] = 1.829$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.829 + (1.829^2 - 1.49^2)^{0.5}} = 0.346$$

$$\chi = \text{Min}(0.772 ; 0.346) = 0.346$$

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{lt} :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + (\varphi_{lt}^2 - \tilde{\lambda}_{lt}^2)^{0.5}} \leq 1 \quad \varphi_{lt} = 0.5(1 + \alpha_{lt}(\tilde{\lambda}_{lt} - 0.2) + \tilde{\lambda}_{lt}^2)$$

Avec: $\alpha_{lt} = 0.21$ pour les sections laminées.

$$\tilde{\lambda}_{lt} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1}\right)[\beta_w]^{0.5} : L'élancement réduit pour le déversement.$$

$$\lambda_1 = 86.39$$

λ_{lt} : L'élancement d'élément vis-à-vis du déversement.

Pour les profils laminés en I et H
$$\lambda_{lt} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f}\right)^2\right)^{0.25}}$$

HEA600: $i_z = 7.05 \text{ cm}$ $h = 59 \text{ cm}$ $t_f = 2.5 \text{ cm}$

$$L = \frac{900}{\cos 7.9} = 908.62 \text{ cm} \text{ (Maintien par les pannes reliées à la poutre au vent)}$$

$$C_1 = 1.88 - 1.40\psi + 0.52\psi^2 \quad \psi = \frac{M_a}{M_b} \text{ Avec : } M_a < M_b \text{ moment aux extrémités du tronçon.}$$

$$-1 \leq \psi \leq 1$$

Calcul du moment au point quelconque P :

$$M_p = 133.78X - 640.48 - 64.09 * 0.139X - \frac{7.42}{2} X^2$$

$$M_p = -640.48 + 124.87X - 3.71X^2$$

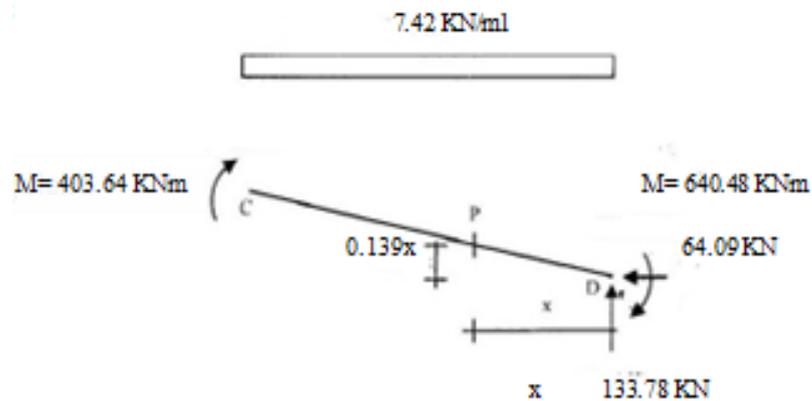


Figure III.29: Schéma représentative pour calcul du moment au point quelconque

$$M_a = M_p(X = 9.0862)$$

$$M_p = -640.48 + 124.87(9.0862) - 3.71(9.0862)^2 = 187.82 \text{ KNm}$$

$$\psi = \frac{187.82}{-640.48} = -0.293$$

$$C_1 = 1.88 - 1.40(-0.293) + 0.52(-0.293)^2 = 2.33 < 2.7$$

$$\lambda_{lt} = \frac{908.62/7.05}{2.33^{0.5} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{908.62/7.05}{59/2.5}\right)^2\right)^{0.25}} = 67.21$$

$$\lambda_{lt} = \left(\frac{67.21}{86.39}\right) = 0.778$$

$$\phi_{lt} = 0.5(1 + 0.21(0.778 - 0.2) + 0.778^2) = 0.863$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{0.863 + (0.863^2 - 0.778^2)^{0.5}} = 0.809$$

Calcul des coefficients K:

$$K_{LT} = 1 - \frac{M_{LT} * N_{Sd}}{\chi_z * A f_y} \text{ Avec } K_{LT} \leq 1$$

$$M_{LT} = 0.15 \lambda_z * \beta_{MLT} - 0.15 \quad \text{Et} \quad M_{LT} \leq 0.9$$

$\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7 \Psi$ Facteur de moment uniforme équivalent pour déversement.

$$\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7 (-0.293) = 2.005$$

$$M_{LT} = 0.15(1.49) * (2.005) - 0.15 = 0.298 < 0.9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{0.298 * 81.87}{0.346 * 226 * 27.5} = 0.989$$

$$K_y = 1 - \frac{M_y * N_{sd}}{\chi_y * A f_y} \text{ Avec } K_y \leq 1.5$$

$$M_y = \lambda_y (2\beta_{MY} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

avec $M_y \leq 0.9$

Calcul du facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion suivant y-y:

$$\beta_{My} = \beta_{M\psi} + \frac{M_Q}{\Delta_M} (\beta_{MQ} - \beta_{M\psi})$$

$$\beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\Psi \quad \Psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{403.64}{-640.48} = -0.630$$

$$\beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7(-0.630) = 2.24$$

$$\Delta_M = 640.48 - 403.64 = 1044.12 \text{ KNm}$$

$$M_Q = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.42 * 18^2}{8} = 300.51 \text{ KNm}$$

$\beta_{MQ} = 1.3$ Cas d'une charge uniformément répartie.

$$\beta_{My} = 2.24 + \frac{300.51}{1044.12} (1.3 - 2.24) = 1.97$$

$$M_y = 0.84(2 * 1.97 - 4) + \frac{5351 - 4787}{4787} = 0.067$$

$$K_y = 1 - \frac{0.067 * 81.87}{0.772 * 226 * 27.5} = 0.999 < 1.5$$

Vérification au flambement:

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} * N_{pl.Rd}} + \frac{K_y * M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \leq 1$$

$$\frac{81.87}{0.346 * 5650} + \frac{0.999 * 640.48}{1337.75} = 0.52 < 1 \dots\dots\dots OK$$

Vérification au déversement:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z * N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} * M_{y.Sd}}{\chi_{LT} * M_{ply.rd}} \leq 1$$

$$\frac{81.87}{0.346 * 5650} + \frac{0.989 * 640.48}{0.809 * 1337.75} = 0.627 < 1 \dots \dots \dots OK.$$

III.3.5-2-4 Action vers le haut:

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre sur toute sa longueur.

Les formules de vérification de l'élément aux instabilités sont les suivantes:

Bilan des efforts: $M_{y.Sd} = 583.6 \text{ KNm}$

$$N_{Sd} = -100.4 \sin 7.9 + 58.4 \cos 7.9 = -71.64 \text{ KN}$$

$$V_{z.Sd} = -100.4 \sin 7.9 + 58.4 \cos 7.9 = 44.05 \text{ KN}$$

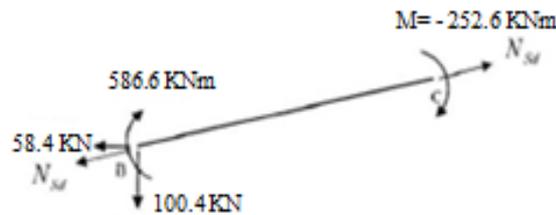


Figure III.30 : Schéma des moments sur la traverse sous l'action du vent de soulèvement

Vérification au déversement:

L'effort M_{Sd} est un effort de traction sous l'action du vent de soulèvement, le déversement est plus contraignant quand l'effort de traction est négligeable.

La formule de vérification au déversement dévient:

$$\frac{M_{y.Sd}}{\chi_{LT} * M_{ply.rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{0.5}} \leq 1 \quad \varphi_{lt} = 0.5(1 + \alpha_{lt}(\lambda_{lt} - 0.2) + \lambda_{lt}^2)$$

$$C_1 = 1.88 - 1.40\psi + 0.52\psi^2$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{252.6}{583.6} = 0.43 \rightarrow C_1 = 1.88 - 1.40 * 0.43 + 0.52 * 0.43^2 = 1.37 < 2.7$$

$$\lambda_{lt} = \frac{908.62/7.05}{1.37^{0.5} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{908.62/7.05}{59/2.5} \right)^2 \right)^{0.25}} = 87.64$$

$$\tilde{\lambda}_{lt} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right) [\beta_w]^{0.5} = \frac{87.64}{86.39} = 1.01$$

$$\varphi_{lt} = 0.5(1 + 0.21(1.01 - 0.2) + 1.01^2) = 1.095$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.095 + (1.095^2 - 1.01^2)^{0.5}} = 0.659$$

$$\frac{583.6}{0.659 \cdot 1337.75} = 0.66 < 1 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Conclusion :

Le profilé choisi HEA600 est adéquat comme traverse.

III.3.7 Vérification des poteaux :

Bilan des efforts : $M_{y.Sd} = 640.48 \text{ KNm}$

$$N_{Sd} = 133.78 \text{ KN}$$

$$V_{z.Sd} = 64.09 \text{ KN}$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{min} :

$$\chi_{min} = \text{Min}(\chi_y; \chi_z)$$

Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :

$$\cdot \chi_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \tilde{\lambda}_y^2)^{0.5}} \quad \varphi_y = 0.5(1 + \alpha_y(\tilde{\lambda}_y - 0.2) + \tilde{\lambda}_y^2)$$

$$\tilde{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5} \quad \beta_A = 1 \quad \text{Pour la section de classes 1,2 et 3.}$$

$$\lambda_1 = \pi \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0.5} = \pi \left(\frac{2.1 \cdot 10^4}{27.5} \right)^{0.5} = 86.81 : \text{élancement Eulérien.}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1000}{25} = 40 \rightarrow \tilde{\lambda}_y = \frac{40}{86.81} = 0.461$$

$$\frac{h}{b} = \frac{590}{300} = 1.97 > 1.2$$

Axe de flambement y-y \rightarrow courbe de flambement (a) $\rightarrow \alpha = 0.21$

$$\varphi_y = 0.5(1 + 0.21(0.461 - 0.2) + 0.461^2) = 0.634$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.634 + (0.634^2 - 0.461^2)^{0.5}} = 0.935$$

Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors le plan du portique) :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + (\varphi_z^2 - \tilde{\lambda}_z^2)^{0.5}} \quad \varphi_z = 0.5(1 + \alpha_z(\tilde{\lambda}_z - 0.2) + \tilde{\lambda}_z^2)$$

$$\tilde{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) [\beta_A]^{0.5} \quad \beta_A = 1 \rightarrow \tilde{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} \quad l_z = 1.4 \text{ m (Entre axe des lisses de bardage)}$$

$$\lambda_z = \frac{140}{7.05} = 19.86 \quad \tilde{\lambda}_z = \frac{19.86}{86.81} = 0.229$$

$$\frac{h}{b} = 1.97 > 1.2 \text{ pour axe de flambement } z - z \rightarrow \text{courbe de flambement (b)}$$

$$\rightarrow \alpha_z = 0.34$$

$$\varphi_z = 0.5(1 + 0.34(0.229 - 0.2) + 0.229^2) = 0.531$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.531 + (0.531^2 - 0.229^2)^{0.5}} = 0.990$$

$$\chi_{min} = \text{Min}(0.935; 0.990) = 0.935$$

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \tilde{\lambda}_{LT}^2)^{0.5}} \leq 1$$

Avec : α_{LT} : Facteur d'imperfection pour le déversement

$\alpha_{LT} = 0.21$ pour les sections laminées.

$$\tilde{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\beta_w * W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}\right)^{0.5} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right) (\beta_w)^{0.5}$$

$\tilde{\lambda}_{LT}$: L'élancement réduit pour le déversement.

$\beta_w = 1$ Pour la section de classes 1,2 et 3.

$$\lambda_{lt} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f}\right)^2\right)^{0.25}}$$

HEA600: $i_z = 7.05 \text{ cm}$, $h = 59 \text{ cm}$, $t_f = 2.5$, $L = 140 \text{ cm}$ Maintiens latéraux (entre axe des lisses de bardage).

$C_1 = 1.88 - 1.40\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7$ $\psi = \frac{M_a}{M_b}$ Avec : $M_a < M_b$ moment aux extrémités du tronçon le plus chargé.

$$-1 \leq \psi \leq 1$$

$$M_b = 640.48 \text{ KNm}$$

$$M_a = M_{y.Sd}(h = 8.5) = \frac{640.48 \cdot 8.5}{10} = 544.41 \text{ KNm}$$

$$\psi = \frac{544.41}{640.48} = 0.85$$

$$C_1 = 1.88 - 1.40 \cdot 0.85 + 0.52 \cdot 0.85^2 = 1.066 < 2.7$$

$$\lambda_{lt} = \frac{140/7.05}{1.066^{0.5} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{140/7.05}{59/2.5} \right)^2 \right)^{0.25}} = 19.07$$

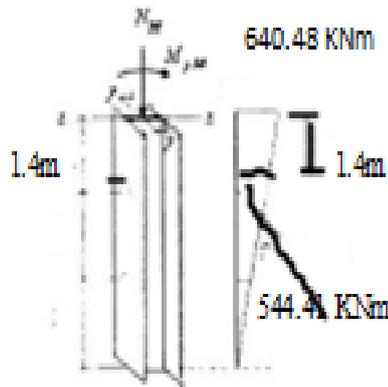


Figure III.31 : Schéma du moment aux extrémités du tronçon le plus chargé.

$$\chi_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{19.07}{86.81} = 0.220$$

$$\varphi_{LT} = 0.5(1 + \alpha_{LT}(\chi_{LT} - 0.2) + \chi_{LT}^2) = 0.5(1 + 0.21(0.220 - 0.2) + 0.220^2) = 0.526$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.526 + (0.526^2 - 0.220^2)^{0.5}} = 0.996$$

Calcul des coefficients K :

Calcul du coefficient K_{LT} :

$$K_{LT} = 1 - \frac{M_{LT} \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \quad \text{Et} \quad K_{LT} \leq 1$$

$$M_{LT} = 0.15 \chi_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 \quad \text{Et} \quad M_{LT} \leq 0.9$$

Calcul du facteur de moment uniforme équivalent β_{MLT} :

$$\beta_{MLT} = \beta_{\Psi} = 1.8 - 0.7 \Psi \quad \Psi = 0.85 \rightarrow \beta_{MLT} = 1.8 - 0.7 * 0.85 = 1.205$$

Remarque :

β_{MLT} Est le facteur de moment uniforme équivalent calculé pour le tronçon entre deux sections maintenues vis-à-vis du déversement et pour le diagramme de flexion par rapport à l'axe de forte inertie.

$$M_{LT} = 0.15 \lambda_z * 0.229 - 0.15 = -0.11 < 0.9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{-0.11 * 133.78}{0.990 * 226 * 27.5} = 1.002 > 1 \text{ On prend } K_{LT} = 1$$

Calcul du coefficient K_y :

$$K_y = 1 - \frac{M_y * N_{Sd}}{\chi_y * A f_y} \text{ Avec } K_y \leq 1.5$$

$$M_y = \lambda_y (2\beta_{MY} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \text{ avec } M_y \leq 0.9$$

Calcul du facteur de moment uniforme équivalent β_{MY} :

Cas de moment d'extrémité:

$$\beta_{My} = \beta_{M\Psi} = 1.8 - 0.7\Psi$$

$$\Psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{640.48} = 0 \rightarrow \beta_{My} = 1.8$$

$$M_y = 0.461(2 * 1.8 - 4) + \frac{5351 - 4787}{4787} = -0.066$$

$$K_y = 1 - \frac{-0.066 * 133.78}{0.935 * 226 * 27.5} = 1.0015 < 1.5$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{226 * 27.5}{1.1} = 5650 \text{ KN}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{5351 * 27.5}{1.1} = 133775 \text{ KNcm} = 1337.75 \text{ KNm}$$

Vérification au flambement:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} * N_{pl.Rd}} + \frac{K_y * M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

$$\leftrightarrow \frac{133.78}{0.935 * 5650} + \frac{1.0015 * 640.48}{1337.75} = 0.50 < 1 \dots\dots\dots OK.$$

Vérification au déversement:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z * N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} * M_{y.Sd}}{\chi_{LT} * M_{ply.Rd}} \leq 1$$

$$\leftrightarrow \frac{133.78}{0.990 * 5650} + \frac{1.002 * 640.48}{0.996 * 1337.75} = 0.50 < 1 \dots \dots \dots OK.$$

Conclusion:

Le profile choisi **HEA600** est adéquat comme Poteau pour notre structure.

III.4. CALCUL DES LISSES DE BARDAGE

III.4.1.Introduction :

Les lisses de bardage sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, UPN) ou des profils mince pliés disposées horizontalement, elles sont portées par les poteaux de portiques ou éventuellement par les potelets intermédiaires. Les lisses sont destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage.

III.4.2.Espacement des lisses:

On à une hauteur des poteaux de 10,00m.

La portée L = 6m

Espacement des lisses e = 1.40 m

Nombre de lisses n = 7

III.4.3 Vérification de la lisse de long-pan :

III.4.3.1.Evaluation des charges et surcharges

a) Les charges permanentes

Poids propre de la tôle de bardage panneau sandwich
(TR75)..... 25Kg /m2

- Poids propre d’accessoires d’attaches 5Kg/m2

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

$$G = [(25+5) \times 1.4] = \mathbf{0.420 \text{ KN/ml}}$$

b) La surcharges climatique du au vent (suivant le plan de l’âme)

$$V = -698.23 \text{ N/m}^2 = -69.82 \text{ daN/m}^2 \text{ (en dépression)}$$

$$V = -69.82 \times 1.40$$

$$V = -97.75 \text{ daN/ml}$$

III.4.3.2 Dimensionnement des Lisses :

□ **Sous la condition de la flèche :**

La vérification de la flèche se fait sous charges non pondérées : $V = 97.75 \text{ daN/ml}$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

$$I_y \geq \frac{200 \times 5}{384} \times \frac{V l^3}{E} = \frac{1000}{384} \times \frac{97.75 \times 10^{-2} \times (600)^3}{2.1 \times 10^6} = 261.83 \text{ cm}^4$$

Donc on adopte un **UPN 120** Avec : $I_y = 364 \text{ cm}^4$ et $P = 13.4 \text{ kg/m}$

Poids propre réel G :

$$G = [(25 + 5) \times 1.4] + 13.4 = 55.4 \text{ daN/ml}$$

III.4.3.3 Combinaison de charges les plus défavorables :

$$1.35G + 1.5V$$

$$Q_{y, sd} = 1.35 G = 1.35 \times 55.4 = 74.79 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = 1.5 V = 1.5 \times 97.75 = 146.62 \text{ daN/ml}$$

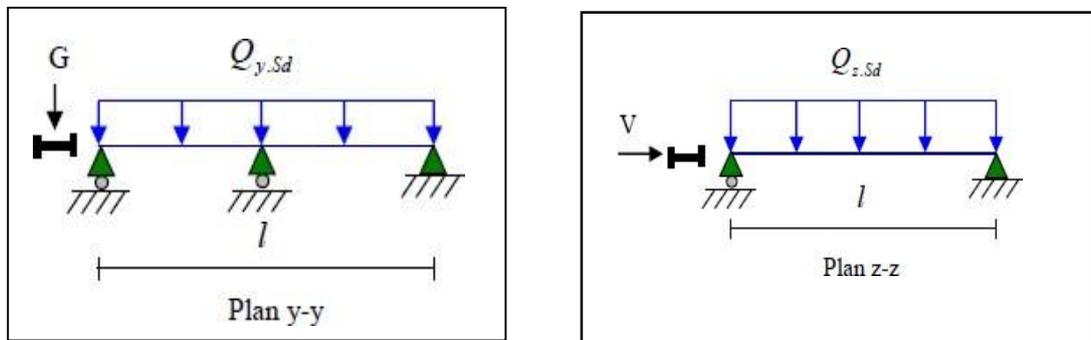


Figure III.32: La répartition des charges sur les lisses de long pan.

III.4.3.4 Vérification à l'état limite ultime (ELU) :

Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{b}{t_f} = \frac{27.5}{9} = 3.05 < 9,2$$

Donc la semelle est de classe 01

Classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h-(2t_f+2r)}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,9$$

$$\square \frac{d}{t_w} = \frac{120-((2 \times 9)+(2 \times 9))}{7} = 14,57 < (72 \times 0,92) = 66,24$$

Donc l'âme est de classe 01

a) Vérification à la résistance en section :**a.1) Vérification à la flexion :**

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right] \leq 1$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{ySd} \times (l/2)^2}{8}$$

$$= \frac{74,79 \times (6/2)^2}{8} = 84,14 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{zSd} \times (l)^2}{8} = \frac{146,62 \times (6)^2}{8} = 659,79 \text{ daN/ml}$$

$$M_{plz,sd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{21,2 \times 2750}{1,1} = 53000 \text{ daN.cm} = 530 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,sd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{72,6 \times 2750}{1,1} = 181500 \text{ daN.cm} = 1815 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{659,79}{1815} \right] + \left[\frac{84,14}{530} \right] = 0,521 \leq 1 \quad \text{condition}$$

vérifie

a.2) Vérification au cisaillement :

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,rd} \quad \text{et} \quad V_{y,sd} \leq V_{ply,rd} \quad (\text{Euro code 03, p158})$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{zSd} \times (l)}{2} = \frac{146,62 \times 6}{2} = 439,86 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = \frac{0,625 Q_{ySd} \times (l)}{2}$$

$$= \frac{0,625 \times (74,79 \times 6)}{2} = 140,231 \text{ daN}$$

$$V_{plz,sd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0}$$

$$= \frac{8,8 \times (2750 / \sqrt{3})}{1,1} = 12701,70 \text{ daN}$$

$$V_{ply,sd} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0}$$

$$= \frac{9.9 \times (2750/\sqrt{3})}{1.1} = 14289.42 \text{ daN}$$

439.86 daN < 12701.70 daN condition vérifiée

140.231 daN < 14289.42 daN condition vérifiée

a.3) Vérification au déversement :

La semelle comprimée sous l'action du vent de dépression est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre sur toute la longueur

Calcul de l'élançement réduit :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{I_z}{i_z}}{\sqrt{c_1} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{I}{h} \right) \left(\frac{1}{e_f} \right) \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{43.2}{1.59}}{\sqrt{1.132} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{27.17}{13.33} \right) \right]^{0.25}} = 13.012$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda} \right) \times [\beta_1]^{0.5} \text{ avec } \beta_1 = 1 \text{ (section classe 01)}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times 0,924 = 86,76$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{13,01}{86,76} \right) \times [1]^{0,5} = 0,15 < 0,4$$

Donc la vérification du déversement est unit il

III.4.3.5 Vérification de la flèche à l'état limite de service (ELS) :

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charge et surcharge de service (non pondérées).

$$Q = G + V$$

Condition de vérification:

$$F_z \leq f_{adm}$$

$$F_y \leq f_{adm}$$

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

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{97.75 \times 10^{-2} \times (600)^4}{2.1 \times 10^6 \times 364} = 2.15 \text{ cm}^4 \leq f_{adm}$$

Condition vérifié

Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis :

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{G \cdot (l/2)^4}{E \cdot I_z} = \frac{5}{384} \times \frac{55.4 \times 10^{-2} \times (300)^4}{2.1 \times 10^6 \times 62.7} = 0.443 \text{ cm}^4 \leq f_{adm}$$

Condition vérifié

Conclusion :

Le profilé choisit **UPN140** convient pour les lisses de bardage de long pan.

III.5 CALCUL DES LIERNES DU LONG PAN :

III.5.1 Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité :

La Réaction **R** au niveau du lierne :

$$R = 1.25(1.35 G) \times \frac{l}{2} = 1.25 \times (1.35 \times 55.4) \times 3 = \mathbf{280.46 \text{ daN}}$$

$$T_1 = R/2 = 280.46/2 = \mathbf{140.23 \text{ daN}}$$

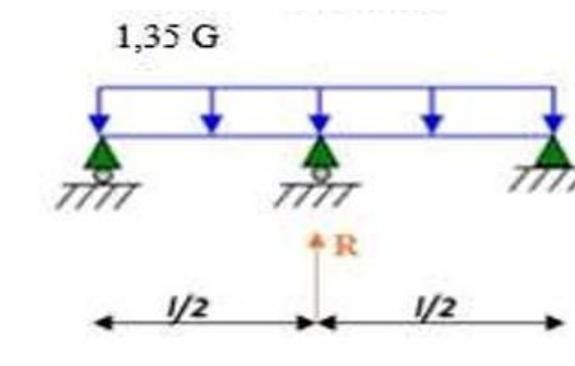


Figure III.33 : Schéma des liernes

Effort de traction dans le tronçon L_2, L_3 .

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

$$T_2 = R + T_1 = \mathbf{280.46 + 140.23 = 475.67 \text{ daN}}$$

$$T_3 = R + T_2 = 317.11 + 475.67 = 792.78 \text{ daN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 317.11 + 792.78 = 1109.89 \text{ daN}$$

$$T_5 = R + T_4 = 317.11 + 1109.89 = 1427 \text{ daN}$$

$$T_6 = R + T_5 = 317.11 + 1427 = 1744.11 \text{ daN}$$

Effort dans la diagonales L₇

$$\text{On a } \theta = \arctg(1.5 / 3) = 26.56^\circ$$

$$2T_7 \times \sin \theta = T_6$$

$$T_7 = \frac{T_6}{2 \sin \theta} = \frac{1744.11}{2 \sin 26.56^\circ} = 1950.32 \text{ daN}$$

III.5.2 Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L₂ :

$$T_7 = N_{sd} = 1950.32 \text{ daN (tension)}$$

dans les Les liernes travaillent en traction $N_{sd} \leq N_{pl, Rd}$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{1950.32 \times 1.1}{2750} = 0.782 \text{ cm}^2$$

$$A \geq A = \frac{\pi \times \theta^2}{4} \geq 0.782 \text{ cm}^2$$

$$\theta = \sqrt{\frac{4 \times 0.782}{\pi}} = 0.997 \text{ cm}$$

Donc on adopte Ø = 10mm

III.5.3. Vérification de la lisse du pignon :

III.5.3.1 Evaluation des charges et surcharges

a) Les charges permanentes

Poids propre de la tôle de bardage panneau sandwich

(TR75)..... 25Kg /m²

- Poids propre d'accessoires d'attaches 5Kg/m²

$$G = (P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoire}}) \times e$$

$$G = [(25+5) \times 1.4] = 0.420 \text{ KN/ml}$$

b) La surcharges climatique due au vent (suivant le plan de l'âme)

$$V = 938.35 \text{ N/m}^2 = 93.83 \text{ daN/m}^2 \text{ (en pression)}$$

$$V = 93.83 \times 1.40 = 131.36 \text{ daN/ml}$$

III.5.3.2 Dimensionnement des Lisses :

□ **Sous la condition de la flèche :**

La vérification de la flèche se fait sous charges non pondérées : $V = 120.69 \text{ daN/ml}$

$$f_y = \frac{5}{384} * \frac{V.l^4}{E.l_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{200 \times 5}{384} \times \frac{Vl^3}{E} = \frac{1000}{384} \times \frac{93.83 \times 10^{-2} \times (600)^3}{2.1 \times 10^{-6}} = 251.25 \text{ cm}^4$$

Donc on adopte un **UPN 120** Avec : $I_y = 364 \text{ cm}^4$ et $P = 13.4 \text{ kg/m}$

Poids propre réel G :

$$G = [(25 + 5) \times 1.4] + 13.4 = 55.4 \text{ daN /ml}$$

III.5.3.3 Combinaison de charges les plus défavorables :

$$1.35G + 1.5V$$

$$Q_{y,sd} = 1.35 G = 1.35 \times 55.4 = 74.79 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = 1.5 V = 1.5 \times 93.83 = 140.74 \text{ daN/ml}$$

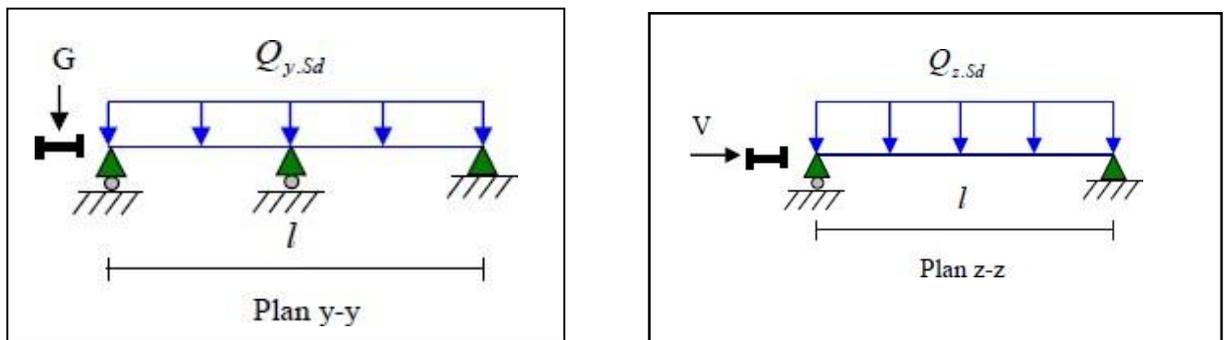


Figure III.34: La répartition des charges sur les lisses de long pan.

III.5.3.4 Vérification à l'état limite ultime (ELU) :

Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{b}{t_f} = \frac{27.5}{9} = 3.05 < 9,2$$

Donc la semelle est de classe 01

Classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h-(2t_f+2r)}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,9$$

$$\square \frac{d}{t_w} = \frac{120-((2 \times 9)+(2 \times 9))}{7} = 12 < (72 \times 0,92) = 66,24$$

Donc l'ame est de classe 01

a) **Vérification à la résistance en section :**

a.1) **Vérification à la flexion :**

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right] \leq 1$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{ySd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{74,79 \times (6/2)^2}{8} = 84,14 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{zSd} \times (l)^2}{8} = \frac{140,74 \times (6)^2}{8} = 633,33 \text{ daN/ml}$$

$$M_{plz,sd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{21,2 \times 2750}{1,1} = 53000 \text{ daN.cm} = 530 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,sd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{72,6 \times 2750}{1,1} = 1818500 \text{ daN.cm} = 1818,5 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{633,33}{1818,5} \right] + \left[\frac{84,14}{530} \right] = 0,506 \leq 1$$

condition vérifiée

a.2) **Vérification au cisaillement :**

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,rd} \quad \text{et} \quad V_{y,sd} \leq V_{ply,rd} \quad (\text{Euro code 03, p158})$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{zSd} \times l}{2} = \frac{140,74 \times 6}{2} = 421,2 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = \frac{0,625 Q_{ySd} \times l}{2} = \frac{0,625 \times 74,79 \times 6}{2} = 140,23 \text{ daN}$$

$$V_{plz,sd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0} = \frac{8,8 \times (2750 / \sqrt{3})}{1,1} = 12701,70 \text{ daN}$$

$$V_{ply,sd} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0} = \frac{9,9 \times (2750 / \sqrt{3})}{1,1} = 14289,42 \text{ daN}$$

421,2 daN < 12701,70 daN Condition vérifiée

140,23 daN < 14289,42 daN Condition vérifiée

a.3) **Vérification au déversement :**

La stabilité des lisses concerne aussi la vérification au déversement. Dans notre cas la lisse de pignon est soumise à un vent de pression c'est-à-dire la semelle extérieure est comprimée sous l'action du vent et vu qu'elle est soutenue latéralement sur toute sa longueur, il n'y a pas donc le risque de déversement.

III.5.3.5 Vérification de la flèche à l'état limite de service (ELS) :

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charge et surcharge de service (non pondérées).

$$Q = G + V$$

$$F_z \leq f_{adm}$$

$$F_y \leq f_{adm}$$

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

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{93.83 \times 10^{-2} \times (600)^4}{2.1 \times 10^{-6} \times 364} = 2.07 \text{ cm} \leq f_{adm}$$

Condition vérifié

Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis :

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{G \cdot (l/2)^4}{E \cdot I_z} = \frac{2.05}{384} \times \frac{55.4 \times 10^{-2} \times (300)^4}{2.1 \times 10^{-6} \times 43.2} = 0.264 \text{ cm} \leq f_{adm}$$

Condition vérifié

Conclusion :

Le profilé choisit **UPN 120** convient pour les lisses de bardage de pignon

III.6.ETUDE DES POTELETS**III.6.1. Définition :**

Les potelets sont des éléments de l'ossature en I ou H qui sont articulés dans les deux extrémités et qui sont destinés à rigidifier le bardage. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature de bardage et la hauteur de la construction.

Le potelet travaille :

- A la flexion sous l'action de l'effort du vent provenant du bardage et lisse
- A la compression sous l'effet du poids propres, du poids du bardage et lisse

Par conséquent le potelet risque de :

- Subir une flèche importante sous les pressions q_w due au vent
- Flamber lorsqu'il est très élancé
- Déverser sous les dépressions du au vent

Evaluation des charges et surcharges :

- Nombre de lisses supporté par le potelet (n=8)
- La hauteur du potelet (le plus sollicité) L=12.5 m
- Entre axe du potelet e =6 m
- Poids propre de la tôle de bardage panneau sandwich (TR75)..... 25Kg /m²
- Poids propre d'accessoires d'attaches 5Kg/m²
- Poids propre de la lisse estimé (UPN 120)..... 13.4Kg/ml

a) Charges permanents G :

$$G = (\text{Plisse} \times \text{Lisse} \times \text{Nlisse}) + (\text{Pbardage} + \text{Paccessoire}) \times \text{Stributaire}$$

$$G = (13.4 \times 12.5 \times 8) + (25 + 5) \times (6 \times 12.5) = 3590 \text{ daN}$$

b) Surcharges du vent

$$V = 93.83 \text{ daN/m}^2$$

$$V = 93.83 \times 6 = 562 \text{ daN/ml}$$

III.6.2 Dimensionnement du potelet :

Sous la condition de la flèche :

La vérification de la flèche se fait sous charges non pondérées : V = 562 daN/ml

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

$$I_y \geq \frac{200 \times 5}{384} \times \frac{V l^3}{E} = \frac{1000}{384} \times \frac{562 \times 10^{-2} \times (1250)^3}{2.1 \times 10^6} = 13611.80 \text{ cm}^4$$

On choisit le profile qui a une valeur de I_y supérieur à la valeur trouvé

Donc on prend un HEA 280 I_y=13670 cm⁴

Caractéristiques du profilé HEA 280

Tableau III.15: Caractéristiques de HEA 280.

Profilé	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	A (cm ²)
HEA 280	270	280	196	8	13	24	97.26
	I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{elz} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	
	13670	1013	1112	4763	340.2	518.1	

Calcul de la charge permanente G

$$G = 902.31 + (P_{profilé} \times L_{profilé}) = 3590 + (76.4 \times 12.5)$$

$$G = 4545 \text{ daN}$$

III.6.3-Vérification de la section à la résistance :

a) *Incidence de l'effort tranchant :*

$$Q_{z.Sd} = 1.5V = 1.5 \times 562 = 843 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.Sd} \times (l)}{2} = \frac{843 \times 12.5}{2} = 45812.74 \text{ daN}$$

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

$$A_{vz} = 31.74 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0} = \frac{31.74 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 45812.74 \text{ daN}$$

On doit vérifier Si : $V_{Sd} \leq 0.5V_{R_{plzRd}}$.

$$5268.75 < 22906.37 \text{ condition vérifie}$$

L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.

b) *Incidence de l'effort normale :*

$$\text{Si } N_{Sd} \leq \text{Min} (0.25N_{pl.Rd}, 0.5A_w f_y / \gamma M_0)$$

$$N_{sd} = 1, 35G = 1, 35 \times 4545 = 6135.75 \text{ daN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{97.26 \times 2750}{1.1} = 243150 \text{ daN}$$

$$0.25 N_{pl.Rd} = 0.25 \times 243150 = 60787.50 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2bt_f = (97.26 - 2 \times 28 \times 1.3) = 24.46 \text{ cm}^2$$

$$0.5A_w f_y / \gamma M_0 = 0.5 \times 24.46 \times 2750 / 1.1 = 30575 \text{ daN}$$

$$N_{Sd} = 6135.75 \text{ daN} \leq \text{min} (60787.50, 30575) = 30575 \text{ daN} \text{ condition vérifie}$$

L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

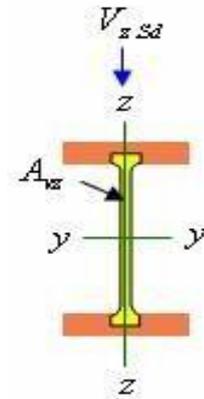
c) *Vérification à la flexion :*

$$M_{y, Sd} \leq M_{cy, Rd}$$

$M_{cy, sd}$: c'est le moment résistant qui dépend de la classe de la section

-classe de semelle (semelle comprimée) :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{h - t_w - 2r}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,9$$



$$\frac{c}{t_f} = \frac{(280-8-48)/2}{13} = 8.61 \leq 9.24$$

Semelle de classe 01

-classe de l'âme (flexion composée)

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d-d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w f_y} = \frac{6135.75}{8 \times 275} = 2.79 \text{ cm}$$

$$d = (h - 2(t_f - r)) = 270 - 2(13 + 24) = 196 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{196} \left(\frac{196 - 2.79}{2} \right) = 0.488 \leq 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{196}{8} = 24.5 \leq \frac{396 \times \varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396 \times 0.924}{((13 \times 0.488) - 1)} = 66.47$$

L'âme est de classe 01

Donc la section est de classe 01

$$M_{cysd} = M_{plyrd} = W_{plyfy} / Y_{M0} = (1112 \times 2750) / 1.1 = 2780000 \text{ daN.cm}$$

$$= 27800 \text{ daN.m}$$

$$Q_{z, sd} = 1.5V = 1.5 \times 562 = 843 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times (l)^2}{8} = \frac{843 \times (12.5)^2}{8} = 16468.84 \text{ daN.m}$$

$$M_{y, sd} \leq M_{cysd}$$

$$16468.84 \text{ daN.m} \leq 27800 \text{ daN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.6.4. Vérification de l'élément aux instabilités :

a) Flexion composée avec risque de flambement

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre, aux poids des bacs de bardage et des lisses). En aucun cas, il ne supporte la toiture (il est assujéti au portique par appui glissant). Il travaille à la flexion composée.

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

a) **Flexion composée avec risque de flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{x_{min} \times N_{pl, Rd}} + \frac{k_y \times M_{y, sd}}{M_{pl, y, Rd}} \leq 1$$

b) Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{x_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,Sd}}{x_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

c) Calcul des coefficients de réduction pour le flambement χ_y et χ_z

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

Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan de la Traverse) :

Longueur de flambement :

$$L_y = L = 12.5 \text{ m.}$$

Calcul de l'élançement

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{12,5}{11.86} = 105,39$$

$$\lambda_1 = \pi \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0.5} = \pi \left(\frac{2.1 \cdot 10^4}{27.5} \right)^{0.5} = 86.7$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5} \quad \beta_A = 1 \quad \text{Pour la section de classes 1,2 et 3.}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{105}{86.70} = 1.21$$

Choix de la courbe de flambement : Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{280} = 0.964 < 1.2$$

$$t_f = 13 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

pour axe de flambement y – y → courbe de flambement (b)

Facteur de réduction

$$x_y = 0,473$$

Flambement par rapport à l'axe faible zz (hors du plan de la Traverse) :

Longueur de flambement :

$$L_z = L = 1.4 \text{ m.}$$

Calcul de l'élançement

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{140}{7} = 20$$

$$\lambda_1 = \pi \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0.5} = \pi \left(\frac{2.1 \cdot 10^4}{27.5} \right)^{0.5} = 86.7$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5} \quad \beta_A = 1 \quad \text{Pour la section de classes 1,2 et 3.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{20}{86.70} = 0.23$$

Choix de la courbe de flambement : Le tableau 5.5.3 de l'Euro code 3, partie 1-1

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{280} = 0.964 < 1.2$$

$$t_f = 13 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

pour axe de flambement z – z → courbe de flambement (c)

Facteur de réduction

$$\chi_y = 0.8473$$

$$\chi_{\min} = \min (0.4730 ; 0.8473)$$

$$\chi_{\min} = 0.4730$$

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5} \quad \beta_A = 1 \quad \text{Pour la section de classes 1,2 et 3.}$$

On a : $\lambda_1 = 86.70$

$$\lambda_{lt} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right)^{0.25}}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{1250/7}{(1.132)^{0.5} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1250/7}{27/1.3} \right)^2 \right)^{0.25}} = 178.5/1.564 = 114.17$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) = \left(\frac{114.17}{86.7} \right) = 1.31 > 0.4 \quad \text{Il y'a risque de déversement}$$

$\alpha = 0.21$ Pour les profilés laminés

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{280} = 0.964 < 1.2$$

$$t_f = 13 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

pour axe de flambement z – z → courbe de flambement (c)

$$\chi_{lt} = 0.3848 < 1$$

Calcul des coefficients K:

$$\mu_y = \lambda_y (2\beta_{my} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad (\beta_{my}=1.3 \text{ poutre simplement appuyée})$$

$$\mu_y = 1.21 (2(1.3) - 4) + \frac{1112 - 1013}{1013} = -1.694 + 0.098 = -1.596$$

$$\mu_y \leq 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{\chi_y A f_y} = 1 - \frac{-1.596 \times 6135.75}{0.473 \times 97.26 \times 2750} = 1.077 < 1.5$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \lambda_z \times \beta_{mLT} - 0.15 = (0.15 \times 0.23 \times 1.3) - 0.15 = -0.105 < 0.9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{sd}}{\chi_{LT} A f_y} = 1 - \frac{-0.105 \times 6135.75}{0.3848 \times 97.26 \times 2750} = 1.006$$

($\beta_{mLT}=1.3$ poutre simplement appuyée avec charge uniformément répartie)

β_{mLT} est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} * N_{pl,Rd}} + \frac{K_y * M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} = \frac{6135.75}{0.473 * 243150} + \frac{1.077 * 16464.84}{27800} = 0.691 < 1$$

Condition vérifiée

Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z * N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} * M_{y,sd}}{\chi_{LT} * M_{ply,Rd}} = \frac{6135.75}{0.8473 * 243150} + \frac{1.006 * 16464.84}{0.3848 * 27800} = 1.57 > 1$$

Condition non vérifiée

Vue que le profilé HEA280 ne répond pas au condition de déversement on choisit le profile qui a une valeur de I_y supérieure à la valeur trouvé donc on prend un HEA 320

$$I_y = 22930 \text{ cm}^4$$

Caractéristiques du profilé HEA 320**Tableau III.16** : Caractéristiques du profilé HEA 320

Profilé	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	A (cm ²)
HEA 320	310	300	225	9	15.5	27	124.4
	I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{elz} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	
	22930	1479	1628	6985	465.7	709.7	

Calcul de la charge permanente G

$$G = 3590 + (P_{profilé} \times L_{profilé}) = 3590 + (97.6 \times 12.5)$$

$$G = 4810 \text{ daN}$$

3-Vérification de la section à la résistance :***a) Incidence de l'effort tranchant :***

$$Q_{z, Sd} = 1.5V = 1.5 \times 562 = 843 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z, Sd} = \frac{Q_{z, Sd} \times (L)}{2} = \frac{843 \times 12.5}{2} = 5268.75 \text{ daN}$$

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

$$A_{vz} = 41.13 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz, Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0} = \frac{41.13 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 59366.04 \text{ daN}$$

On doit vérifier Si : $V_{Sd} \leq 0.5 V R_{plz, Rd}$.

$$5268.75 < 29683.02 \text{ condition vérifiée}$$

L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.

b) Incidence de l'effort normale :

$$\text{Si } N_{Sd} \leq \text{Min}(0.25 N_{pl, Rd}, 0.5 A_w f_y / \gamma M_0)$$

$$N_{Sd} = 1.35G = 1.35 \times 4810 = 6493.5 \text{ daN}$$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{124.4 \times 2750}{1.1} = 311000 \text{ daN}$$

$$0.25 N_{pl, Rd} = 0.25 \times 281250 = 77750 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2 b t_f = (124.4 - 2 \times (30 \times 1.55)) = 61.3 \text{ cm}^2$$

$$0.5 A_w f_y / \gamma M_0 = 0.5 \times 61.3 \times 2750 / 1.1 = 76625 \text{ daN}$$

$$N_{Sd} = 6493.5 \text{ daN} \leq \text{min}(77750, 76625) = 76625 \text{ daN} \text{ condition vérifiée}$$

L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

c) Vérification à la flexion :

$$M_{y,Sd} \leq M_{cy,Rd}$$

$M_{cy,Sd}$: c'est le moment résistant qui dépend de la classe de la section

-classe de semelle (semelle comprimée) :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(h-t_w-2r)/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924$$

$$= \frac{(310-9-54)/2}{14} = 8.82 \leq 9.24$$

Semelle de classe 01

-classe de l'âme (flexion composé)

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d-d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w f_y} = \frac{6493.5}{9 \times 275} = 2.62 \text{ cm}$$

$$d = (h - 2(t_f - r)) = 310 - 2(15.5 + 27) = 225 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{225} \left(\frac{225 - 2.62}{2} \right) = 0.494 \leq 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{225}{9} = 25 \leq \frac{396 \times \varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396 \times 0.924}{((13 \times 0.494) - 1)} = 67.51$$

L âme est de classe 01

Donc la section est de classe 01

$$M_{cysd} = M_{plyrd} = W_{plyfy} / Y_{M0} = (1628 \times 2750) / 1.1 = 4070000 \text{ daN.cm} = 40700 \text{ daN.m}$$

$$Q_{z,Sd} = 1.5V = 1.5 \times 562 = 843 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,Sd} = \frac{Q_{z,Sd} \times (l)^2}{8} = \frac{843 \times (12.5)^2}{8} = 16464.84 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,Sd} \leq M_{cysd}$$

$$16464.84 \text{ daN.m} \leq 40700 \text{ daN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

4/ Vérification de l'élément aux instabilités :

a) *Flexion composée avec risque de flambement*

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre, aux poids des bacs de bardage et des lisses). En aucun cas, il ne supporte la toiture (il est assujéti au portique par appui glissant). Il travaille à la flexion composée.

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

d) Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{x_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,Sd}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

e) Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{x_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,Sd}}{x_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

f) Calcul des coefficients de réduction pour le flambement χ_{yy} et χ_{zz}

$$\chi_{yy} = \min (; \chi_{yy})$$

Flambement par rapport à l'axe fort yy (dans le plan de la Traverse) :

Longueur de flambement :

$$L_y = L = 12.5 \text{ m.}$$

Calcul de l'élanement

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1250}{12.74} = 98.11$$

$$\lambda_1 = \pi \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0.5} = \pi \left(\frac{2.1 \cdot 10^4}{27.5} \right)^{0.5} = 86.7$$

$$\tilde{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5} \quad \beta_A = 1 \quad \text{Pour la section de classes 1,2 et 3.}$$

$$\tilde{\lambda}_y = \frac{98.11}{86.70} = 1.13$$

Choix de la courbe de flambement : Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1

$$\frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0.966 < 1.2$$

$$t_f = 14 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

pour axe de flambement y – y → courbe de flambement (b)

Facteur de réduction

$$x_y = 0,473$$

Flambement par rapport à l'axe faible zz (hors du plan de la Traverse) :

Longueur de flambement :

$$L_z = L = 1.4 \text{ m.}$$

Calcul de l'élanement

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{140}{7.49} = 18.69$$

$$\lambda_1 = \pi \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0.5} = \pi \left(\frac{2.1 \cdot 10^4}{27.5} \right)^{0.5} = 86.7$$

$$\tilde{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5} \quad \beta_A = 1 \quad \text{Pour la section de classes 1,2 et 3.}$$

$$\tilde{\lambda}_z = \frac{18.69}{86.70} = 0.21$$

Choix de la courbe de flambement : Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1

$$\frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0.966 < 1.2$$

$$t_f = 14 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

pour axe de flambement z – z → courbe de flambement (c)

Facteur de réduction

$$x_z = 0.3848$$

$$\chi_{min} = \min (0.4730 ; 0.8473)$$

$$\chi_{min} = 0.3848$$

Calcul de l'élançement réduit vis-à-vis du déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5} \quad \beta_A = 1 \quad \text{Pour la section de classes 1,2 et 3.}$$

On a : $\lambda_1 = 86.70$

$$\lambda_{lt} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right)^{0.25}}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{1250/7.49}{(1.132)^{0.5} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1250/7.49}{290/1.4} \right)^2 \right)^{0.25}} = 166.89/1.072 = 155.68$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) = \left(\frac{155.68}{86.7} \right) = 1.79 > 0.4 \quad \text{il y'a risque de deversement}$$

$\alpha = 0.21$ Pour les profilés laminés

$$\frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0.966 < 1.2$$

$$t_f = 14 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

pour axe de flambement z – z → courbe de flambement (c)

$$\chi_{lt} = 0.8473 < 1$$

Calcul des coefficients K:

$$\mu_y = (2\beta m_y - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

($\beta m_y = 1.3$ poutre simplement appuyer)

$$\mu_y = 1.13 (2(1.3) - 4) + \frac{1383 - 1260}{1260} = -1.582 + 0.089 = -1.493$$

$$\mu_y \leq 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{x_y A f_y} = 1 - \frac{-1.493 \times 6336.56}{0.473 \times 112.5 \times 2750} = 1.064 < 1.5$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \lambda_z \times \beta_{mLT} - 0.15 = (0.15 \times 0.21 \times 1.3) - 0.15 = -0.109 < 0.9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{sd}}{x_{LT} A f_y} = 1 - \frac{-0.109 \times 6336.56}{0.3848 \times 97.26 \times 2750} = 1.005$$

($\beta_{mLT} = 1.3$ poutre simplement appuyée avec charge uniformément répartie)

β_{mLT} est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} * N_{pl,Rd}} + \frac{K_y * M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} = \frac{6493.5}{0.3848 * 311000} + \frac{1.064 * 16468.84}{40700} = 0.484 < 1$$

Condition vérifiée

Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z * N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} * M_{y,sd}}{\chi_{LT} * M_{ply,Rd}} = \frac{6493.5}{0.3848 * 311000} + \frac{1.005 * 16464.84}{0.8473 * 40700} = 0.533 < 1$$

Condition vérifiée

Donc : Le profilé **HEA 320** convient comme potelet.

Chapitre IV

Calcul des contreventements

IV. Calcul des contreventements

IV.1. INTRODUCTION :

Les contreventements sont des pièces disposés en toiture, dans le plan des versants (poutres au vent), et en façade (palées de stabilité), et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans. Leurs rôle est d'assurer la stabilité de l'ossature.

IV.2. Les différents types de contreventements :

IV.2.1. Contreventements de toiture (Poutre au vent) :

Les contreventements sont placés souvent dans les travées de rive, Ils sont disposés généralement suivant les versants de la toiture, leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse, leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

IV.2.2. Contreventement de façade (palée de stabilité) :

La palée de stabilité est un contreventement de façade destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre aux fondations.

IV.2.3. Effort du vent sur le pignon:

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

IV.3. Calcul de la poutre au vent en pignon :

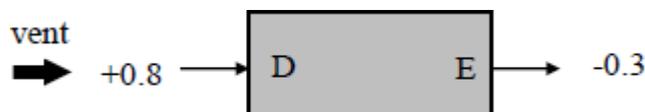
Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint d'entraînement.

Remarque :

1. les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres du moment qu'elles flambent au moindre effort.
2. Le problème est ramené à un calcul isostatique et pour déterminer ces efforts, on utilise la méthode des sections.

IV.3.1. Evaluation des efforts horizontaux :

D'après l'étude du vent, la valeur de C_{pe} est donnée ci-dessous (CH2) :



- Le coefficient de réduction :

$$\sum C_r = C_{pe}(D) + C_{pe}E = 0.8 + 0.3 = 1.1$$

- La pression dynamique q_p :

$$q_p = q_{ref} * C_e = 50 * 1.838 = 91.9 \text{ daN/m}^2$$

- La pression du vent:

$$V = P_h = C_d * q_p * \sum C_r = 1 * 91.9 * 1.1 = 101.09 \text{ daN}$$

-La force de frottement (cas de vent perpendiculaire au long pan) :

La force d'entrainement F_e , et La force de frottement F_{fr} , est donnée par :

$$F_e = F_{fr} = \sum (q_p * C_{fr} * S_{fr})$$

$C_{fr} = 0.04$: coefficient de frottement (ondulation perpendiculaire au vent).

$$S_{fr} = 18.17 \times 0.04 \times 48 = 1744.32 \text{ m}^2$$

$$F_e = F_{fr} = 91.9 \times 0.04 \times 1744.32 = 6412.12 \text{ daN}$$

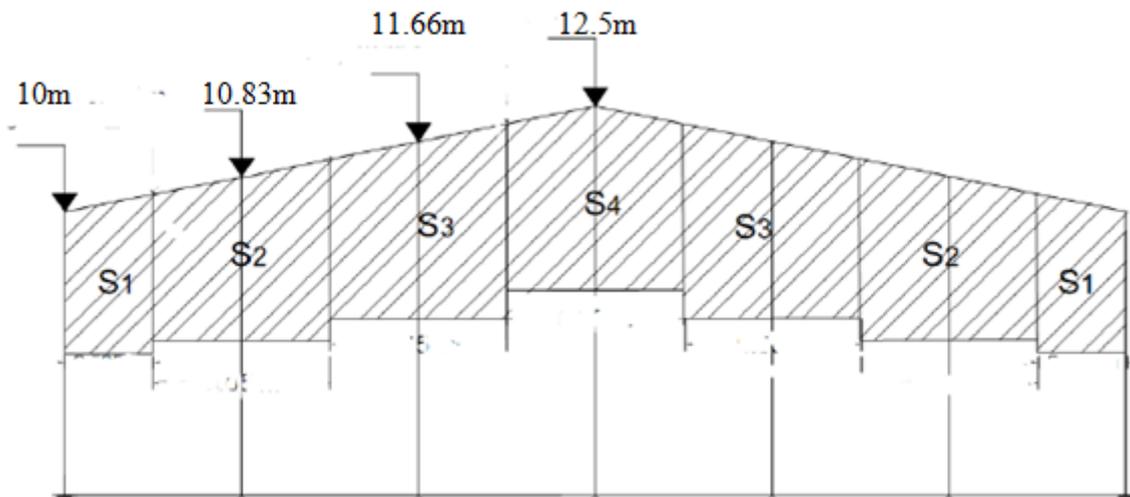


Figure IV.1 : Les surfaces d'application des efforts horizontaux

$$.h_1 = 10 \text{ m} \quad h_2 = 10.83\text{m} \quad h_3 = 11.66\text{m} \quad h_4 = 12.5\text{m}$$

a) Les efforts appliqués sur la poutre au vent

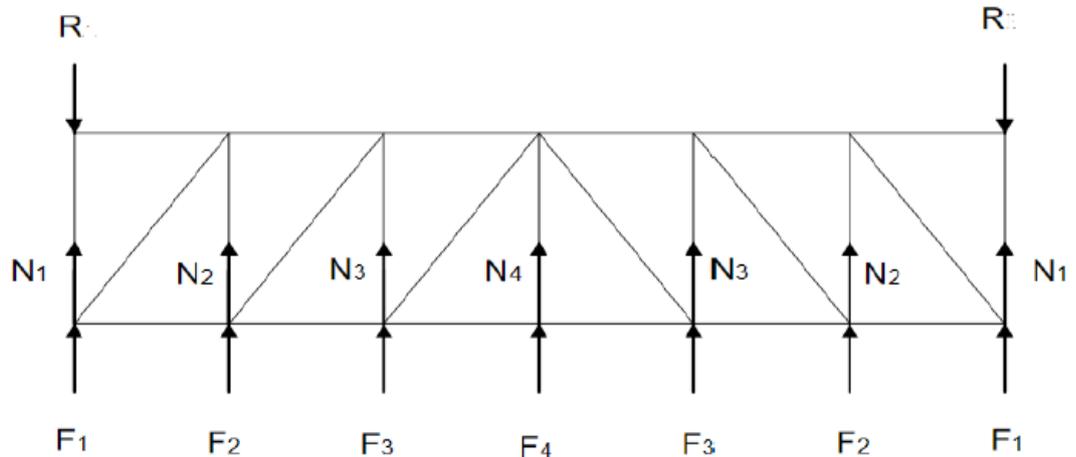


Figure IV.2 : Schéma statique de la poutre au vent (effet de traction).

$$F_i = (V * S_i) + \frac{F_e}{n} \qquad S_i = h_i * \frac{L_i}{2}$$

(MFE 'Etude d'un hangar en charpente métallique' présenté par KA, MN, et EL 2012/2013 Univ de Bejaia)

n : nombre de nœuds

\$L_i\$: longueur horizontale des surfaces \$S_i\$

$$F_1 = \left(V * \frac{h_1}{2} * \frac{b}{12} \right) + \frac{F_e}{7} = \left(101.09 * \frac{10}{2} * \frac{36}{12} \right) + \frac{6412.12}{7} = 2432.37 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left(V * \frac{h_2}{2} * \frac{b}{6} \right) + \frac{F_e}{7} = \left(101.09 * \frac{10.83}{2} * \frac{36}{6} \right) + \frac{6412.12}{7} = 4200.43 \text{ daN}$$

$$F_3 = \left(V * \frac{h_3}{2} * \frac{b}{6} \right) + \frac{F_e}{7} = \left(101.09 * \frac{11.66}{2} * \frac{36}{6} \right) + \frac{6412.12}{7} = 4452.14 \text{ daN}$$

$$F_4 = \left(V * \frac{h_4}{2} * \frac{b}{6} \right) + \frac{F_e}{7} = \left(101.09 * \frac{12.5}{2} * \frac{36}{6} \right) + \frac{6412.12}{7} = 4706.89 \text{ daN}$$

b) Effort de traction dans les diagonales :

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leurs grands élancements, elles tendent à flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi D ou paroi E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue. Le contreventement du versant est une poutre à treillis supposée horizontale.

Par la méthode des coupures On établit que l'effort \$F_d\$ dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit : \$F_d \times \cos \alpha + F_1 = R\$

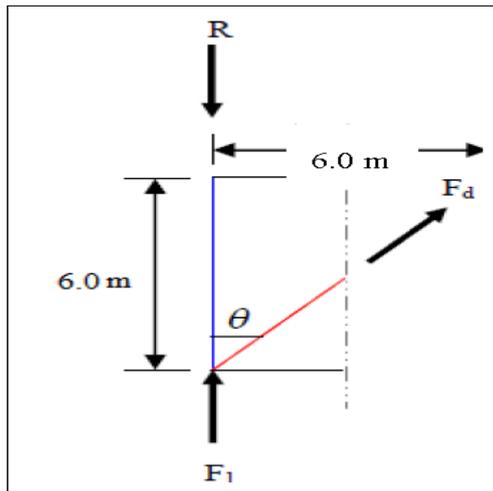


Figure IV.3 : Effort F_d dans la diagonale d'extrémité

Avec :

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F_1 + F_2 + F_3) + F_4}{2}$$

$$R = \frac{2(2432.37 + 4200.43 + 4452.14) + 4706.89}{2} = 13438.38 \text{ daN}$$

$$\tan \alpha = \frac{6}{6} = 1 \rightarrow \alpha = \tan^{-1} \frac{6}{6} = 45^\circ$$

$$\text{D'où } F_d = \frac{R - F_1}{\cos \alpha} = \frac{13438.38 - 2432.37}{\cos 45} = 15564.85 \text{ daN} = 155.6485 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d = 23347.28 \text{ daN}$$

c) Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} * \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{23347.28 * 1.1}{27.5} = 9.33 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de $70 \times 70 \times 7$ avec un boulon de 12mm et trou de 13mm.

Soit $L70 \times 70 \times 7$ ($A = 9.4 \text{ cm}^2$)

Section nette :

$$A_{nette} = 9.4 - (0.5 * 1.7) = 8.75 \text{ cm}^2$$

Vérification à la résistance ultime de la section nette :

Cas de cornière assemblée par une seule aile :

Pour une attache avec deux boulons ou plus,

$$N_{U,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{nette} \cdot f_u}{\gamma_{M_0}} \text{ ----- (EC3 page 5-54(144), §5.4.3b)}$$

Ou

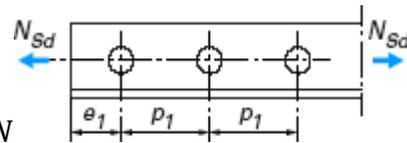
$N_{U,Rd}$: Effort axial de traction

A_{nette} : Section nette

f_u : Résistance à la rupture

γ_{M_0} : Coefficient partiel de sécurité

$$N_{U,Rd} = \frac{0.9 \cdot 16.25 \cdot 4050}{1.25} = 25515 daN$$



$$N_{Sd} < N_{U,Rd}$$

Conclusion : une cornière isolée de 70 × 70 × 7 avec boulon de 12mm et trous de 13mm convient pour les barres du contreventement de la poutre au vent.

IV.3.2. Calcul de la palée de stabilité en long pan :

Le contreventement vertical a pour rôle de transmettre les efforts horizontaux longitudinaux dus à la réaction de la poutre au vent du pignon.

Le dimensionnement s'effectue en négligeant les diagonales comprimées en admettant qu'elles flambent, dans ce cas tous les efforts sont repris par les diagonales tendues.

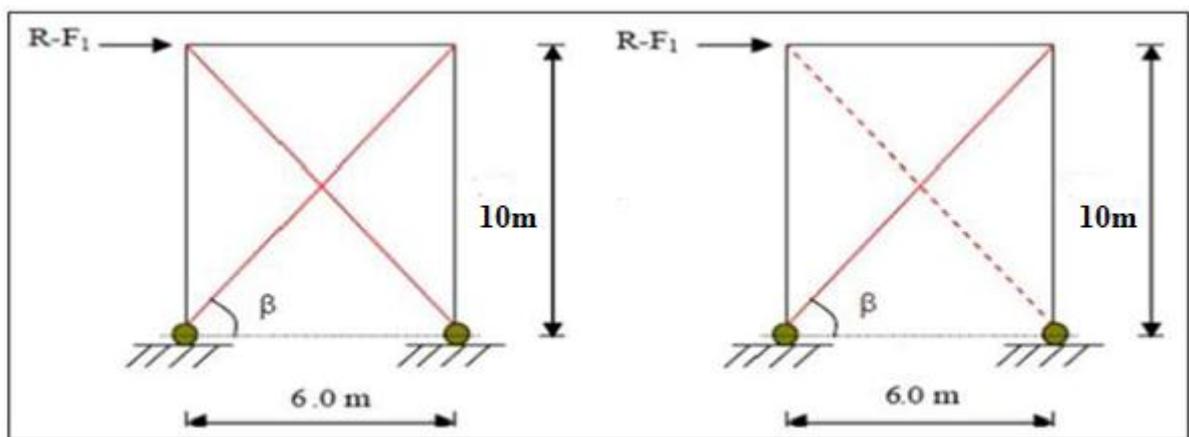


Figure IV.4: Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.

a) Effort de traction dans la diagonale tendue :

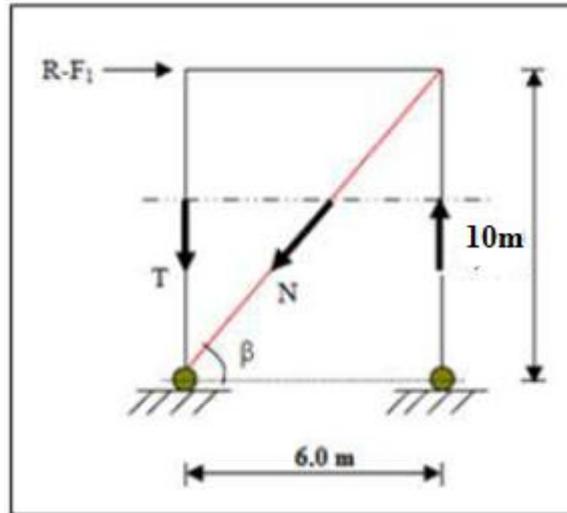


Figure IV.5 : Effort de traction dans la diagonale tendue.

Par la méthode des coupures :

$$N * \cos \beta = R - F_1 \text{ avec } R = 13438.38 \text{ daN}$$

$$\tan \beta = \frac{10}{6} = 1.67 \rightarrow \beta = 59^\circ$$

$$N = \frac{R - F_1}{\cos \beta} = \frac{13438.38 - 2432.37}{\cos 59} = 21369.31 \text{ daN}$$

b) Section de la diagonale :

Calcul de la section brute (A) :

$$N_{Sd} = 1.5 * N = 1.5 * 21369.31 = 32053.97 \text{ daN}$$

$$N_{Sd} = 320.54 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$A = \frac{N_{Sd} * \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{320.54 * 1.1}{27.5} = 12.82 \text{ cm}^2$$

On opte pour un profilé UPN100 d'une section ($A = 13.5 \text{ cm}^2$) avec un boulon de 16 mm.
Détermination de la section nette :

$$A_{nette} = 13.5 - (0.5 * 1.6) = 12.7$$

$$N_{U,Rd} = \frac{0.9 * A_{nette} * f_u}{\gamma_{M_0}} = \frac{0.9 * 12.7 * 40.5}{1.25} = 370.33 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} < N_{U,Rd}$$

Conclusion :

Un profilé UPN100 avec boulon de 16mm convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité.

CHPITRE V

Vérification des éléments

V. VERIFICATION DES ELEMENTS

V.1. INTRODUCTION :

Après le pré-dimensionnement des éléments et leurs modélisation, on procède à la vérification (traction, flambement et résistance) sous les efforts les plus défavorables tirés du logiciel ROBOT 2019.

V.2. VERIFICATION DES ELEMENTS:

a) A la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} \quad (EC3 Art 5.4.3.1)$$

b) Au flambement (compression) :

$$N_{rd} = X_{min} \times \beta_W \times \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} \quad EC3 Art 5.5.1.1$$

c) La condition de résistance (ratio) :

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

N_{rd} : Effort résistant.

Les efforts maximum obtenus par le logiciel (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019) après modélisation de la structure en 3D sont représentés sur Les tableaux suivants :

V.3.CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Euro code 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 31 traverse

POINT: 6

COORDONNEE: x = 1.00

L = 18.16 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 3 ENTRETIEN

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 600

h=59.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=30.0 cm

Ay=163.28 cm²

AZ=93.21 cm²

Ax=226.46 cm²

tw=1.3 cm

Iy=141208.00 cm⁴

Iz=11271.30 cm⁴

Ix=440.00 cm⁴

tf=2.5 cm

Wply=5350.66 cm³

Wplz=1155.67 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 20070.30 daN

My,Ed = -1705.25 daN*m

Mz,Ed = -313.66 daN*m

Vy,Ed = 0.56 daN

Nc,Rd = 622759.50 daN
daN*m

My,Ed,max = -16454.44 daN*m

Mz,Ed,max = 387.44

Vy,T,Rd = 257616.67 daN

Nb,Rd = 622759.50 daN
daN*m

My,c,Rd = 147143.15 daN*m

Mz,c,Rd = 31780.93

Vz,Ed = -2786.99 daN

daN*m

MN,y,Rd = 147143.15 daN*m

MN,z,Rd = 31780.93

Vz,T,Rd = 147506.83 daN

daN*m

Mb,Rd = 72911.28 daN*m

Tt,Ed = -43.57 daN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00

Mcr = 91273.09 daN*m

Courbe,LT -

XLT = 0.48

Lcr,low=18.17 m

Lam_LT = 1.27

fi,LT = 1.43

XLT,mod = 0.50

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

kyy = 1.00



en z:

kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.01 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)

$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.02 < 1.00$ (6.2.6-7)

$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.02 < 1.00$ (6.2.6)

$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$My,Ed,max/Mb,Rd = 0.23 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

$N,Ed/(Xy \cdot N,Rk/gM1) + kyy \cdot My,Ed,max/(XLT \cdot My,Rk/gM1) + kyz \cdot Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.27 < 1.00$
(6.3.3.(4))

$N,Ed/(Xz \cdot N,Rk/gM1) + kzy \cdot My,Ed,max/(XLT \cdot My,Rk/gM1) + kzz \cdot Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.27 < 1.00$
(6.3.3.(4))

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 425 POTELET

POINT: 1COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 1 PP

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 27500000.00$ daN/m²



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 320

h=31.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=104.12 cm ²	Az=41.13 cm ²	Ax=124.37 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=22928.60 cm ⁴	Iz=6985.24 cm ⁴	Ix=102.00 cm ⁴
tf=1.6 cm	Wply=1628.23 cm ³	Wplz=709.75 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 5815.42 daN	My,Ed = 276.11 daN*m	Mz,Ed = -0.01 daN*m	Vy,Ed = 0.04 daN
Nc,Rd = 342012.00 daN	My,Ed,max = -797.90 daN*m		Mz,Ed,max = 0.22 daN*m
	Vy,T,Rd = 165309.51 daN		
Nb,Rd = 71867.52 daN	My,c,Rd = 44776.33 daN*m		Mz,c,Rd = 19518.26
daN*m	Vz,Ed = -83.95 daN		
	MN,y,Rd = 44776.33 daN*m		MN,z,Rd = 19518.26
daN*m	Vz,T,Rd = 65307.40 daN		
			Tt,Ed = 0.00 daN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 12.50 m	Lam_y = 1.06
Lcr,y = 12.50 m	Xy = 0.56
Lamy = 92.06	kzy = 0.52



en z:

Lz = 12.50 m	Lam_z = 1.92
Lcr,z = 12.50 m	Xz = 0.21
Lamz = 166.79	kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y,Ed} = 92.06 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 166.79 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N,Ed/(Xy \cdot N,Rk/gM1) + k_{yy} \cdot My,Ed,max/(XLT \cdot My,Rk/gM1) + k_{yz} \cdot Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.05 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xz \cdot N,Rk/gM1) + k_{zy} \cdot My,Ed,max/(XLT \cdot My,Rk/gM1) + k_{zz} \cdot Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.09 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 29 POTEAU

POINT: 7 **COORDONNEE:** x = 1.00 L = 10.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 3 ENTRETIEN

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 27500000.00$ daN/m²



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 600

h=59.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=163.28 cm ²	Az=93.21 cm ²	Ax=226.46 cm ²
tw=1.3 cm	Iy=141208.00 cm ⁴	Iz=11271.30 cm ⁴	Ix=440.00 cm ⁴
tf=2.5 cm	Wply=5350.66 cm ³	Wplz=1155.67 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 3390.05 daN	My,Ed = -16405.45 daN*m	Mz,Ed = -121.81 daN*m	Vy,Ed = -144.63 daN
Nc,Rd = 622759.50 daN	My,Ed,max = -16405.45 daN*m		Mz,Ed,max = 376.39 daN*m
	Vy,T,Rd = 258922.95 daN		
Nb,Rd = 185378.80 daN	My,c,Rd = 147143.15 daN*m		Mz,c,Rd = 31780.93 daN*m
	Vz,Ed = -2700.92 daN		
	MN,y,Rd = 147143.15 daN*m		MN,z,Rd = 31780.93 daN*m
	Vz,T,Rd = 147893.89 daN		
			Tt,Ed = -8.50 daN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

L _y = 10.00 m	Lam _y = 0.46
L _{cr,y} = 10.00 m	X _y = 0.94
Lam _y = 40.05	k _{yy} = 1.00



en z:

L _z = 10.00 m	Lam _z = 1.63
L _{cr,z} = 10.00 m	X _z = 0.30
Lam _z = 141.74	k _{yz} = 0.70

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 40.05 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 141.74 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.13 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.09 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 139 PANNE

POINT: 1 **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 15 ELU/7=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50 (1+2)*1.35+3*1.50

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 27500000.00$ daN/m²



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 140

h=14.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.3 cm	Ay=11.15 cm ²	Az=7.64 cm ²	Ax=16.43 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=541.22 cm ⁴	Iz=44.92 cm ⁴	Ix=2.54 cm ⁴
tf=0.7 cm	Wply=88.35 cm ³	Wplz=19.25 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -1575.47 daN	My,Ed = -681.28 daN*m	Mz,Ed = -80.96 daN*m	Vy,Ed = -85.46 daN
Nt,Rd = 45171.50 daN	My,pl,Rd = 2429.59 daN*m		Mz,pl,Rd = 529.29 daN*m
	Vy,T,Rd = 17693.63 daN		
	My,c,Rd = 2429.59 daN*m	Mz,c,Rd = 529.29 daN*m	Vz,Ed = 750.43 daN
	MN,y,Rd = 2429.59 daN*m		MN,z,Rd = 529.29 daN*m
	Vz,T,Rd = 12127.48 daN		
			Tt,Ed = 0.11 daN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/Nt,Rd = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.23 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: STABILITE

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

7.81 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $9 \text{ ELU}/1=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50 + 4*1.50 (1+2)*1.35+(3+4)*1.50$

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$

**PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 70x7**

$h=7.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=24.0 \text{ cm}$	$A_y=9.80 \text{ cm}^2$	$A_z=8.82 \text{ cm}^2$	$A_x=18.80 \text{ cm}^2$
$tw=0.7 \text{ cm}$	$I_y=84.60 \text{ cm}^4$	$I_z=997.92 \text{ cm}^4$	$I_x=3.04 \text{ cm}^4$
$tf=0.7 \text{ cm}$	$W_{ply}=31.20 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=131.04 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = -8393.06 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = -81.47 \text{ daN}^*\text{m}$	$M_{z,Ed} = 86.09 \text{ daN}^*\text{m}$	$V_{y,Ed} = -28.35 \text{ daN}$
$N_{t,Rd} = 51700.00 \text{ daN}$	$M_{y,pl,Rd} = 857.89 \text{ daN}^*\text{m}$	$M_{z,pl,Rd} = 3603.49 \text{ daN}^*\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 15559.59 \text{ daN}$
	$M_{y,c,Rd} = 857.89 \text{ daN}^*\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 3603.49 \text{ daN}^*\text{m}$	$V_{z,Ed} = -59.47 \text{ daN}$
	$MN_{,y,Rd} = 835.28 \text{ daN}^*\text{m}$	$MN_{,z,Rd} = 3508.52 \text{ daN}^*\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 14003.63 \text{ daN}$
			$T_{t,Ed} = 0.07 \text{ daN}^*\text{m}$
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.16 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd})^1 + (M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd})^1 = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Profil correct !!!

CHAPITRE VI

Calcul des assemblages

VI.CALCUL DES ASSEMBLAGES

VI.1.INTRODUCTION :

Le but de présent chapitre est de mettre en évidence la modélisation et le dimensionnement de quelques assemblages réalisés à l'aide de soudures ou de boulons. L'influence des éléments suivants y est notamment examinée:

- Type d'effort transmis : effort tranchant V , moment de flexion M ou interaction d'effort.
- Modèle d'assemblage utilisé : rigide, semi-rigide ou articulé.
- Moyen d'assemblage utilisé : uniquement des soudures, à la fois des soudures et des boulons ou uniquement des boulons.

VI.2.Principe de dimensionnement :

En ce qui concerne les principes de dimensionnement eux-mêmes il est nécessaire de relever l'importance et l'interdépendance de certaines de leurs caractéristiques, à savoir :

- Leurs rigidités
- Leur résistance
- Leur capacité de rotation

Ces différentes caractéristiques influencent directement le comportement des assemblages.

VI.3.Types et fonctionnement d'un assemblage :

On dispose de trois types d'assemblages :

- L'assemblage riveté
- L'assemblage boulonné par boulons ordinaires ou par boulons HR ou BP
- L'assemblage soudé.

Ces trois types d'assemblages correspondent à deux types de fonctionnement distincts : Obstacle et /ou adhérence.

- Fonctionnement par obstacle** : c'est le cas des boulons ordinaires dont les tiges reprennent les efforts tranchants et le fonctionnement est en cisaillement.
- Fonctionnement par adhérence** : dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR (haute résistance).
- Fonctionnement mixte** : c'est le cas du rivetage, à savoir que les rivets assurent la transmission des efforts par adhérence des pièces jusqu'à une certaine limite, qui lorsqu'elle est dépassée, fait intervenir les rivets par obstacle, au cisaillement.

L'assemblage par boulons HR permet de reprendre l'effort de traction et l'effort tranchant.

VI.4. caractéristiques des boulons :

Caractéristiques géométrique

TABLEAU VI.1 : Caractéristiques géométrique des boulons.

désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm ²)	50.3	78.5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
Section résistante A_s (mm ²)	36.6	58	84.3	115	157	192	245	303	353	459	561
d : diamètre de la partie non fileté de la vis (mm) d ₀ : diamètre nominal du trou -tolérance normalisée- (mm) A : section nominale du boulon (mm ²) A _s : section résistante de la partie filetée du boulon (mm ²)											

Caractéristiques mécanique

Les caractéristiques mécaniques des boulons sont d’une part la limite élastique f_{yb} et la limite ultime f_{ub} , on distingue plusieurs classes de qualité selon la nuance de l’acier.

Tableau VI.2 : Classe de qualité des boulons.

Classe de qualité	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	360	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	600	800	1000

La classe est définie par deux nombres **X.Y** sachant que :

$$f_y = 10XY \quad \text{et} \quad f_{ub} = 100X \quad \text{en MPa.}$$

VI.5. Les procédés de soudage

Les procédés de soudage sont multiples et sont utilisés selon la nature des pièces à souder, on distingue :

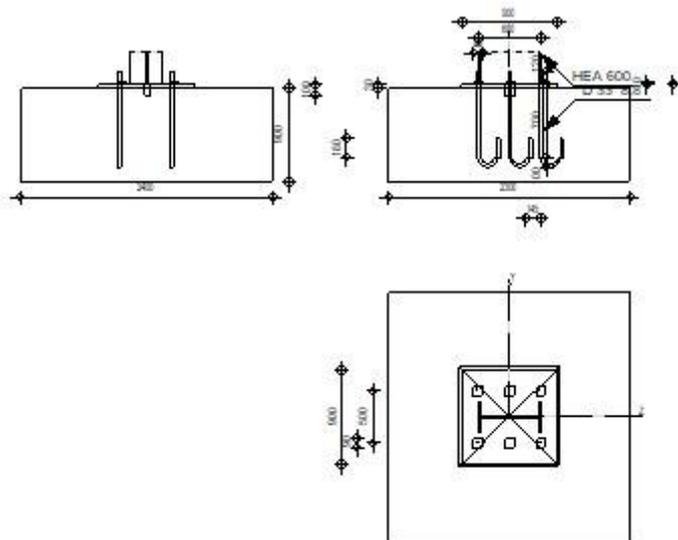
- a) Procédé par pression : Chauffage des pièces et application d’une pression en différents points

- b) Procédé par résistance électrique : Soudures par points au moyen de deux électrodes presse application pour les tôles minces
- c) Procédé à l'arc électrique : Intensité avec une tension produit une puissance de chauffage , il faut atteindre une température de 4000 °C pour fusionner les lèvres des pièces à souder. Le métal d'apport doit avoir les mêmes caractéristiques mécaniques que les pièces à souder. C'est ce procédé qui est utilisé pour l'assemblage des pièces en charpente métallique.

VI.6.Calcul des assemblages :

Suite à la vérification des profilés choisis avec le logiciel ROBOT, on procède au calcul et vérification des assemblages des différents éléments composant le hangar par le même logiciel, dont nous avons obtenu ce qui suit :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	 Ratio 0,51
---	--	---



Général

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Géométrie

Poteau

Profilé: HEA 600

$L_c = 5,00$ [m] Longueur du poteau

Matériau: ACIER

$f_{yw} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance

Coefficients de matériau

$g_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel

$g_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel

$g_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

Semelle isolée

$L = 2300$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 2400$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 900$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON40

$f_{ck} = 4000000,00$ [daN/m²] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 1200000,00$ [daN/m²] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

Soudures

$a_p = 20$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 20$ [mm] Bêche

Efforts

Cas: Calculs manuels

$N_{j,Ed} = -1000,00$ [daN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = 1000,00$ [daN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = 1000,00$ [daN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = 500,00$ [daN*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = 500,00$ [daN*m] Moment fléchissant

Résultats

Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 2666666,67$ [daN/m²] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 3555555,56$ [daN/m²] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$c = t_p \cdot \ddot{O}(f_{yp}/(3 \cdot f_j \cdot g_{M0}))$

$c = 11$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 47$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 322$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 153,11$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 1377,99$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rd1} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \ddot{O}(A_{c1}/A_{c0}) \leq 3 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd}$

$F_{rd1} = 122488,31$ [daN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

$b_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = b_j \cdot F_{rd1} / (b_{eff} \cdot l_{eff})$

$f_{jd} = 5333333,33$ [daN/m²] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 489,83$ [cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} = 153,11$ [cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} = 153,11$ [cm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$		
$F_{c,Rd,n} = 261244,16$ [daN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = 81658,87$ [daN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} = 81658,87$ [daN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

CL = 1,00	Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} = 5350,39$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 147135,73$ [daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} = 565$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$		
$F_{c,fc,Rd,y} = 260417,21$ [daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} = 1155,66$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} = 31780,65$ [daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} = 161$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$		
$F_{c,fc,Rd,z} = 197102,04$ [daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$		
$N_{j,Rd} = 261244,16$ [daN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$		
$F_{C,Rd,y} = 81658,87$ [daN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$		
$F_{C,Rd,z} = 81658,87$ [daN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

Zone tendue

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 6,94$ [cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} = 80000000,00$ [daN/m ²]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
Beta = 0,85	Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \text{beta} * 0,9 * f_{ub} * A_b / g_{M2}$		
$F_{t,Rd,s1} = 33978,24$ [daN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$g_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} = 55000000,00$ [daN/m ²]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / g_{Ms}$		
$F_{t,Rd,s2} = 31808,33$ [daN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$		
$F_{t,Rd,s} = 31808,33$ [daN]	Résistance du boulon à la rupture	

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 4000000,00$ [daN/m ²]	Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
$f_{ctd} = 0,7 * 0,3 * f_{ck}^{2/3} / g_C$		

$f_{ctd} = 163744,99$ [daN/m ²]	Résistance de calcul à la traction	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_1 = 1,00$	Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_2 = 0,99$	Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$f_{bd} = 2.25 * h_1 * h_2 * f_{ctd}$		
$f_{bd} = 364741,97$ [daN/m ²]	Adhérence de calcul admissible	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef} = 700$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = p * d * h_{ef} * f_{bd}$		
$F_{t,Rd,p} = 26469,61$ [daN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 633$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$		
$N_{Rk,c}^0 = 75603,13$ [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} = 1900$ [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} = 950$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} = 60000,00$ [cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} = 55200,00$ [cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$y_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$		
$y_{A,N} = 0,92$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c = 850$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$y_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$		
$y_{s,N} = 0,97$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
$y_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$y_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$y_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.4]
$y_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.4]
$g_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 * y_{A,N} * y_{s,N} * y_{ec,N} * y_{re,N} * y_{ucr,N} / g_{Mc}$		
$F_{t,Rd,c} = 31184,45$ [daN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 700$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$		
$N_{Rk,c}^0 = 87849,30$ [daN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} = 1400$ [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} = 700$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} = 38000,00$ [cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} = 38000,00$ [cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$y_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$		
$y_{A,N} = 1,00$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c = 700$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$y_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$		
$y_{s,N} = 1,00$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$y_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$y_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$y_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$y_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]

$$y_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$$

$$y_{h,N} = 0,74 \quad \text{Coef. dépendant de la hauteur de la fondation CEB [9.2.5]}$$

$$g_{M,sp} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c} \cdot y_{A,N} \cdot y_{s,N} \cdot y_{ec,N} \cdot y_{re,N} \cdot y_{ucr,N} \cdot y_{h,N} / g_{M,sp}$$

$$F_{t,Rd,sp} = 30294,30 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton CEB [9.2.5]}$$

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$$F_{t,Rd} = 26469,61 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à traction}$$

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$$l_{eff,1} = 450 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]}$$

$$l_{eff,2} = 450 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]}$$

$$m = 83 \text{ [mm]} \quad \text{Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 151,59 \text{ [daN}\cdot\text{m]} \quad \text{Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]}$$

$$M_{pl,2,Rd} = 151,59 \text{ [daN}\cdot\text{m]} \quad \text{Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]}$$

$$F_{T,1,Rd} = 7305,72 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]}$$

$$F_{T,2,Rd} = 31034,18 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]}$$

$$F_{T,3,Rd} = 52939,23 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]}$$

$$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$$F_{t,pl,Rd,y} = 7305,72 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]}$$

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$$l_{eff,1} = 450 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]}$$

$$l_{eff,2} = 450 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]}$$

$$m = 221 \text{ [mm]} \quad \text{Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 151,59 \text{ [daN}\cdot\text{m]} \quad \text{Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]}$$

$$M_{pl,2,Rd} = 151,59 \text{ [daN}\cdot\text{m]} \quad \text{Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]}$$

$$F_{T,1,Rd} = 2745,36 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]}$$

$$F_{T,2,Rd} = 38455,71 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]}$$

$$F_{T,3,Rd} = 79408,84 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]}$$

$$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$$F_{t,pl,Rd,z} = 2745,36 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]}$$

RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU A LA TRACTION

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$$t_{wc} = 13 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.3.(8)]}$$

$$b_{eff,t,wc} = 450 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la traction [6.2.6.3.(2)]}$$

$$A_{vc} = 93,21 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$w = 0,81 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.3.(4)]}$$

$$F_{t,wc,Rd,z} = w \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{yc} / g_{M0}$$

$$F_{t,wc,Rd,z} = 130828,54 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.3.(1)]}$$

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$$F_{T,Rd,y} = 7305,72 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]}$$

$$F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$$

$$F_{T,Rd,z} = 2745,36 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]}$$

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
$e_y = 500$ [mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]	
$z_{c,y} = 283$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]	
$z_{t,y} = 300$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]	
$M_{j,Rd,y} = 9782,95$ [daN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]	
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,05 < 1,00$	vérifié	(0,05)
$e_z = 500$ [mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]	
$z_{c,z} = 81$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]	
$z_{t,z} = 250$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]	
$M_{j,Rd,z} = 1082,16$ [daN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]	
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,46 < 1,00$	vérifié	(0,46)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,51 < 1,00$	vérifié	(0,51)

Cisaillement**PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE****Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$**

$a_{d,y} = 1,90$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$a_{b,y} = 1,00$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * a_{b,y} * f_{up} * d * t_p / g_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 18711,00$ [daN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$a_{d,z} = 1,43$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$a_{b,z} = 1,00$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * a_{b,z} * f_{up} * d * t_p / g_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 18711,00$ [daN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$a_b = 0,28$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 8,55$ [cm ²]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 80000000,00$ [daN/m ²]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$g_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = a_b * f_{ub} * A_{vb} / g_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 15053,26$ [daN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]
$a_M = 2,00$	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB	[9.3.2.2]
$M_{Rk,s} = 287,02$ [daN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 50$ [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$g_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = a_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * g_{Ms})$		
$F_{v,Rd,sm} = 9567,21$ [daN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 67358,41$ [daN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,00$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]

$N_{Rk,c} = 67358,41$ [daN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$g_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / g_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 62368,90$ [daN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASUREMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 392236,18$ [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$y_{A,V,y} = 0,38$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$y_{h,V,y} = 1,17$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$y_{s,V,y} = 0,88$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$y_{ec,V,y} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$y_{a,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$y_{ucr,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$g_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * y_{A,V,y} * y_{h,V,y} * y_{s,V,y} * y_{ec,V,y} * y_{a,V,y} * y_{ucr,V,y} / g_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 70082,98$ [daN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 331963,72$ [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$y_{A,V,z} = 0,53$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$y_{h,V,z} = 1,12$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$y_{s,V,z} = 0,92$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$y_{ec,V,z} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$y_{a,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$y_{ucr,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$g_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * y_{A,V,z} * y_{h,V,z} * y_{s,V,z} * y_{ec,V,z} * y_{a,V,z} * y_{ucr,V,z} / g_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,z} = 83840,90$ [daN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 1000,00$ [daN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 300,00$ [daN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * l_w * b_{wy} * f_{ck} / g_c$		
$F_{v,Rd,wg,y} = 37333,33$ [daN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	
$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * l_w * b_{wz} * f_{ck} / g_c$		
$F_{v,Rd,wg,z} = 20533,33$ [daN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,y} = 95036,61$ [daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,01 < 1,00	vérifié (0,01)
$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,z} = 78236,61$ [daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,01 < 1,00	vérifié (0,01)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	vérifié (0,02)

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$s_{\wedge} =$	379935,21 [daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$t_{\wedge} =$	379935,21 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$t_{yII} =$	42589,44 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$t_{zII} =$	46296,30 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$b_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$s_{\wedge} / (0,9 * f_u / g_{M2}) \leq 1,0$	(4.1)	0,01 < 1,00	vérifié (0,01)
$\ddot{O}(s_{\wedge}^2 + 3,0 (t_{yII}^2 + t_{\wedge}^2)) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1,0$	(4.1)	0,02 < 1,00	vérifié (0,02)
$\ddot{O}(s_{\wedge}^2 + 3,0 (t_{zII}^2 + t_{\wedge}^2)) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1,0$	(4.1)	0,00 < 1,00	vérifié (0,00)

Rigidité de l'assemblage

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

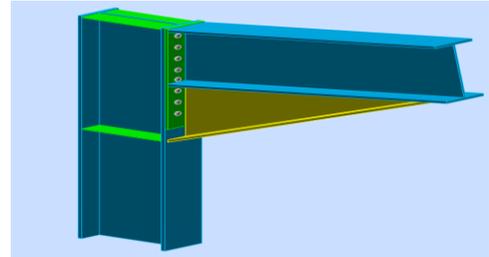
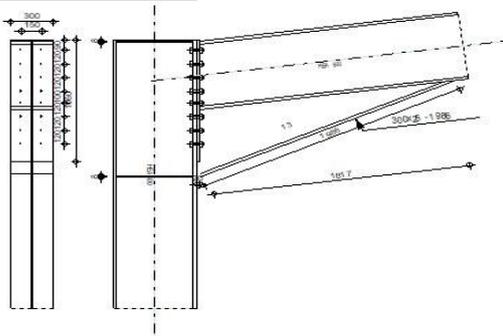
$b_{eff} =$	47 [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	322 [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} =$	$E_c * \ddot{O}(b_{eff} * l_{eff}) / (1,275 * E)$		
$k_{13,y} =$	18 [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	450 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	83 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} =$	$0,850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$		
$k_{15,y} =$	0 [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	328 [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} =$	$1,6 * A_b / L_b$		
$k_{16,y} =$	3 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$l_{0,y} =$	0,23	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	3368629,27 [daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	177922080,00 [daN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$	SEMI-RIGIDE		[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} =$	$E_c * \ddot{O}(A_{c,z}) / (1,275 * E)$		
$k_{13,z} =$	18 [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	450 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	221 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} =$	$0,850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$		
$k_{15,z} =$	0 [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	328 [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} =$	$1,6 * A_b / L_b$		
$k_{16,z} =$	3 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$l_{0,z} =$	0,82	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	33162,41 [daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	14201838,00 [daN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$	SEMI-RIGIDE		[5.2.2.5.(2)]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,51
---	-------	------

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	



Général

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 27
 Barres de la structure: 15, 17

Géométrie

Poteau

Profilé: HEA 600
 Barre N°: 15
 a = -90,0 [Deg] Angle d'inclinaison
 h_c = 590 [mm] Hauteur de la section du poteau
 b_{fc} = 300 [mm] Largeur de la section du poteau
 t_{wc} = 13 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 t_{fc} = 25 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 r_c = 27 [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 A_c = 226,46 [cm²] Aire de la section du poteau
 I_{xc} = 141208,00 [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER E28
 f_{yc} = 275,00 [MPa] Résistance

Poutre

Profilé: HEA 600
 Barre N°: 17
 a = 7,9 [Deg] Angle d'inclinaison
 h_b = 590 [mm] Hauteur de la section de la poutre
 b_f = 300 [mm] Largeur de la section de la poutre
 t_{wb} = 13 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 t_{fb} = 25 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 r_b = 27 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$a =$	7,9	[Deg]	Angle d'inclinaison
$r_b =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	226,46	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	141208,00	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER E28			
$f_{yb} =$	275,00	[MPa]	Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

$d =$	22	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{TRd} =$	218,16	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	8		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	90	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$ 150 [mm]			
Entraxe $p_i =$ 120;120;120;100;120;120;120 [mm]			

Platine

$h_p =$	1060	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau: ACIER			
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Jarret inférieur

$w_d =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	25	[mm]	Épaisseur de l'aile
$h_d =$	590	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	13	[mm]	Épaisseur de l'âme
$l_d =$	1817	[mm]	Longueur de la platine
$a =$	25,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau: ACIER			
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Raidisseur poteau**Supérieur**

$h_{su} =$	540	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Épaisseur du raidisseur
Matériau: ACIER			
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	540	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Épaisseur du raidisseur
Matériau: ACIER			

$f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Soudures d'angle

$a_w = 10$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 18$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 10$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$g_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $g_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $g_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $g_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 1: PERM1

$M_{b1,Ed} = 196,38$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 41,85$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = -33,12$ [kN] Effort axial dans la poutre droite
 $M_{c1,Ed} = -196,38$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur
 $V_{c1,Ed} = -33,10$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur
 $N_{c1,Ed} = -42,84$ [kN] Effort axial dans le poteau inférieur

Résultats

Résistances de la poutre

COMPRESSION

$A_b = 226,46$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]
 $N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / g_{M0}$
 $N_{cb,Rd} = 6227,65$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 169,91$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / g_{M0}$
 $V_{cb,Rd} = 2697,68$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
 $V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0,02 < 1,00 vérifié (0,02)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 5350,39$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / g_{M0}$
 $M_{b,pl,Rd} = 1471,36$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 11836,78$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]
 $M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / g_{M0}$
 $M_{cb,Rd} = 3255,12$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 3255,12$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_f = 1159$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 2807,95 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]}$$

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$b = 7,9 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$g = 25,0 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle d'inclinaison du renfort}$$

$$b_{eff,c,wb} = 396 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]}$$

$$A_{vb} = 93,21 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$w = 0,85 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]}$$

$$s_{com,Ed} = 35,26 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]}$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]}$$

$$F_{c,wb,Rd1} = [w k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / g_{M0}] \cos(g) / \sin(g - b)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 3689,13 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]}$$

Flambement:

$$d_{wb} = 486 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]}$$

$$l_p = 1,14 \quad \text{Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]}$$

$$r = 0,72 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]}$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [w k_{wc} r b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / g_{M1}] \cos(g) / \sin(g - b)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 2672,08 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]}$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 * g_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 2578,13 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]}$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 2578,13 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]}$$

Résistances du poteau

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 196,38 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]}$$

$$M_{b2,Ed} = 0,00 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]}$$

$$V_{c1,Ed} = -33,10 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]}$$

$$V_{c2,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]}$$

$$z = 1032 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier [6.2.5]}$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 206,87 \text{ [kN]} \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]}$$

$$A_{vs} = 93,21 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 93,21 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 1032 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravités des raidisseurs [6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 12,89 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion [6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 1,13 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion [6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 1,13 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion [6.2.6.1.(4)]}$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} g_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 1359,08 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]}$$

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0,15 < 1,00	vérifié	(0,15)
----------------------------------	-------------	---------	--------

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	13 [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	378 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	93,21 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$w =$	0,86	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$s_{com,Ed} =$	35,69 [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	20,06 [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = w k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / g_{M0} + A_s f_{ys} / g_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} =$	1630,76 [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} =$	486 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$l_p =$	1,11	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$r =$	0,74	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$l_s =$	5,49	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$c_s =$	1,00	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = w k_{wc} r b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / g_{M1} + A_s c_s f_{ys} / g_{M1}$			
$F_{c,wc,Rd2} =$	1326,05 [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$			
$F_{c,wc,Rd} =$	1326,05 [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	13 [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	376 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	93,21 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$w =$	0,86	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$s_{com,Ed} =$	35,69 [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	20,06 [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = w k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / g_{M0} + A_s f_{ys} / g_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} =$	1625,46 [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} =$	486 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$l_p =$	1,11	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$r =$	0,74	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$l_s =$	5,49	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$c_s =$	1,00	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = w k_{wc} r b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / g_{M1} + A_s c_s f_{ys} / g_{M1}$			
$F_{c,wc,Rd2} =$	1324,22 [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 1324,22 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	47	-	75	-	120	295	347	295	347	267	266	266	266
2	47	-	75	-	120	295	281	281	281	240	120	120	120
3	47	-	75	-	120	295	281	281	281	240	120	120	120
4	47	-	75	-	110	295	281	281	281	220	110	110	110
5	47	-	75	-	110	295	281	281	281	220	110	110	110
6	47	-	75	-	120	295	281	281	281	240	120	120	120
7	47	-	75	-	120	295	281	281	281	240	120	120	120
8	47	-	75	-	120	295	285	285	285	267	205	205	205

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	57	-	75	-	120	359	409	359	409	300	308	300	308
2	57	-	75	-	120	359	322	322	322	240	120	120	120
3	57	-	75	-	120	359	322	322	322	240	120	120	120
4	57	-	75	-	110	359	322	322	322	220	110	110	110
5	57	-	75	-	110	359	322	322	322	220	110	110	110
6	57	-	75	-	120	359	322	322	322	240	120	120	120
7	57	-	75	-	120	359	322	322	322	240	120	120	120
8	57	-	75	-	120	359	322	322	322	300	221	221	221

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la compression

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 2648,44 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]}$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

Résistance de l'assemblage à la flexion

$F_{t,Rd} = 218,16$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 363,27$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = w b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{yc} / g_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / g_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	391,88	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 436,32$	436,32	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 953,94$	953,94	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 391,88$	391,88	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 1284,54$	1284,54	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 726,54$	726,54	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b = 1359,08$	1359,08	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1326,05$	1326,05	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 2807,95$	2807,95	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 2578,13$	2578,13	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	249,25	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 436,32$	436,32	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 918,12$	918,12	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 360,20$	360,20	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 1152,92$	1152,92	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 726,54$	726,54	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 1359,08 - 391,88$	967,20	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1326,05 - 391,88$	934,17	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 2807,95 - 391,88$	2416,07	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 2578,13 - 391,88$	2186,24	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 799,15 - 391,88$	407,27	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1176,07 - 391,88$	784,18	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 641,13 - 391,88$	249,25	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1530,05 - 391,88$	1138,17	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	145,25	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 436,32$	436,32	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 918,12$	918,12	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 360,20$	360,20	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 1152,92$	1152,92	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 726,54$	726,54	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 1359,08 - 641,13$	717,95	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1326,05 - 641,13$	684,92	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 2807,95 - 641,13$	2166,82	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 2578,13 - 641,13$	1936,99	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 680,25 - 249,25$	431,00	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 801,60 - 249,25$	552,35	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1139,28 - 641,13$	498,14	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1409,36 - 641,13$	768,22	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 394,50 - 249,25$	145,25	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 858,00 - 249,25$	608,75	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 900,75 - 641,13$	259,62	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1959,05 - 641,13$	1317,92	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	180,81	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 436,32$	436,32	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 918,12$	918,12	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 360,20$	360,20	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 1152,92$	1152,92	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 726,54$	726,54	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 1359,08 - 786,38$	572,70	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1326,05 - 786,38$	539,67	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 2807,95 - 786,38$	2021,57	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 2578,13 - 786,38$	1791,74	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 672,11 - 145,25$	526,86	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 772,22 - 145,25$	626,97	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1012,23 - 394,50$	617,73	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1093,32 - 394,50$	698,82	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1471,26 - 786,38$	684,87	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1573,18 - 786,38$	786,80	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 378,06 - 145,25$	232,81	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 822,25 - 145,25$	677,00	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 575,31 - 394,50$	180,81	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1251,25 - 394,50$	856,75	Ame de la poutre - traction - groupe

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1081,57 - 786,38$	295,18	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 2352,30 - 786,38$	1565,92	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t3,Rd} h_4/h_3$$

$$F_{t4,Rd} = 124,79 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	236,84	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 436,32$	436,32	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 918,12$	918,12	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 360,20$	360,20	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 1152,92$	1152,92	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 726,54$	726,54	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b - \sum_1^4 F_{ti,Rd} = 1359,08 - 911,17$	447,91	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1326,05 - 911,17$	414,88	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 2807,95 - 911,17$	1896,78	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 2578,13 - 911,17$	1666,95	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 663,96 - 124,79$	539,17	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 742,38 - 124,79$	617,59	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 1004,09 - 270,04$	734,05	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 1069,23 - 270,04$	799,19	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1344,22 - 519,29$	824,93	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1327,30 - 519,29$	808,01	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1803,24 - 911,17$	892,07	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1699,30 - 911,17$	788,13	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 361,63 - 124,79$	236,84	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 786,50 - 124,79$	661,71	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 558,88 - 270,04$	288,84	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 1215,50 - 270,04$	945,46	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 756,13 - 519,29$	236,84	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1644,50 - 519,29$	1125,21	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1262,38 - 911,17$	351,20	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 2745,55 - 911,17$	1834,38	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 226,79 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]}$$

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$$F_{t5,Rd} = 162,05 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
---	-------------------------------	------------------

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	216,01	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 436,32$	436,32	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 918,12$	918,12	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 360,20$	360,20	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 1152,92$	1152,92	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 726,54$	726,54	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b - \sum_1^5 F_{ti,Rd} = 1359,08 - 1073,23$	285,86	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 1326,05 - 1073,23$	252,83	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 2807,95 - 1073,23$	1734,73	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 2578,13 - 1073,23$	1504,90	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 672,11 - 162,05$	510,06	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 772,22 - 162,05$	610,17	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 1004,09 - 286,84$	717,25	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 1069,23 - 286,84$	782,38	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 1344,22 - 432,09$	912,12	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 1327,30 - 432,09$	895,21	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 1684,34 - 681,34$	1003,00	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 1524,19 - 681,34$	842,85	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 2143,37 - 1073,23$	1070,14	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 1804,28 - 1073,23$	731,05	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 378,06 - 162,05$	216,01	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 822,25 - 162,05$	660,20	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 558,88 - 286,84$	272,03	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 1215,50 - 286,84$	928,66	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 756,13 - 432,09$	324,03	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 1644,50 - 432,09$	1212,41	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 953,38 - 681,34$	272,03	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 2073,50 - 681,34$	1392,16	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 1459,63 - 1073,23$	386,40	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 3174,55 - 1073,23$	2101,33	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$

$F_{t6,Rd} = 183,72$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t6,Rd} = F_{t2,Rd} h_6/h_2$

$F_{t6,Rd} = 131,28$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7

F_{t7,Rd,comp} - Formule	F_{t7,Rd,comp}	Composant
$F_{t7,Rd} = \text{Min} (F_{t7,Rd,comp})$	121,55	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(7)} = 436,32$	436,32	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(7)} = 918,12$	918,12	Ame du poteau - traction

F_{t7,Rd,comp} - Formule	F_{t7,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(7)} = 360,20$	360,20	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(7)} = 1152,92$	1152,92	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 726,54$	726,54	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b - \sum_1^6 F_{ti,Rd} = 1359,08 - 1204,50$	154,58	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^6 F_{tj,Rd} = 1326,05 - 1204,50$	121,55	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^6 F_{tj,Rd} = 2807,95 - 1204,50$	1603,45	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^6 F_{tj,Rd} = 2578,13 - 1204,50$	1373,62	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd} = 680,25 - 131,28$	548,98	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd} = 801,60 - 131,28$	670,33	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{tj,Rd} = 1012,23 - 293,33$	718,90	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{tj,Rd} = 1093,32 - 293,33$	799,99	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd} = 1344,22 - 418,12$	926,10	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd} = 1327,30 - 418,12$	909,18	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{tj,Rd} = 1684,34 - 563,37$	1120,97	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{tj,Rd} = 1524,19 - 563,37$	960,82	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd} = 2024,47 - 812,62$	1211,85	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd} = 1672,39 - 812,62$	859,78	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{tj,Rd} = 2483,49 - 1204,50$	1278,99	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{tj,Rd} = 1884,09 - 1204,50$	679,59	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd} = 394,50 - 131,28$	263,22	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd} = 858,00 - 131,28$	726,72	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{tj,Rd} = 575,31 - 293,33$	281,98	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{tj,Rd} = 1251,25 - 293,33$	957,92	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd} = 756,13 - 418,12$	338,01	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd} = 1644,50 - 418,12$	1226,38	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{tj,Rd} = 953,38 - 563,37$	390,01	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{tj,Rd} = 2073,50 - 563,37$	1510,13	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd} = 1150,63 - 812,62$	338,01	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd} = 2502,50 - 812,62$	1689,88	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{tj,Rd} = 1656,88 - 1204,50$	452,38	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{tj,Rd} = 3603,55 - 1204,50$	2399,05	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t7,Rd} = F_{t2,Rd} h_7/h_2$

$F_{t7,Rd} = 100,50$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t7,Rd} = F_{t3,Rd} h_7/h_3$

$F_{t7,Rd} = 66,82$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 8

F_{t8,Rd,comp} - Formule	F_{t8,Rd,comp}	Composant
$F_{t8,Rd} = \text{Min} (F_{t8,Rd,comp})$	54,73	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(8)} = 436,32$	436,32	Aile du poteau - traction

F_{t8,Rd,comp} - Formule	F_{t8,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(8)} = 929,12$	929,12	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(8)} = 360,20$	360,20	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(8)} = 1152,92$	1152,92	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 726,54$	726,54	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b - \sum_1^7 F_{i,Rd} = 1359,08 - 1271,32$	87,77	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^7 F_{ij,Rd} = 1326,05 - 1271,32$	54,73	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^7 F_{ij,Rd} = 2807,95 - 1271,32$	1536,63	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^7 F_{ij,Rd} = 2578,13 - 1271,32$	1306,81	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{ij,Rd} = 749,26 - 66,82$	682,44	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{ij,Rd} = 1031,51 - 66,82$	964,69	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{ij,Rd} = 1089,38 - 198,09$	891,29	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{ij,Rd} = 1298,10 - 198,09$	1100,00	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{ij,Rd} = 1421,36 - 360,14$	1061,22	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{ij,Rd} = 1487,21 - 360,14$	1127,07	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{ij,Rd} = 1753,35 - 484,93$	1268,41	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{ij,Rd} = 1633,14 - 484,93$	1148,21	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{ij,Rd} = 2093,47 - 630,18$	1463,29	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{ij,Rd} = 1754,34 - 630,18$	1124,16	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{ij,Rd} = 2433,60 - 879,43$	1554,16	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{ij,Rd} = 1846,02 - 879,43$	966,58	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{ij,Rd} = 2892,62 - 1271,32$	1621,30	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{ij,Rd} = 1980,51 - 1271,32$	709,19	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{ij,Rd} = 560,93 - 66,82$	494,11	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{ij,Rd} = 1219,96 - 66,82$	1153,14	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{ij,Rd} = 758,18 - 198,09$	560,08	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{ij,Rd} = 1648,96 - 198,09$	1450,87	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{ij,Rd} = 938,99 - 360,14$	578,84	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{ij,Rd} = 2042,21 - 360,14$	1682,07	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{ij,Rd} = 1119,80 - 484,93$	634,87	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{ij,Rd} = 2435,46 - 484,93$	1950,53	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{ij,Rd} = 1317,05 - 630,18$	686,87	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{ij,Rd} = 2864,46 - 630,18$	2234,28	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{ij,Rd} = 1514,30 - 879,43$	634,87	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{ij,Rd} = 3293,46 - 879,43$	2414,03	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{ij,Rd} = 2020,55 - 1271,32$	749,24	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{ij,Rd} = 4394,51 - 1271,32$	3123,19	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t8,Rd} = F_{t3,Rd} h_8/h_3$$

$$F_{t8,Rd} = 46,36 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]}$$

$$F_{t8,Rd} = F_{t4,Rd} h_8/h_4$$

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_{l=1}^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 1981,77 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

Résistance des soudures

$$A_w = 390,62 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 180,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 210,62 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 504788,39 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$s_{\wedge max} = t_{\wedge max} = -16,55 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$s_{\wedge} = t_{\wedge} = -16,55 \text{ [MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$t_{II} = 1,99 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$b_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\ddot{O}[s_{\wedge max}^2 + 3*(t_{\wedge max}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{M2}) \quad 33,10 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

$$\ddot{O}[s_{\wedge}^2 + 3*(t_{\wedge}^2 + t_{II}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{M2}) \quad 33,27 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

$$s_{\wedge} \leq 0.9 * f_u / g_{M2} \quad 16,55 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

Rigidité de l'assemblage

$$t_{wash} = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Épaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 16 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 22 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 74 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 7 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	70,05	5752,39
1	1092	4	36	12	2	22,28	2433,10
2	972	2	16	5	1	10,51	1021,41
3	852	2	16	5	1	9,21	784,75
4	732	2	15	4	1	7,36	538,37
5	632	2	15	4	1	6,35	401,30
6	512	2	16	5	1	5,54	283,34
7	392	2	16	5	1	4,24	166,06
8	272	3	28	9	2	4,56	124,07

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=3}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 821 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 9 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

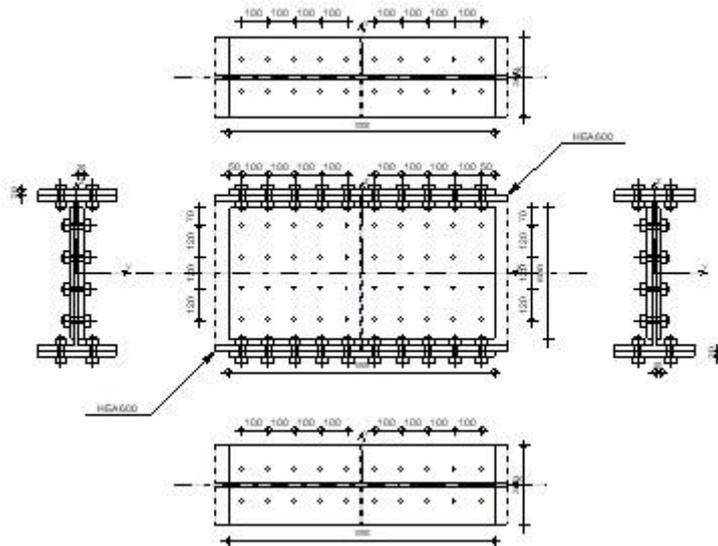
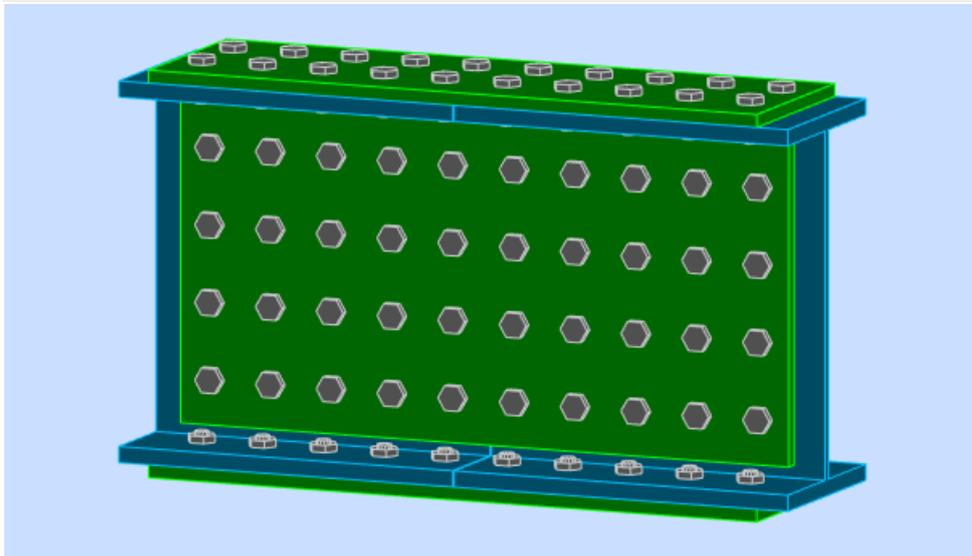
$A_{vc} = 93,21$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$b = 1,00$	Paramètre de transformation	[5.3.(7)]
$z = 821$ [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$k_1 = 4$ [mm]	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement	[6.3.2.(1)]
$k_2 = \text{¥}$	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression	[6.3.2.(1)]
$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$		[6.3.1.(4)]
$S_{j,ini} = 405684,52$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$m = 1,00$	Coefficient de rigidité de l'assemblage	[6.3.1.(6)]
$S_j = S_{j,ini} / m$		[6.3.1.(4)]
$S_j = 405684,52$ [kN*m]	Rigidité en rotation finale	[6.3.1.(4)]
Classification de l'assemblage par rigidité.		
$S_{j,rig} = 130541,07$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} = 8158,82$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage articulé	[5.2.2.5]
$S_{j,ini} \geq 3 S_{j,rig}$	RIGIDE	

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,18

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019
Calcul du raccordement de l'épissure de poutre à poutre
 EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,10



Général

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage : Epissure de la poutre

Poutre droite

Profilé: HEA 600

- $h_{b1} = 590$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
- $b_{fb1} = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
- $t_{wb1} = 13$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
- $t_{fb1} = 25$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
- $r_{b1} = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
- $A_{b1} = 226,46$ [cm²] Aire de la section de la poutre
- $I_{yb1} = 141208,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER
 $f_{yb1} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance
 $f_{ub1} = 36500000,00$ [daN/m²]

Poutre gauche

Profilé: HEA 600
 $h_{b2} = 590$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fb2} = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb2} = 13$ [mm] Épaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb2} = 25$ [mm] Épaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{b2} = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{b2} = 226,46$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb2} = 141208,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER
 $f_{yb2} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance
 $f_{ub2} = 36500000,00$ [daN/m²]

Éclisse d'âme

Type: de deux côtés
 $l_{pw} = 1000$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pw} = 500$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pw} = 20$ [mm] Épaisseur de la platine

Matériau: ACIER
 $f_{ypw} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance de calcul
 $f_{upw} = 36500000,00$ [daN/m²] Résistance à la traction

Platine externe supérieure

$l_{pe} = 1000$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pe} = 300$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pe} = 20$ [mm] Épaisseur de la platine

Matériau: ACIER
 $f_{ype} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance de calcul
 $f_{upe} = 36500000,00$ [daN/m²] Résistance à la traction

Platine externe inférieure

$l_{pe} = 1000$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pe} = 300$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pe} = 20$ [mm] Épaisseur de la platine

Matériau: ACIER
 $f_{ype} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance de calcul
 $f_{upe} = 36500000,00$ [daN/m²] Résistance à la traction

Droite

Boulons assemblant l'éclisse à l'âme de la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $d = 22$ [mm] Diamètre du boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

$d_0 =$	24	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	3,03	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3,80	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	90000000,00	[daN/m ²]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	120000000,00	[daN/m ²]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	5		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	70	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_2 =$	100	[mm]	Ecartement
$p_1 =$	120	[mm]	Entraxe

Boulons assemblant l'éclisse à l'aile supérieure de la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$d =$	22	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	24	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	3,03	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3,80	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	90000000,00	[daN/m ²]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	120000000,00	[daN/m ²]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	50	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	100	[mm]	Entraxe

Boulons assemblant l'éclisse à l'aile inférieure de la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$d =$	22	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	24	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	3,03	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3,80	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	90000000,00	[daN/m ²]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	120000000,00	[daN/m ²]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	50	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	100	[mm]	Entraxe

Gauche

Boulons assemblant l'éclisse à l'âme de la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe =	HR 10.9	Classe du boulon
d =	22 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	24 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	3,03 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	3,80 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	90000000,00 [daN/m ²]	Limite de plasticité du boulon
f _{ub} =	120000000,00 [daN/m ²]	Résistance du boulon à la traction
n _h =	5	Nombre de colonnes des boulons
n _v =	4	Nombre de rangées des boulons
e ₁ =	70 [mm]	Niveau du premier boulon
p ₂ =	100 [mm]	Ecartement
p ₁ =	120 [mm]	Entraxe

Boulons assemblant l'éclisse à l'aile supérieure de la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe =	HR 10.9	Classe du boulon
d =	22 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	24 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	3,03 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	3,80 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	90000000,00 [daN/m ²]	Limite de plasticité du boulon
f _{ub} =	120000000,00 [daN/m ²]	Résistance du boulon à la traction
n _h =	1	Nombre de colonnes des boulons
n _v =	5	Nombre de rangées des boulons
e ₁ =	50 [mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ =	100 [mm]	Entraxe

Boulons assemblant l'éclisse à l'aile inférieure de la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe =	HR 10.9	Classe du boulon
d =	22 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	24 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	3,03 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	3,80 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	90000000,00 [daN/m ²]	Limite de plasticité du boulon
f _{ub} =	120000000,00 [daN/m ²]	Résistance du boulon à la traction
n _h =	1	Nombre de colonnes des boulons
n _v =	5	Nombre de rangées des boulons
e ₁ =	50 [mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ =	100 [mm]	Entraxe

Coefficients de matériau

$g_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$g_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Cas: Calculs manuels

Etat limite: ultime

$N_{Ed1} =$	7000,00 [daN]	Effort axial
$V_{z,Ed1} =$	10000,00 [daN]	Effort tranchant
$M_{y,Ed1} =$	5000,00 [daN*m]	Moment fléchissant
$N_{Ed2} =$	7000,00 [daN]	Effort axial
$V_{z,Ed2} =$	10000,00 [daN]	Effort tranchant
$M_{y,Ed2} =$	5000,00 [daN*m]	Moment fléchissant

Résultats

Résultats d'un côté de l'assemblage (géométrie et charges symétriques)

Effort axial

Platine	A_i [cm ²]	EFFORTS EQUIVALENTS		Force résultante $N_{Ed,i}$ [daN]
		N_i [daN]	$N_i(M_{y,Ed})$ [daN]	
	$A_{pw} = 200,00$	4375,00	-	$N_{Ed,pw} = 4375,00$
	$A_{pfue} = 60,00$	1312,50	5969,40	$N_{Ed,pfue} = 7281,90$
	$A_{pfle} = 60,00$	1312,50	-5969,40	$N_{Ed,pfle} = -4656,90$

$$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (2 * A_{wp} + A_{pfue} + A_{pfle})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$

Effort tranchant Z

Platine	A_i [cm ²]	$V_{zEd,i}$ [daN]
	$A_{z,pw} = 200,00$	$V_{z,Ed,pw} = 10000,00$

Moment fléchissant Y

Platine	$I_{y,i}$ [cm ⁴]	EFFORTS EQUIVALENTS $M_{y,i}$ [daN*m]	Force résultante $M_{y,Ed,i}$ [daN*m]
	$I_{y,pw} = 41666,67$	1358,67	$M_{y,Ed,pw} = 1358,67$
	$I_{y,pfue} = 55835,00$	1820,67	-
	$I_{y,pfle} = 55835,00$	1820,67	-

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw} + I_{pfue} + I_{pfle})$$

Boulons assemblant l'éclisse à l'âme de la poutre

Résistance des boulons

$$F_{v,Rd} = 34905,60 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement dans la partie filetée d'un boulon } F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_s * m / g_{M2}$$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$a_{bx} = 0,69$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $a_{bx} > 0.0$ $0,69 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = 14353,63$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * \sum t_i / g_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 1.4*(p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$a_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1z} = 20878,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * \sum t_i / g_{M2}$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$a_{bx} = 0,69$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bx} > 0.0$ $0,69 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2x} = 44165,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * \sum t_i / g_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 1.4*(p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$a_{bz} = 0,97$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bz} > 0.0$ $0,97 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2z} = 62455,56$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * \sum t_i / g_{M2}$

Etat limite: ultime

cisaillement des boulons

$e_0 = 251$ [mm] Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons $e_0 = e_{2b} + 0.5*(s_1 + (c-1)*p_2)$

$M_y = 3863,67$ [daN*m] Moment fléchissant réel $M_y = M_{y,Ed,pw} + V_{z,Ed,pw} * e_0$

$F_{x,N} = 218,75$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x $F_{x,N} = |N_{Ed,pw}| / n_b$

$F_{z,Vz} = 500,00$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vz sur la direction z $F_{z,Vz} = |V_{z,Ed,pw}| / n_b$

$F_{x,My} = 915,08$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction x $F_{x,My} = |M_y| * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{z,My} = 1016,75$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction z $F_{z,My} = |M_y| * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{x,Ed} = 1133,83$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,My}$

$F_{z,Ed} = 1516,75$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{z,Vz} + F_{z,My}$

$F_{Ed} = 1893,70$ [daN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rd,x} = 14353,63$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rd,x} = \min(F_{bRd1,x}, F_{bRd2,x})$

$F_{Rd,z} = 20878,00$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rd,z} = \min(F_{bRd1,z}, F_{bRd2,z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rd,x}$ $|1133,83| < 14353,63$ vérifié (0,08)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rd,z}$ $|1516,75| < 20878,00$ vérifié (0,07)

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ $1893,70 < 34905,60$ vérifié (0,05)

Boulons assemblant l'éclisse à l'aile supérieure de la poutre

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 17452,80$ [daN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / g_{M2}$

Pression du boulon sur l'aile de la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$a_{bx} = 0,69$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bx} > 0.0$ $0,69 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = 27881,94$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot a_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / g_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$a_{by} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{by} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1y} = 40150,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot a_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / g_{M2}$

Pression du boulon sur la plaque

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$a_{bx} = 0,68$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bx} > 0.0$ $0,68 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2x} = 21859,44$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot a_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / g_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$a_{by} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{by} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2y} = 32120,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot a_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / g_{M2}$

Etat limite: ultime

cisaillement des boulons

$F_{Ed} = 748,43$ [daN] Effort tranchant dans le boulon $F_{Ed} = N_{Ed, pftue} / n_b$

$b_{Lf} = 0,98$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs $b_{Lf} = \max(0.75, \min(1; 1 - (L - 15 \cdot d) / (200 \cdot d)))$

$F_{Rd} = 17452,80$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon $F_{Rd} = \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$

$|F_{Ed}| \leq b_{Lf} \cdot F_{Rd}$ $|748,43| < 17175,14$ vérifié (0,04)

Boulons assemblant l'éclisse à l'aile inférieure de la poutre

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 17452,80$ [daN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / g_{M2}$

Pression du boulon sur l'aile de la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$a_{bx} = 0,69$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bx} > 0,0$	$0,69 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 27881,94$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * \sum t_i / g_{M2}$		
Direction y		
$k_{1y} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0,0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$a_{by} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$a_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$a_{by} > 0,0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1y} = 40150,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1y} = k_{1y} * a_{by} * f_u * d * \sum t_i / g_{M2}$		

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0,0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$a_{bx} = 0,68$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$a_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$a_{bx} > 0,0$	$0,68 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 21859,44$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * \sum t_i / g_{M2}$		

Direction y

$k_{1y} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0,0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$a_{by} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$a_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$a_{by} > 0,0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2y} = 32120,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2y} = k_{1y} * a_{by} * f_u * d * \sum t_i / g_{M2}$		

Etat limite: ultime

cisaillement des boulons

$F_{Ed} = -485,93$ [daN]	Effort tranchant dans le boulon	$F_{Ed} = N_{Ed,plf} / n_b$
$b_{Lf} = 0,98$	Coefficient réducteur pour les assemblages longs	$b_{Lf} = \max(0,75, \min(1; 1 - (L - 15*d) / (200*d)))$
$F_{Rd} = 17452,80$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon $F_{Rd} = \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$		
$ F_{Ed} \leq b_{Lf} * F_{Rd}$	$ -485,93 < 17175,14$	vérifié (0,03)

Vérification de la section pour le cisaillement de bloc - [3.10]

Poutre

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [daN]	$V_{eff,Rd}$ [daN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		50,83	44,39	10000,00 (*1)	133781,48 (*)	0,07	vérifié
2		44,39	137,16	4375,00 (*2)	460728,61 (**)	0,01	vérifié
3		44,39	137,16	4375,00 (*2)	460728,61 (**)	0,01	vérifié
4		88,79	37,44	4375,00 (*2)	229792,69 (**)	0,02	vérifié
5		85,50	19,50	7484,25 (*3)	345888,21 (***)	0,02	vérifié

(*1) $V_0 = V_{zEd1}$

(*2) $V_0 = N_{wEd}$

(*3) $V_0 = N_{fuEd}$

(*) $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$

(**) $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$

$$(***) V_{effRd} = 2 * [f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}]$$

Éclisse d'âme

Nr	Modèle	A _{nv} [cm ²]	A _{nt} [cm ²]	V ₀ [daN]	V _{eff,Rd} [daN]	V ₀ /V _{eff,Rd}	Etat
1		69,20	68,30	5000,00 (*1)	193606,70 (*)	0,03	vérifié
2		68,30	69,20	2187,50 (*2)	294731,60 (**)	0,01	vérifié
3		68,30	69,20	2187,50 (*2)	294731,60 (**)	0,01	vérifié
4		136,60	57,60	2187,50 (*2)	353527,21 (**)	0,01	vérifié

(*1) V₀ = V_{zEd1}

(*2) V₀ = N_{wEd}

(*) V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/√3) * f_y * A_{nv} / g_{M0}

(**) V_{effRd} = f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/√3) * f_y * A_{nv} / g_{M0}

Platine externe supérieure

Nr	Modèle	A _{nv} [cm ²]	A _{nt} [cm ²]	V ₀ [daN]	V _{eff,Rd} [daN]	V ₀ /V _{eff,Rd}	Etat
1		68,20	34,80	7281,90 (*1)	194147,93 (**)	0,04	vérifié
2		136,40	19,20	7281,90 (*1)	241127,86 (**)	0,03	vérifié

(*1) V₀ = N_{fueEd}

(**) V_{effRd} = f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/√3) * f_y * A_{nv} / g_{M0}

Vérification des sections affaiblies par les trous - [5.4]

Poutre

A_t = 124,58 [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

A_{t,net} = 103,22 [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

0.9 * (A_{t,net} / A_t) ≥ (f_y * g_{M2}) / (f_u * g_{M0}) 0,75 < 0,80

W = 4786,71 [cm³] Facteur élastique de la section

W_{net} = 4786,71 [cm³] Facteur élastique de la section

M_{c,Rdnet} = 112487,73 [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / g_{M0}

|M₀| ≤ M_{c,Rdnet} |5000,00| < 112487,73 vérifié (0,04)

A_v = 76,70 [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement A_v = h_p * t_p

A_{v,net} = 64,22 [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement A_{vnet} = A_v - n_v * d₀ * t_p

V_{pl,Rd} = 104064,50 [daN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (√3 * g_{M0})

|V₀| ≤ V_{pl,Rd} |10000,00| < 104064,50 vérifié (0,10)

Éclisse d'âme

A_t = 54,72 [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

A_{t,net} = 45,12 [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

0.9 * (A_{t,net} / A_t) ≥ (f_y * g_{M2}) / (f_u * g_{M0}) 0,74 < 0,80

W = 833,33 [cm³] Facteur élastique de la section

W_{net} = 798,88 [cm³] Facteur élastique de la section

M_{c,Rdnet} = 18773,64 [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / g_{M0}

|M₀| ≤ M_{c,Rdnet} |1931,83| < 18773,64 vérifié (0,10)

A_v = 100,00 [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement A_v = h_p * t_p

A_{v,net} = 80,80 [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement A_{vnet} = A_v - n_v * d₀ * t_p

$V_{pl,Rd} = 135677,31$ [daN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd}=(A_v*f_{yp})/(\sqrt{3}*g_{M0})$
 $|V_0| \leq V_{pl,Rd}$ $|5000,00| < 135677,31$ vérifié (0,04)

Platine externe supérieure

$A = 60,00$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute $A=h_{pi}*t_{pi}$
 $A_{net} = 50,40$ [cm²] Aire de la section nette $A_{net}=A-n_v*d_0*t_{pi}$
 $N_{pl,Rd} = 141000,00$ [daN] Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{pl,Rd}=A*f_y/g_{M0}$
 $N_{u,Rd} = 132451,20$ [daN] Résistance ultime de la section nette à un effort normal $N_{u,Rd}=0.9*A_{net}*f_u/g_{M2}$
 $F_{Ed} = 7281,90$ [daN] $F_{Ed} = N_{Ed,pfue}$
 $|F_{Ed}| \leq N_{u,Rd}$ $|7281,90| < 132451,20$ vérifié (0,05)
 $|F_{Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ $|7281,90| < 141000,00$ vérifié (0,05)

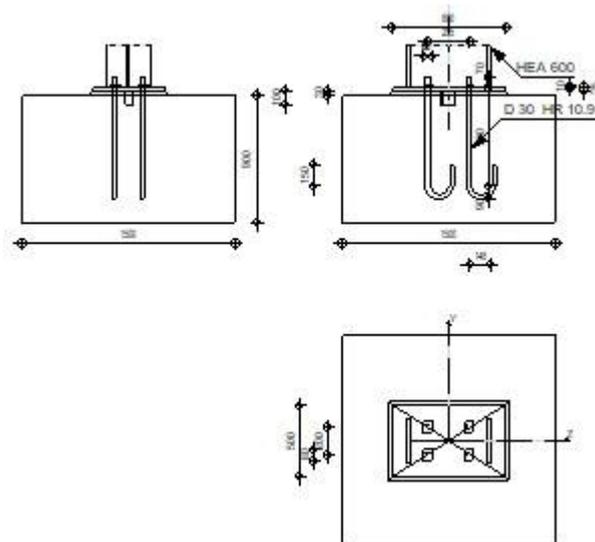
Platine externe inférieure

$A = 60,00$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute $A=h_{pi}*t_{pi}$
 $A_{net} = 50,40$ [cm²] Aire de la section nette $A_{net}=A-n_v*d_0*t_{pi}$
 $N_{pl,Rd} = 141000,00$ [daN] Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{pl,Rd}=A*f_y/g_{M0}$
 $N_{u,Rd} = 132451,20$ [daN] Résistance ultime de la section nette à un effort normal $N_{u,Rd}=0.9*A_{net}*f_u/g_{M2}$
 $F_{Ed} = -4656,90$ [daN] $F_{Ed} = N_{Ed,pfli}$
 $|F_{Ed}| \leq N_{u,Rd}$ $|-4656,90| < 132451,20$ vérifié (0,04)
 $|F_{Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ $|-4656,90| < 141000,00$ vérifié (0,03)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,10

<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 Calcul du Pied de Poteau articulé Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete</p>	 Ratio 0,03
---	---



Général

Assemblage N°: 3

Nom de l'assemblage : Pied de poteau articulé

Géométrie

Poteau

Profilé: HEA 600

$L_c =$	5,00	[m]	Longueur du poteau
$a =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	590	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	13	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	25	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	226,46	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	141208,00	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E28

 $f_{yc} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance $f_{uc} = 40500000,00$ [daN/m²] Résistance ultime du matériau**Platine de prescelllement**

$l_{pd} =$	800	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	500	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	25	[mm]	Epaisseur

Matériau: ACIER E28

 $f_{ypd} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance $f_{upd} = 40500000,00$ [daN/m²] Résistance ultime du matériau**Ancrage**

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

Classe =	HR 10.9		Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	90000000,00	[daN/m ²]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	120000000,00	[daN/m ²]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	30	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	5,61	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	7,07	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$n_v =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_H =$	2		Nombre de rangées des boulons
$e_H =$	295	[mm]	Ecartement
$e_v =$	200	[mm]	Entraxe

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	70	[mm]
$L_2 =$	700	[mm]
$L_3 =$	180	[mm]
$L_4 =$	150	[mm]

Platine

$l_{wd} =$	60	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	80	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	10	[mm]	Epaisseur

Bêche

Profilé: IPE 100

$l_w =$ 100 [mm] Longueur

Matériau: ACIER

$f_{yw} =$ 23500000,00 [daN/m²] Résistance

Coefficients de matériau

$g_{M0} =$ 1,00 Coefficient de sécurité partiel

$g_{M2} =$ 1,25 Coefficient de sécurité partiel

$g_C =$ 1,50 Coefficient de sécurité partiel

Semelle isolée

$L =$ 1500 [mm] Longueur de la semelle

$B =$ 1500 [mm] Largeur de la semelle

$H =$ 900 [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON30

$f_{ck} =$ 3000000,00 [daN/m²] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g =$ 30 [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} =$ 1200000,00 [daN/m²] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} =$ 0,30 Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

Soudures

$a_p =$ 10 [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w =$ 10 [mm] Bêche

Efforts

Cas: Calculs manuels

$N_{j,Ed} =$ -1000,00 [daN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} =$ 1000,00 [daN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} =$ 1000,00 [daN] Effort tranchant

Résultats**Zone comprimée****COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} =$ 2000000,00 [daN/m²] Résistance de calcul à la compression

EN 1992-1-1:3.1.6.(1)

$f_j =$ 3055050,46 [daN/m²] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$c = t_p \cdot \ddot{O}(f_{yp}/(3 \cdot f_j \cdot g_{M0}))$

$c =$ 43 [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} =$ 112 [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} =$ 387 [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} =$ 431,49 [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} =$ 3883,45 [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1-1:[6.7.(3)]

$$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \ddot{O}(A_{c1}/A_{c0}) \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$$

$F_{rd,u} = 258896,35$ [daN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

$b_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = b_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$f_{jd} = 4000000,00$ [daN/m²] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 1314,61$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$F_{c,Rd,n} = 525843,42$ [daN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$N_{j,Rd} = 525843,42$ [daN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)
---------------------------------------	-------------	---------	--------

Cisaillement

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

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$a_{d,y} = 1,56$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$a_{b,y} = 1,00$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

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

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * a_{b,y} * f_{up} * d * t_p / g_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 60750,00$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$a_{d,z} = 2,63$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$a_{b,z} = 1,00$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

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

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * a_{b,z} * f_{up} * d * t_p / g_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 60750,00$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$a_b = 0,25$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 7,07$ [cm²] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 120000000,00$ [daN/m²] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$g_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = a_b * f_{ub} * A_{vb} / g_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 16828,88$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

$a_M = 2,00$ Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = 357,85$ [daN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 58$ [mm] Longueur du bras de levier CEB [9.3.2.2]

$g_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = a_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * g_{Ms})$$

Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier

$F_{v,Rd,sm} = 10372,38$ [daN] CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 34084,63$ [daN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,00$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$g_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / g_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 31559,85$ [daN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASUREMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 192248,48$ [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$y_{A,V,y} = 0,57$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$y_{h,V,y} = 1,03$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$y_{s,V,y} = 0,89$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$y_{ec,V,y} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$y_{a,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$y_{ucr,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$g_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * y_{A,V,y} * y_{h,V,y} * y_{s,V,y} * y_{ec,V,y} * y_{a,V,y} * y_{ucr,V,y} / g_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 46165,64$ [daN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 171564,90$ [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$y_{A,V,z} = 0,72$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$y_{h,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$y_{s,V,z} = 0,92$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$y_{ec,V,z} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$y_{a,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$y_{ucr,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la nfondatio	CEB [9.3.4.(g)]
$g_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * y_{A,V,z} * y_{h,V,z} * y_{s,V,z} * y_{ec,V,z} * y_{a,V,z} * y_{ucr,V,z} / g_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,z} = 52170,04$ [daN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 1000,00$ [daN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 300,00$ [daN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * l_w * b_{wy} * f_{ck} / g_c$		
$F_{v,Rd,wg,y} = 28000,00$ [daN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	
$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * l_w * b_{wz} * f_{ck} / g_c$		
$F_{v,Rd,wg,z} = 15400,00$ [daN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 69789,51$ [daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]	
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,01 < 1,00	vérifié	(0,01)

$$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,z} = 57189,51$ [daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	vérifié (0,02)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,03 < 1,00	vérifié (0,03)

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$s^{\wedge} =$	23528,40 [daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$t^{\wedge} =$	23528,40 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$t_{yII} =$	85178,88 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$t_{zII} =$	92592,59 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$b_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$s^{\wedge} / (0,9 * f_u / g_{M2}) \leq 1,0$ (4.1)	0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)
$\ddot{O}(s^{\wedge^2} + 3,0 (t_{yII}^2 + t^{\wedge^2}) / (f_u / (b_w * g_{M2}))) \leq 1,0$ (4.1)	0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)
$\ddot{O}(s^{\wedge^2} + 3,0 (t_{zII}^2 + t^{\wedge^2}) / (f_u / (b_w * g_{M2}))) \leq 1,0$ (4.1)	0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,03

CHAPITRE VII

Etude de l'infrastructure

VII.ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1.INTRODUCTION:

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol. Elles transmettent les charges de la superstructure au sol, c'est pourquoi elles constituent une partie très importante puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble de la structure.

Le dimensionnement des fondations est fait selon le règlement BAEL91.

VII.2.LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES :

Béton de propreté dosé à 150 kg/cm³ ;

Béton pour semelle dosé à 350 kg/cm³ ;

Contrainte de compression admissible de béton : $f_{c28} = 25,00$ (MPa)

Poids volumique = 2500 (kG/m³)

Aciers: type HA500

VII.3.CALCUL DES FONDATIONS SOUS POTEAUX

Les dimensionnements de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient, Homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont des HEA 600, donc les semelles sont rectangulaires (A x B) type semelles isolées.

a et b : dimensions du poteau considéré.

A et B : dimensions de la semelle.

h = d + e : avec épaisseur d'enrobage $e = 5$.cm

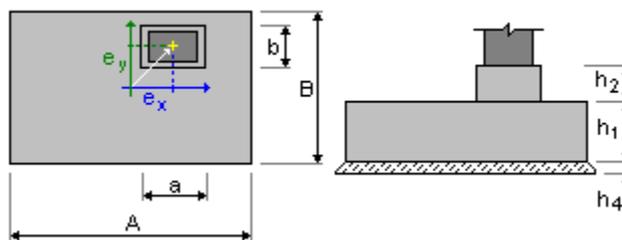
VII.1 Semelle isolée:

VII.1.1 Données de base

VII.1.1.1 Principes

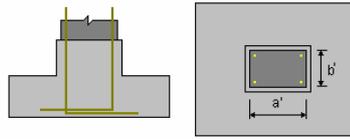
- Norme pour les calculs géotechniques : DTU 13.12
- Norme pour les calculs béton armé : BAEL 91 mod. 99
- Forme de la semelle : libre

VII.1.1.2 Géométrie:



A	= 2,30 (m)	a	= 0,59 (m)
B	= 2,40 (m)	b	= 0,30 (m)
h1	= 0,55 (m)	e _x	= 0,00 (m)

$h_2 = 0,00 \text{ (m)}$ $e_y = 0,00 \text{ (m)}$
 $h_4 = 0,10 \text{ (m)}$



$a' = 59,0 \text{ (cm)}$
 $b' = 30,0 \text{ (cm)}$
 $c_1 = 5,0 \text{ (cm)}$
 $c_2 = 3,0 \text{ (cm)}$

VII.1.1.3 Matériaux

- Béton: BETON; résistance caractéristique = 25,00 MPa
Poids volumique = 2500,00 (kG/m³)
- Armature longitudinale: type HA 500 résistance caractéristique = 500,00 MPa
- Armature transversale : type HA 500 résistance caractéristique = 500,00 MPa
- Armature additionnelle : type HA 500 résistance caractéristique = 500,00 MPa

VII.1.1.4 Chargements:

Charges sur la semelle:

Cas	Nature	Groupe N	F _x	F _y	M _x	M _y
			(kN)	(kN)	(kN*m)	(kN*m)
	(kN*m)					
COMB1	de calcul(Structurelle)	----	67,54	33,85	-0,01	0,04
	136,95					

Charges sur le talus:

Cas	Nature	Q ₁
		(kN/m ²)

VII.1.1.5 Liste de combinaisons

- 1/ ELU : COMB1 N=67,54 M_x=0,04 M_y=136,95 F_x=33,85 F_y=-0,01
- 2/* ELU : COMB1 N=67,54 M_x=0,04 M_y=136,95 F_x=33,85 F_y=-0,01

VII.1.2 Dimensionnement géotechnique

VII.1.2.1 Principes

Dimensionnement de la fondation sur:

- Capacité de charge
- Glissement
- Renversment

VII.1.2.2 Sol:

Contraintes calculées dans le sol: $s = 0,33 \text{ (MPa)}$

Niveau du sol:	N ₁	= 0,00 (m)
Niveau maximum de la semelle:	N _a	= 0,00 (m)
Niveau du fond de fouille:	N _f	= -0,50 (m)

Argiles et limons fermes

- Niveau du sol: 0.00 (m)
- Poids volumique: 2039.43 (kG/m³)

- Poids volumique unitaire: 2692.05 (kG/m³)
- Angle de frottement interne: 30.0 (Deg)
- Cohésion: 0.02 (MPa)

VII.1.2.3 États limites

Calcul des contraintes

Type de sol sous la fondation: uniforme

Combinaison dimensionnante ELU : COMB1 N=67,54 Mx=0,04

My=136,95 Fx=33,85 Fy=-0,01

Coefficients de chargement: 1.35 * poids de la fondation

1.35 * poids du sol

Résultats de calculs: au niveau du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 100,54 (kN)

Charge dimensionnante:

Nr = 168,07 (kN) Mx = 0,04 (kN*m) My = 155,57 (kN*m)

Excentrement de l'action de la charge: eB = 0,93 (m) eL = -0,00 (m)

Dimensions équivalentes de la fondation:

B' = B - 2|eB| = 0,45 (m)

L' = L - 2|eL| = 2,40 (m)

Épaisseur du niveau: Dmin = 0,55 (m)

Méthode de calculs de la contrainte de rupture: de laboratoire (DTU 13.12, 3.21)

Coefficients de résistance:

Ng = 18.08

Nc = 30.14

Nq = 18.40

Coefficients d'influence de l'inclinaison de la charge:

ig = 0.39

ic = 0.76

iq = 0.76

Paramètres géotechniques:

C = 0.02 (MPa)

tg(f) = 30,0

g = 2039.43 (kG/m³)

qu = 0,66 (MPa)

Butée de calcul du sol:

qlim = qu / gf = 0.33 (MPa)

gf = 2,00

Contrainte dans le sol: qref = 0.16 (MPa)

Coefficient de sécurité: qlim / qref = 2.12 > 1

Glissement

Combinaison dimensionnante ELU : COMB1 N=67,54 Mx=0,04

My=136,95 Fx=33,85 Fy=-0,01

Coefficients de chargement: 1.00 * poids de la fondation

1.00 * poids du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 74,47 (kN)

Charge dimensionnante: Nr = 142,01 (kN) Mx = 0,04 (kN*m) My = 155,57 (kN*m)

Dimensions équivalentes de la fondation: A_ = 2,30 (m) B_ = 2,40 (m)

Surface du glissement: 0,39 (m²)

Cohésion: C = 0.02 (MPa)

Coefficient de frottement fondation - sol: $\text{tg}(f) = 0,58$
 Valeur de la force de glissement $F = 33,85$ (kN)
 Valeur de la force empêchant le glissement de la fondation:
 - su niveau du sol: $F(\text{stab}) = 78,85$ (kN)
 Stabilité au glissement: $2.33 > 0.5$

Renversement

Autour de l'axe OX

Combinaison dimensionnante ELU : **COMB1 N=67,54 Mx=0,04**
My=136,95 Fx=33,85 Fy=-0,01

Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 74,47$ (kN)
 Charge dimensionnante: $Nr = 142,01$ (kN) $Mx = 0,04$ (kN*m) $My = 155,57$ (kN*m)
 Moment stabilisateur: $M_{\text{stab}} = 170,41$ (kN*m)
 Moment de renversement: $M_{\text{renv}} = 0,04$ (kN*m)
 Stabilité au renversement: $3924 > 0.5$

Autour de l'axe OY

Combinaison défavorable: **ELU : COMB1 N=67,54 Mx=0,04**
My=136,95 Fx=33,85 Fy=-0,01

Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 74,47$ (kN)
 Charge dimensionnante: $Nr = 142,01$ (kN) $Mx = 0,04$ (kN*m) $My = 155,57$ (kN*m)
 Moment stabilisateur: $M_{\text{stab}} = 163,31$ (kN*m)
 Moment de renversement: $M_{\text{renv}} = 155,57$ (kN*m)
 Stabilité au renversement: $1.05 > 0.5$

VII.1.3 Dimensionnement Béton Armé

VII.1.3.1 Principes

- Fissuration : peu préjudiciable
- Milieu : non agressif
- Prise en compte de la condition de non-fragilité : oui

VII.1.3.2 Analyse du poinçonnement et du cisaillement

Cisaillement

Combinaison dimensionnante **ELU : COMB1 N=67,54 Mx=0,04**
My=136,95 Fx=33,85 Fy=-0,01

Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol

Charge dimensionnante:
 $Nr = 142,01$ (kN) $Mx = 0,04$ (kN*m) $My = 155,57$ (kN*m)
 Longueur du périmètre critique: $2,40$ (m)
 Effort tranchant: $130,19$ (kN)
 Hauteur efficace de la section $heff = 0,49$ (m)
 Surface de cisaillement: $A = 1,18$ (m²)
 Contrainte de cisaillement: $0,11$ (MPa)
 Contrainte de cisaillement admissible: $1,17$ (MPa)
 Coefficient de sécurité: $10.54 > 1$

VII.1.3.3 Ferrailage théorique

Semelle isolée:

Aciers inférieurs:

ELU : COMB1 N=67,54 $M_x=0,04$ $M_y=136,95$ $F_x=33,85$ $F_y=-0,01$

$M_y = 101,43$ (kN*m) $A_{sx} = 4,90$ (cm²/m)

ELU : COMB1 N=67,54 $M_x=0,04$ $M_y=136,95$ $F_x=33,85$ $F_y=-0,01$

$M_x = 16,88$ (kN*m) $A_{sy} = 4,90$ (cm²/m)

$A_s \text{ min} = 4,90$ (cm²/m)

Aciers supérieurs:

$A'_{sx} = 0,00$ (cm²/m)

$A'_{sy} = 0,00$ (cm²/m)

$A_s \text{ min} = 0,00$ (cm²/m)

Espacement réglementaire maximal $e_{\text{max}} = 0,25$ (m)

Fût:

Armature longitudinale $A = 0,00$ (cm²) $A \text{ min.} = 0,00$ (cm²)

$A = 2 * (A_{sx} + A_{sy})$

$A_{sx} = 0,00$ (cm²) $A_{sy} = 0,00$ (cm²)

VII.1.3.4 Ferrailage réel

2.3.1 Semelle isolée:

Aciers inférieurs:

En X: 15 HA 500 14 $l = 2,20$ (m) $e = 1 * -1,05 + 14 * 0,15$

En Y: 15 HA 500 14 $l = 2,30$ (m) $e = 1 * -1,05 + 14 * 0,15$

Aciers supérieurs:

2.3.2 Fût

Armature longitudinale

En X:

2 HA 500 12 $l = 1,53$ (m) $e = 1 * -0,22 + 1 * 0,45$

En Y:

2 HA 500 12 $l = 2,16$ (m) $e = 1 * -0,08 + 1 * 0,16$

Armature transversale

3 HA 500 10 $l = 1,74$ (m) $e = 1 * 0,29 + 2 * 0,09$

VII.2 Quantitatif:

- Volume de Béton = 3,04 (m³)
- Surface de Coffrage = 5,17 (m²)
- Acier HA 500
 - Poids total = 91,35 (kG)
 - Densité = 30,09 (kG/m³)
 - Diamètre moyen = 13,6 (mm)
 - Liste par diamètres:

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
10	5,21	3,21
12	7,37	6,54
14	67,50	81,60

Conclusion Générale

Arrivant à la fin de ce modeste travail, qui nous a donné une occasion pour appliquer et approfondir toutes nos connaissances acquises durant le cursus de formation d'ingénieur. Cette expérience qui consiste à étudier et dimensionner un hangar en charpente métallique à usage sportif à la wilaya de Ghardaïa, nous a permis aussi de faire mieux comprendre le domaine de la construction en charpente métallique.

Notre étude nous a beaucoup permis d'enrichir notre bagage scientifique et nos connaissances essentielles acquises durant notre cycle universitaire, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur. Il nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine, et développée les idées à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans un domaine très vaste, il nous acquit des grandeurs très importants pour mettre le premier pas dans la vie professionnelle

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Le Règlement Algérien Neige et Vent version 2013
- Calcul des structures métalliques selon l'EUROCODE3. (Jean MOREL) sixième tirage 2005
- EUROCODE3, les normes Européennes de conception, dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil.
- Cours de charpente métallique. Mounir BENJDIDA 2013-2014.
- Calcul des éléments de construction métalliques, selon l'EUROCODE3 (DAHMANI Lahlou)
- Construction métallique (Notion fondamentales et méthodes de dimensionnement (MANFRED A, HIRT Rolf Bez)
- calcul pratique des structures métallique, livre du centre national de recherche appliquée en génie parasismique CGS
- Les Thèses de fin d'études.

ANNEXE 1

Paramètre	Symbole	Renvoi
- Pression dynamique de référence	$q_{réf}$	§ 2.3.1
- Hauteur de référence	z_e	§ 2.3.2
- Catégorie de terrain et facteurs de site	-	§ 2.4.3
- Intensité de turbulence I_v	I_v	§ 2.4.6
- Coefficient de topographie	$C_t(z)$	§
- Coefficient de rugosité	$C_r(z)$	2.4.5.
- Coefficient d'exposition	$C_e(z)$	§ 2.4.4
- Pression dynamique de pointe	q_p	§ 2.4
-		§ 2.3
Pression exercée par le vent (par exemple sur les revêtements, bardages, fixations et éléments de construction)		
- Coefficient de pression intérieur	C_{pi}	§ 5.1
- Coefficient de pression extérieur	C_{pe}	§ 5.2
- Coefficient de pression net	C_{pnet}	§ 5.3
- Coefficient de force	C_f	Chap. 4
- Pression aérodynamique extérieure	$W_e = q_p \cdot C_{pe}$	§ 2.6.2
- Pression aérodynamique intérieure	$W_i = q_p \cdot C_{pi}$	§ 2.6.2
-		
Forces exercées par le vent (effets globaux par exemple)		
- Coefficient dynamique	C_d	Chap. 3
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de force)	F_W	2.6.1
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de pression).	F_W	2.6.2
-		

Tableau 2.1 : Étapes de calcul des actions dues au vent

ANNEXE 2

Zone	$V_{\text{réf}}$ (m/s)
I	25
II	27
III	29
IV	31

Tableau A1 : Valeurs de la vitesse de référence du vent

Zone	$q_{\text{réf}}$ (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

ANNEXE 3

Catégories de terrain	K_r	z_0 (m)	z_{min} (m)	ε
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

ANNEXE 4

Hauteur z (m)	Catégories de terrain				
	0	I	II	III	IV
≤ 1	1,811	1,545	1,423	1,276	1,173
2	2,137	1,883	1,423	1,276	1,173
5	2,603	2,373	1,929	1,276	1,173
10	2,983	2,776	2,352	1,703	1,173
15	3,216	3,025	2,616	1,973	1,440
20	3,387	3,207	2,810	2,174	1,640
25	3,521	3,352	2,965	2,335	1,801
30	3,633	3,472	3,094	2,470	1,937
35	3,729	3,575	3,205	2,587	2,055
40	3,813	3,666	3,302	2,690	2,159
50	3,956	3,820	3,468	2,865	2,337
60	4,074	3,947	3,606	3,012	2,487
70	4,175	4,056	3,725	3,139	2,617
80	4,264	4,152	3,829	3,250	2,731
100	4,414	4,315	4,006	3,440	2,926
125	4,566	4,480	4,187	3,634	3,127
150	4,692	4,617	4,337	3,796	3,295
175	4,800	4,735	4,466	3,936	3,440
200	4,895	4,838	4,579	4,058	3,568

Tableau 2.3 : Valeurs du coefficient d'exposition $C_e(z)$ pour $C_t(z) = 1$

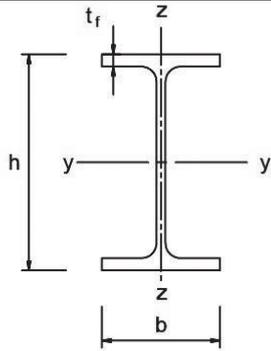
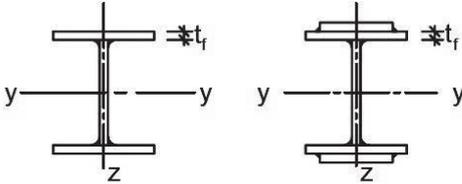
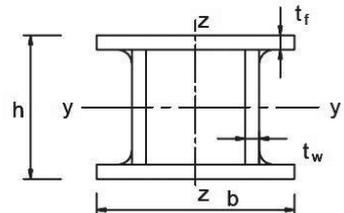
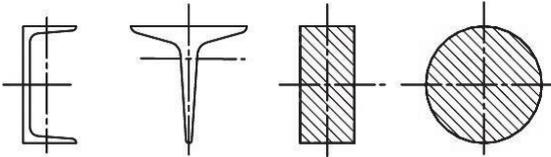
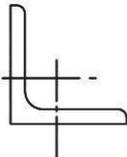
ANNEXE 5

Angle de pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		0,0	0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	0,7		0,7		0,4		0,0		0,0	
45°	0,0		0,0		0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		0,0		0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

Angle de pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

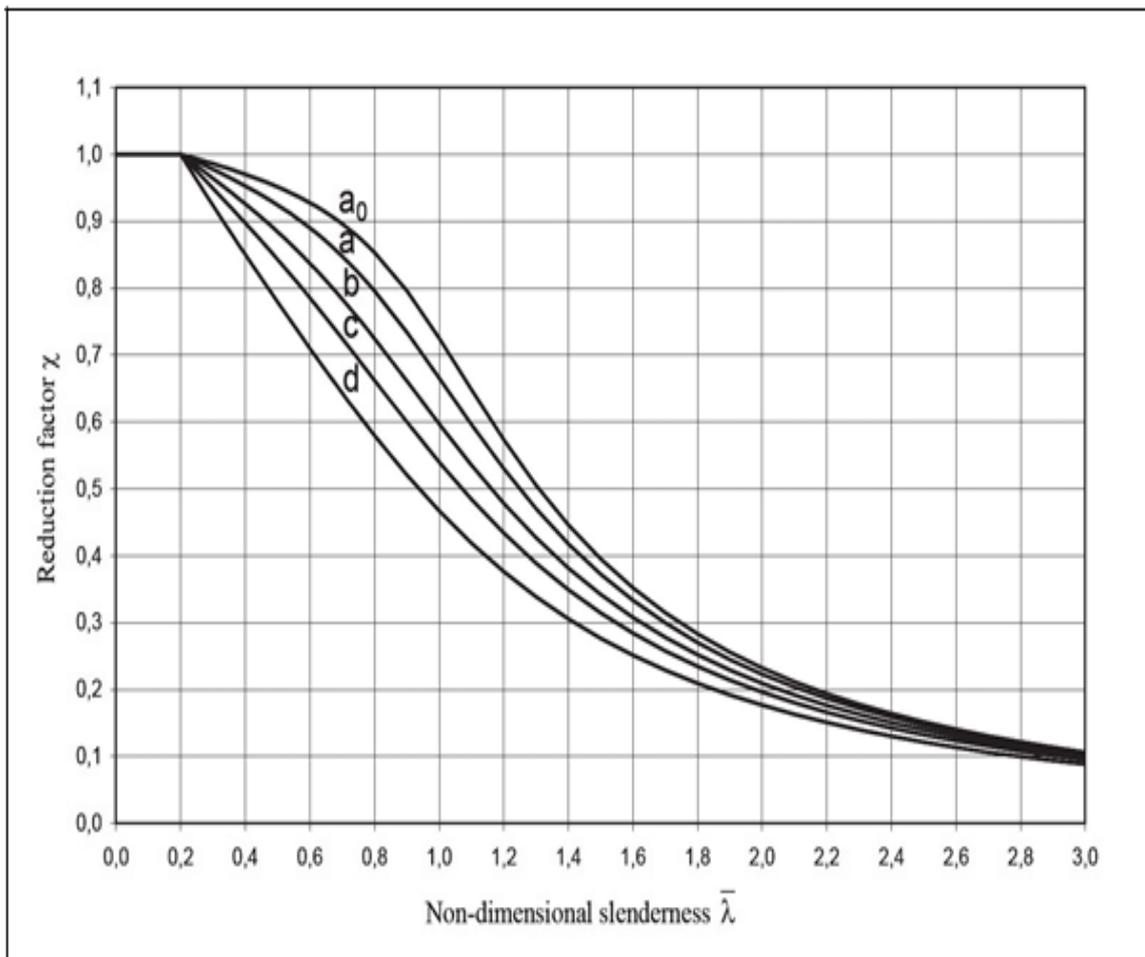
Tableau 5.4 : Coefficients de pression extérieure pour toitures à deux versants

ANNEXE 6

Cross section	Limits	Buckling about axis	Buckling curve		
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
Rolled sections 	$h/b > 1,2$	y-y z-z	$t_f \leq 40$ mm	a b	a ₀ a ₀
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	b c	a a
	$h/b \leq 1,2$	y-y z-z	$t_f \leq 100$ mm	b c	a a
			$t_f > 100$ mm	d d	c c
Welded I-sections 	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	b c	b c	
	$t_f > 40$ mm	y-y z-z	c d	c d	
Hollow sections 	hot finished	any	a	a ₀	
	cold formed	any	c	c	
Welded box sections 	generally (except as below)	any	b	b	
	thick welds: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	any	c	c	
U-, T- and solid sections 		any	c	c	
L-sections 		any	b	b	

Courbe de flambement en fonction des diverses sections des profilés.

ANNEXE 7



Courbes d'irnpfections des profils dans le C.C.M.97.

ANNEXE 8

Boulons ordinaires – Géométrie et conditions de pince

Caractéristiques géométriques des boulons

	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d₀	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A_s	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
d_m	18,3	20,5	23,7	24,6	29,1	32,4	34,5	38,8	44,2	49,6

d: Diamètre de la partie non filetée de la vis (mm)
d₀ : Diamètre nominal du trou (mm)
A : Section nominale du boulon (mm²)
A_s : Section résistante de la partie filetée (mm²)
d_m : Diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit à la tête du boulon (mm)

Conditions de pince

	Minimum	Maximum ^{1) 2) 3)}		
		Structures réalisées en aciers conformes à l'EN 10025 à l'exception des aciers conformes à l'EN 10025-5		Structures réalisées en aciers conformes à l'EN 10025-5
		Acier exposé aux intempéries ou autres influences corrosives	Acier non exposé aux intempéries ou autres influences corrosives	Acier utilisé sans protection
e₁	1,2.d ₀	4t + 40 mm		Max (8t ou 125 mm)
e₂	1,2.d ₀	4t + 40 mm		Max (8t ou 125 mm)
e₃	1,5.d ₀ ⁴⁾			
e₄	1,5.d ₀ ⁴⁾			
p₁	2,2.d ₀	Min (14t ou 200 mm)	Min (14t ou 200 mm)	Min (14t _{min} ou 175 mm)
p_{1,i}	-	Min (14t ou 200 mm)		
p_{1,0}	-	Min (28t ou 400 mm)		
p₂	2,4.d ₀ ⁵⁾	Min (14t ou 200 mm)	Min (14t ou 200 mm)	Min (14t _{min} ou 175 mm)

¹⁾ Il n'y a pas de valeurs maximales d'entraxe, de pinces longitudinale et transversale, sauf dans les cas suivants :
. pour les barres comprimées afin d'éviter le voilement local et prévenir la corrosion dans les barres exposées et ;
. pour les barres tendues exposées afin de prévenir la corrosion.

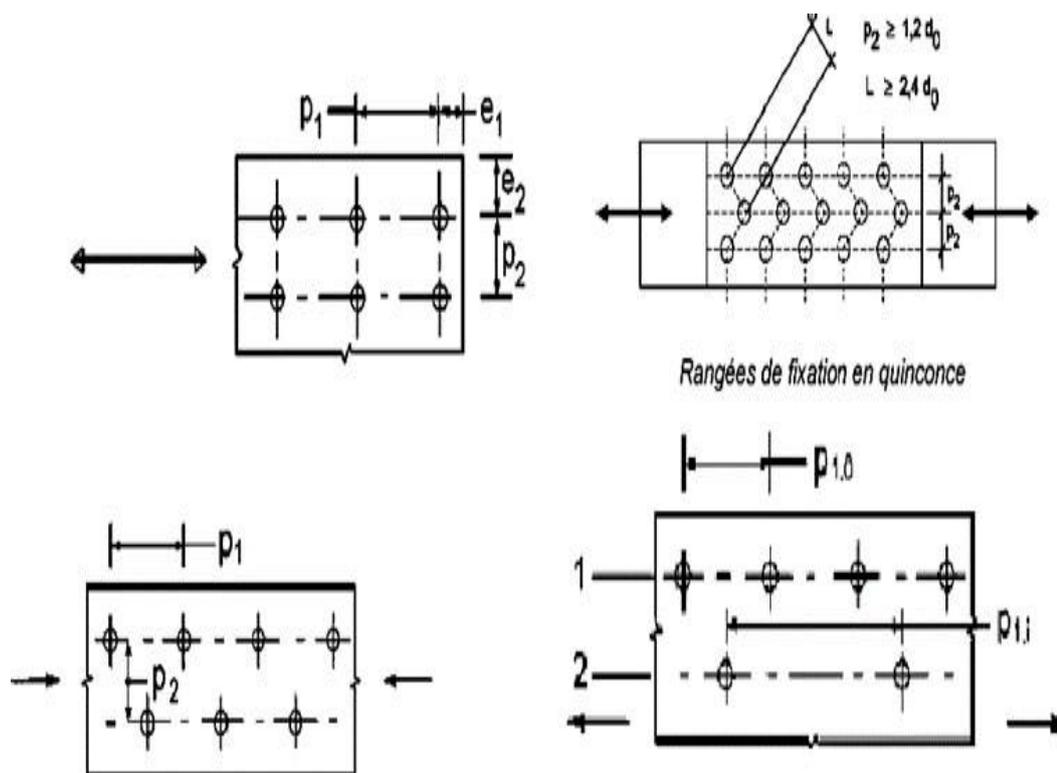
²⁾ Il convient de calculer la résistance au voilement local de la plaque comprimée entre les fixations conformément à l'EN 1993-1-1 en utilisant 0,6 p₁ comme longueur de flambement. Il est inutile de vérifier le voilement local entre les fixations si p₁/t est inférieur à 9ε. Il convient que la pince transversale n'excède pas les exigences concernant le voilement local pour un élément en console dans les barres comprimées, voir l'EN 1993-1-1. La pince longitudinale n'est pas affectée par cette exigence.

³⁾ t est l'épaisseur de la pièce attachée extérieure la plus mince.

⁴⁾ Les limites dimensionnelles des trous oblongs sont données en 2.8, Normes de Référence : Groupe 7

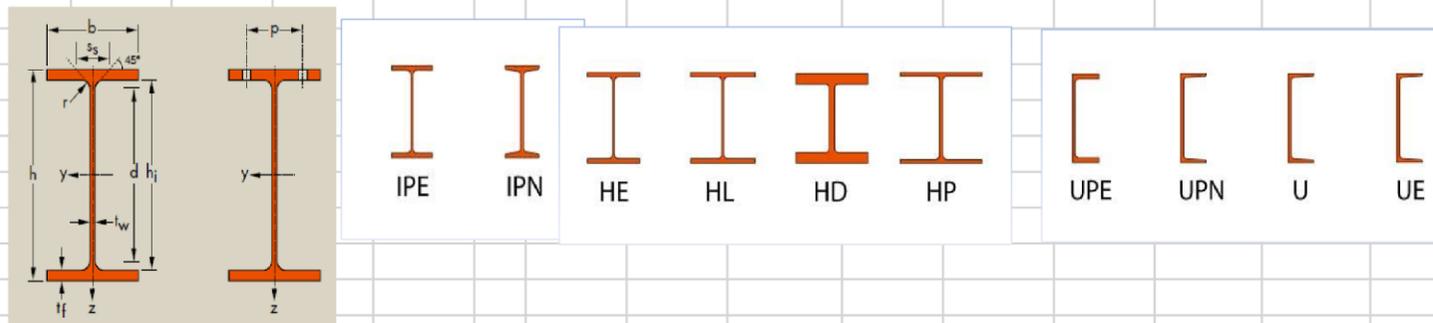
⁵⁾ Pour les rangées de fixations en quinconce, un écartement minimum entre rangées p₂ = 1,2d₀ peut être utilisé, à condition que la distance minimum, L, entre deux fixations quelconques soit supérieure ou égale à 2.4d₀, voir Figure 3.1b).

ANNEXE 8



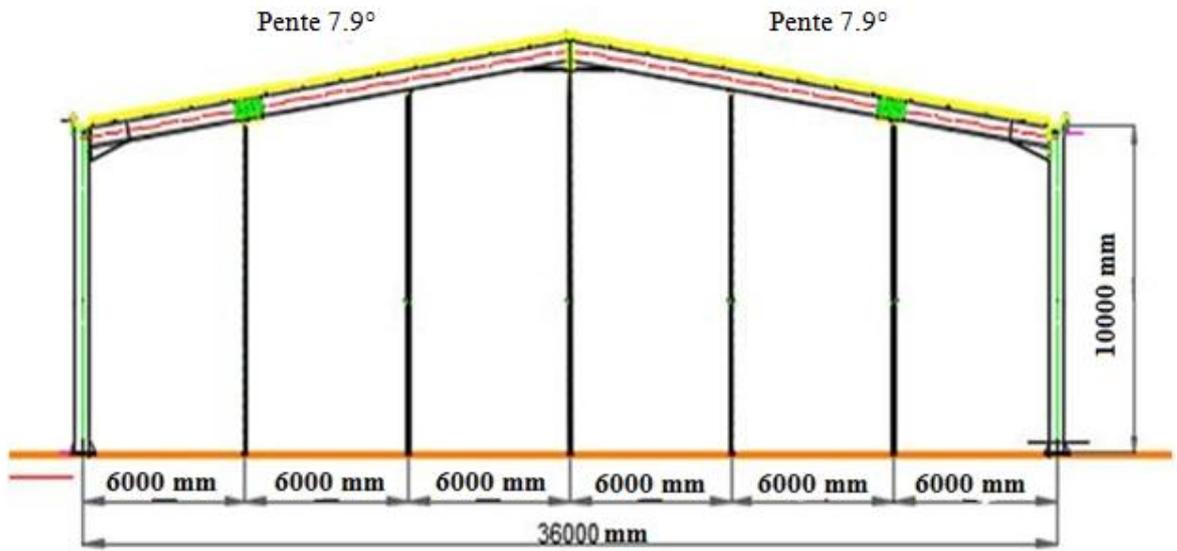
Rangées de fixation en quinconce

ANNEXE 9

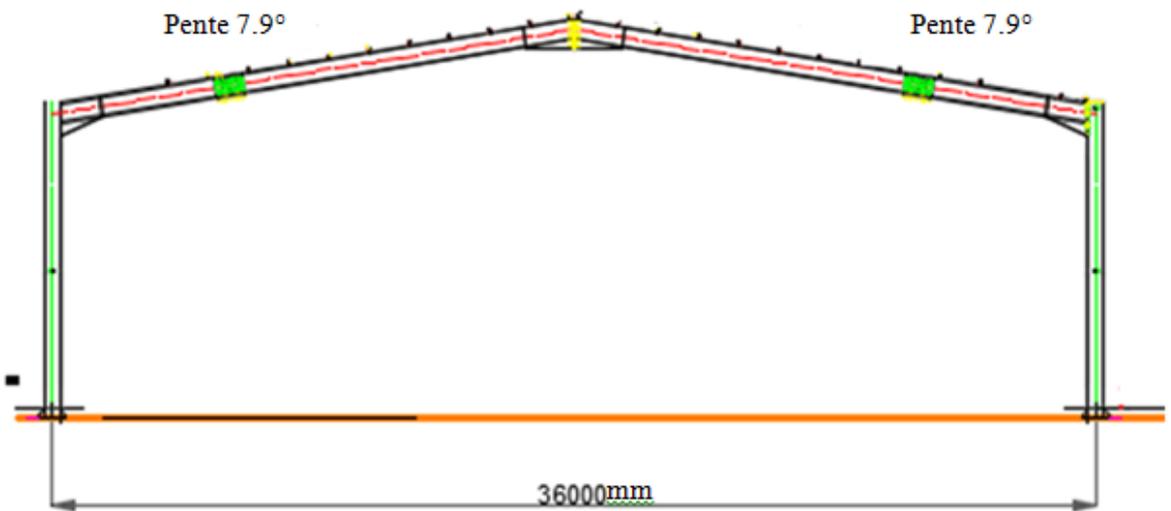


Type de profilé	Masse G (kg/ml)	Dimensions					Aire S (cm ²)	Inertie Iy (cm ⁴)	Modules de flexion		Rayon de giration iy (cm)	Inertie Iz (cm ⁴)	Modules de flexion		Rayon de giration iz (cm)	Aire de cisaillement	
		h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)			Wely (cm ³)	Wply (cm ³)			Welz (cm ³)	Wplz (cm ³)		Ayz (cm ²)	Azy (cm ²)
IPE 80	6	80	46	3,8	5,2	5	7,64	80,14	20,03	23,22	3,24	8,48	3,69	5,82	1,05	3,58	4,784
IPE 100	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,3	171	34,2	39,41	4,07	15,92	5,79	9,15	1,24	5,08	6,27
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,2	317,8	52,96	60,73	4,9	27,67	8,65	13,58	1,45	6,31	8,064
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,4	541,2	77,32	88,34	5,74	44,92	12,31	19,25	1,65	7,64	10,074
IPE 160	15,8	160	82	5	7,4	9	20,1	869,3	108,7	123,9	6,58	68,31	16,66	26,1	1,84	9,66	12,136
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8	9	23,9	1317	146,3	166,4	7,42	100,9	22,16	34,6	2,05	11,25	14,56
IPE200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,5	1943	194,3	220,6	8,26	142,4	28,47	44,61	2,24	14	17
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	33,4	2772	252	285,4	9,11	204,9	37,25	58,11	2,48	15,88	20,24
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	39,12	3892	324,3	366,6	9,97	283,6	47,27	73,92	2,69	19,14	23,52
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15	45,94	5790	428,9	484	11,23	419,9	62,2	96,95	3,02	22,14	27,54
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15	53,81	8356	557,1	628,4	12,46	603,8	80,5	125,2	3,35	25,68	32,1
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18	62,61	11770	713,1	804,3	13,71	788,1	98,52	153,7	3,55	30,81	36,8
IPE 360	57,1	360	170	8	12,7	18	72,73	16270	903,6	1019	14,95	1043	122,8	191,1	3,79	35,14	43,18
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21	84,46	23130	1156	1307	16,55	1318	146,4	229	3,95	42,69	48,6
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21	98,82	33740	1500	1702	18,48	1676	176,4	276,4	4,12	50,85	55,48
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16	21	115,5	48200	1928	2194	20,43	2142	214,2	335,9	4,31	59,87	64
IPE 550	106	550	210	11,1	17,2	24	134,4	67120	2441	2787	22,35	2668	254,1	400,5	4,45	72,34	72,24
IPE 600	122	600	220	12	19	24	156	92080	3069	3512	24,3	3387	307,9	485,6	4,66	83,78	83,6

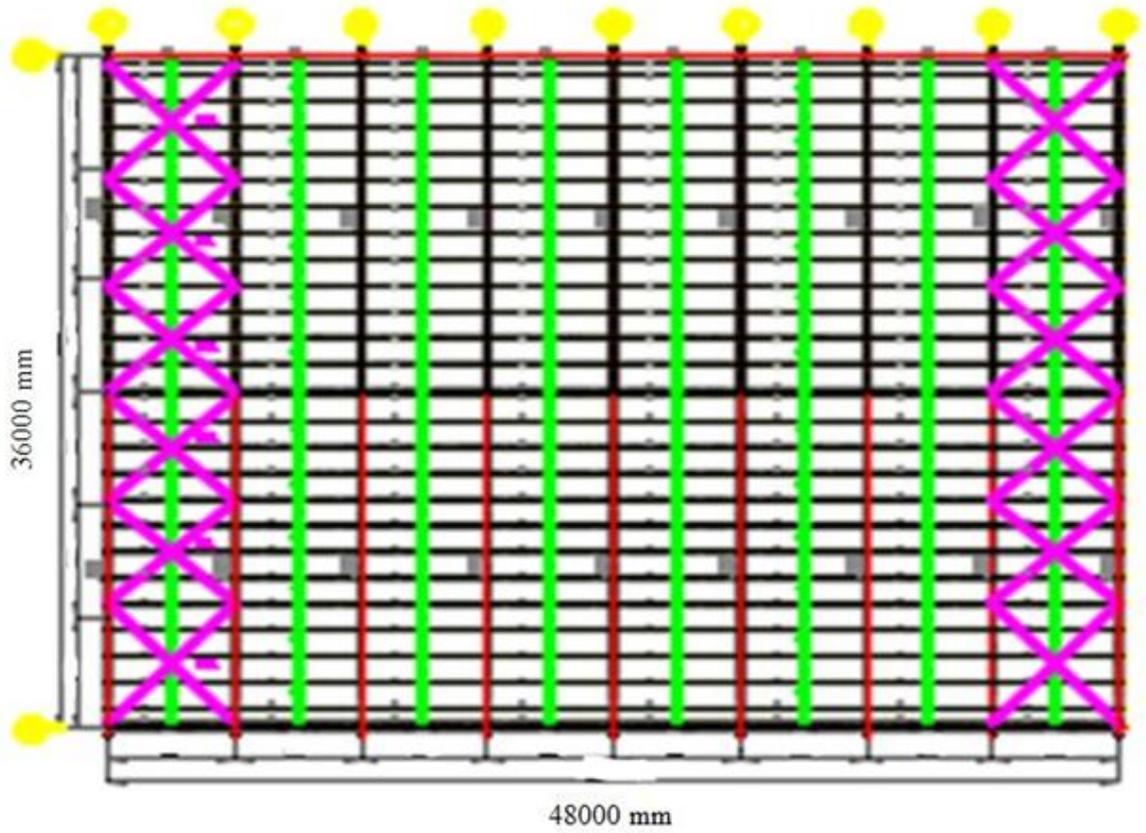
Type de profilé	Masse	Dimensions					Aire	Inertie	Modules de flexion		Rayon de giration	Inertie	Modules de flexion		Rayon de giration	Aire de cisaillement	
	<i>G</i> (kg/ml)	<i>h</i> (mm)	<i>b</i> (mm)	<i>tw</i> (mm)	<i>tf</i> (mm)	<i>r</i> (mm)	<i>S</i> (cm ²)	<i>Iy</i> (cm ⁴)	<i>Wely</i> (cm ³)	<i>Wply</i> (cm ³)	<i>iy</i> (cm)	<i>Iz</i> (cm ⁴)	<i>Welz</i> (cm ³)	<i>Wplz</i> (cm ³)	<i>iz</i> (cm)	<i>Ayz</i> (cm ²)	<i>Azy</i> (cm ²)
HEA 100	16,7	96	100	5	8	12	21,24	349,2	72,76	83,01	4,06	133,8	26,76	41,14	2,51	7,56	16
HEA 120	19,9	114	120	5	8	12	25,34	606,2	106,3	119,5	4,89	230,9	38,48	58,85	3,02	8,46	19,2
HEA 140	24,7	133	140	5,5	8,5	12	31,42	1033	155,4	173,5	5,73	389,3	55,62	84,85	3,52	10,12	23,8
HEA 160	30,4	152	160	6	9	15	38,77	1673	220,1	245,1	6,57	615,6	76,95	117,6	3,98	13,21	28,8
HEA 180	35,5	171	180	6	9,5	15	45,25	2510	293,6	324,9	7,45	924,6	102,7	156,5	4,52	14,47	34,2
HEA 200	42,3	190	200	6,5	10	16	53,83	3692	388,6	429,5	8,28	1336	133,6	203,8	4,98	18,08	40
HEA 220	50,5	210	220	7	11	18	64,34	5410	515,2	568,5	9,17	1955	177,7	270,6	5,51	20,67	48,4
HEA 240	60,3	230	240	7,5	12	21	76,84	7763	675,1	744,6	10,05	2769	230,7	351,7	6	25,18	57,6
HEA 260	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,82	10450	836,4	919,8	10,97	3668	282,1	430,2	6,5	28,76	65
HEA 280	76,4	270	280	8	13	24	97,26	13670	1013	1112	11,86	4763	340,2	518,1	7	31,74	72,8
HEA 300	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	18260	1260	1383	12,74	6310	420,6	641,2	7,49	37,28	84
HEA 320	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	22930	1479	1628	13,58	6985	465,7	709,7	7,49	41,13	93
HEA 340	105	330	300	9,5	16,5	27	133,5	27690	1678	1850	14,4	7436	495,7	755,9	7,46	44,95	99
HEA 360	112	350	300	10	17,5	27	142,8	33090	1891	2088	15,22	7887	525,8	802,3	7,43	48,96	105
HEA 400	125	390	300	11	19	27	159	45070	2311	2562	16,84	8564	570,9	872,9	7,34	57,33	114
HEA 450	140	440	300	11,5	21	27	178	63720	2896	3216	18,92	9465	631	965,5	7,29	65,78	126
HEA 500	155	490	300	12	23	27	197,5	86970	3550	3949	20,98	10370	691,1	1059	7,24	74,72	138
HEA 550	166	540	300	12,5	24	27	211,8	111900	4146	4622	22,99	10820	721,3	1107	7,15	83,72	144
HEA 600	178	590	300	13	25	27	226,5	141200	4787	5350	24,97	11270	751,4	1156	7,05	93,21	150
HEA 650	190	640	300	13,5	26	27	241,6	175200	5474	6136	26,93	11720	781,6	1205	6,97	103,2	156
HEA 700	204	690	300	14,5	27	27	260,5	215300	6241	7032	28,75	12180	811,9	1257	6,84	117	162
HEA 800	224	790	300	15	28	30	285,8	303400	7682	8699	32,58	12640	842,6	1312	6,65	138,8	168
HEA 900	252	890	300	16	30	30	320,5	422100	9485	10810	36,29	13550	903,2	1414	6,5	163,3	180
HEA1000	272	990	300	16,5	31	30	346,8	553800	11190	12820	39,96	14000	933,6	1470	6,35	184,6	186



Portique de rive



Portique intermédiaire



Vue en plan (Toiture)

LONG-PAN

