



Dédicace

À l'âme de ma mère ; que dieu la garde dans son paradis ; à mon père en témoignage de ma reconnaissance pour leur amour, leur affection ainsi que les sacrifices qu'ils ont consentis pour mon éducation et ma formation

À mes frères et mes sœurs pour leur soutien

A toute ma petite famille

À

Vous tous

Je dédie ce modeste travail



Remerciements

Au terme de ce Travail de Fin d'Etudes, je souhaite adresser tous mes remerciements aux personnes qui m'ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de ce projet.

Tout d'abord, je tiens à remercier **M. NIAZI**, Professeur à l'Ecole HASSANIA des Travaux Publics, pour m'avoir encadré dans ce modeste travail et de m'avoir consacré une partie de son temps malgré ses diverses préoccupations.

Mme.KATRAR, Directrice de BTPCONCEPT, pour m'avoir accueilli au sein de son bureau.

je témoigne ma profonde gratitude à **Mlle. Fatimezzahra EL KHATTARI** ; ingénieur à la NORVEC, de m'avoir apporté son aide pour le bon aboutissement de ce travail.

Je tiens à remercier aussi les ingenieurs : **M. Abd Essamad BliHa et Rajab ISSOUANI** ; pour leurs remarques et leur soutien.

Je tiens à remercier aussi tous les membres du jury pour leur bienveillance à vouloir évaluer ce modeste travail.

Je tiens finalement à remercier profondément et chaleureusement ma famille pour leur aide et leur soutien, sans oublier mes amis et toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réussite de ce Travail.



Résumé

Le présent travail consiste à faire le dimensionnement de la structure d'un hangar métallique conçu pour faire l'entretien des avions.

Ce mémoire comporte un ensemble de chapitres dont les grandes lignes sont les suivantes :

Une partie qui concerne le calcul des effets du vent sur la structure conformément à la réglementation de NV65.

Ensuite une partie qui traite le dimensionnement de l'ossature secondaire à savoir les pannes ; les lisses et les potelets selon les règles CM66.

Un chapitre qui détaille le contreventement suivi d'un calcul du portique avec une étude de variante concernant la poutre treillis.

Par la suite une partie qui détaille le calcul des assemblages et des fondations.



Table des matières

Résumé	Erreur ! Signet non défini.
Table des matières	3
Listes de figures:	7
Liste des tableaux :	9
Introduction :	1
Chapitre 1 : Généralités sur la conception :	Erreur ! Signet non défini.
1.1 Systèmes porteurs de l'usine:	Erreur ! Signet non défini.
1.1.1 Les poteaux:	Erreur ! Signet non défini.
1.1.2 Les poutres :	Erreur ! Signet non défini.
1.2 Les éléments secondaires de l'usine :	3
1.2.1 Les pannes :	7
1.2.2 Les contreventements :	9
1.2.3 La couverture :	1
1.2.4 Les lisses :	Erreur ! Signet non défini.
1.2.5 Le bardage :	Erreur ! Signet non défini.
1.2.6 Les assemblages	Erreur ! Signet non défini.
1.2.6.1 Boulonnage	Erreur ! Signet non défini.
1.2.6.2 Soudure	Erreur ! Signet non défini.
1.2.6.3 Rivetage	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre2 : Description, conception du projet et définition des charges :	19
2.1 Aperçu sur l'usine :	Erreur ! Signet non défini.
2.2 La structure porteuse :	Erreur ! Signet non défini.
2.2.1 Les poutres :	Erreur ! Signet non défini.
2.2.2 Les poteaux :	Erreur ! Signet non défini.
2.3 Les éléments secondaires :	Erreur ! Signet non défini.
2.3.1 La pente :	Erreur ! Signet non défini.
2.3.2 L'étanchéité et l'isolation :	Erreur ! Signet non défini.
2.3.3 Le type de couverture :	Erreur ! Signet non défini.
2.3.4 Les pannes :	Erreur ! Signet non défini.
2.3.5 Le contreventement:	
2.4 Actions et charges de calcul :	Erreur ! Signet non défini.
2.4.1 Charge permanentes :	Erreur ! Signet non défini.
2.4.2 Charges d'exploitation :	Erreur ! Signet non défini.
2.4.3 Charges accidentelles :	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre 3: Calcul au vent.....	Erreur ! Signet non défini.
3.1 Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
3.2 Données :	Erreur ! Signet non défini.
3.3 Détermination des charges du vent :	Erreur ! Signet non défini.
3.3.1 Pression dynamique de base :	Erreur ! Signet non défini.
3.3.2 Facteurs de modification de la pression dynamique	Erreur ! Signet non défini.
3.3.2.1 Effet de la hauteur :	Erreur ! Signet non défini.
3.3.2.2 Effet du site :	Erreur ! Signet non défini.
3.3.2.3 Effet du masque :	Erreur ! Signet non défini.
3.3.2.4 Effet de dimension :	Erreur ! Signet non défini.
3.3.3 Actions extérieures et intérieures du vent:	Erreur ! Signet non défini.
3.3.3.1 Rapport de dimension λ :	Erreur ! Signet non défini.



3.3.3.2 Le coefficient γ_0 :	Erreur ! Signet non défini.
3.3.3.3 les coefficients C_e :	Erreur ! Signet non défini.
3.3.3.4 Les coefficients C_i :	Erreur ! Signet non défini.
3.3.4 Les actions résultantes :	31
3.4 Majoration dynamique :	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre 4 : Calcul des pannes :	37
4.1 Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
4.2 Hypothèses de calcul :	Erreur ! Signet non défini.
4.3 Principe de calcul :	Erreur ! Signet non défini.
4.4 Combinaisons de charges :	Erreur ! Signet non défini.
4.5 Evaluation des charges :	Erreur ! Signet non défini.
4.5.1 Charges permanente :	40
4.5.2 Surcharge :	Erreur ! Signet non défini.
4.5.3 Effet de vent :	Erreur ! Signet non défini.
4.6 Calcul des pannes :	Erreur ! Signet non défini.
4.6.1 Vérification de la résistance :	Erreur ! Signet non défini.
4.6.2 Vérification de la flèche :	Erreur ! Signet non défini.
4.6.2 Vérification au déversement :	Erreur ! Signet non défini.
4.6.2.1 Membrure supérieure :	Erreur ! Signet non défini.
4.6.2.2 Membrure inférieure :	Erreur ! Signet non défini.
4.7 Calcul des liernes :	Erreur ! Signet non défini.
4.8 Conclusion :	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre 5 : Calcul des lisses sur pignon et long pan ,calcul des potelets :	47
5.1 Les lisses du long pan :	Erreur ! Signet non défini.
5.1.1 Calcul en flexion horizontale:	Erreur ! Signet non défini.
5.1.2 Calcul en flexion verticale :	Erreur ! Signet non défini.
5.1.3 Vérification des contraintes :	Erreur ! Signet non défini.
5.1.4 Vérification au déversement:	Erreur ! Signet non défini.
5.1.5 Calcul des suspentes:	Erreur ! Signet non défini.
5.2 Calcul des lisses sur pignon :	Erreur ! Signet non défini.
5.2.1 Calcul en flexion horizontale:	Erreur ! Signet non défini.
5.2.2 Calcul en flexion verticale :	Erreur ! Signet non défini.
5.2.3 Vérification des contraintes :	Erreur ! Signet non défini.
5.2.4 Vérification au déversement:	Erreur ! Signet non défini.
5.3 Calcul des potelets sur pignon :	Erreur ! Signet non défini.
5.3.1 Principe de dimensionnement :	Erreur ! Signet non défini.
5.3.2 Calcul des charges et surcharges :	Erreur ! Signet non défini.
5.3.3 Vérification des contraintes :	Erreur ! Signet non défini.
5.3.4 Vérification au déversement:	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre 6: Contreventement: :	Erreur ! Signet non défini.
6.1 Calcul de la poutre au vent en pignon: :	Erreur ! Signet non défini.
6.1.1 Calcul des forces en tête des potelets :	Erreur ! Signet non défini.
6.1.2 Dimensionnement de la panne sablière :	Erreur ! Signet non défini.
6.1.3 Dimensionnement des diagonales :	Erreur ! Signet non défini.
6.2 Dimensionnement du palée de stabilité :	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre 7: Calcul des portiques :	Erreur ! Signet non défini.
7.1 Généralités: :	Erreur ! Signet non défini.
7.1.1 Ossature principale :	65
7.1.2 Schéma statique :	65



7.1.3 Spécificités du portique courant du projet :.....	Erreur ! Signet non défini.
7.2 Calcul des portiques :.....	66
7.2.1 Rappel de dimensions :.....	66
7.2.2 Charges sur le portique :.....	66
7.2.2.1 charges permanentes :.....	66
7.2.2.2 charges variables.....	66
7.2.3 Effet du vent :.....	66
7.2.4 Effet du séisme :.....	66
7.2.5 Effet de température.....	66
7.2.6 Combinaisons de charges :.....	66
7.3 Généralités sur les treillis:.....	Erreur ! Signet non défini.
7.3.1 Principe de fonctionnement :.....	Erreur ! Signet non défini.
7.3.2 Conception :.....	Erreur ! Signet non défini.
7.3.3 Dimensionnement de la poutre treillis de type HEA :.....	Erreur ! Signet non défini.
7.3.3.1 Sollicitations :.....	Erreur ! Signet non défini.
7.3.3.2 Comportement au flambement :.....	Erreur ! Signet non défini.
7.3.3.3 Métré :.....	Erreur ! Signet non défini.
7.3.4 Dimensionnement de la poutre treillis de type Tubulaire:.....	Erreur ! Signet non défini.
7.3.4.1 Sollicitations :.....	Erreur ! Signet non défini.
7.3.4.2 Comportement au flambement :.....	Erreur ! Signet non défini.
7.3.4.3 Sécurité structurale :.....	Erreur ! Signet non défini.
7.3.4.3.1 Comportement au flambement :.....	Erreur ! Signet non défini.
7.3.4.3.2 Résistance à la torsion :.....	Erreur ! Signet non défini.
7.3.4.3.3 Résistance au déversement :.....	Erreur ! Signet non défini.
7.3.4.4 Métré:.....	Erreur ! Signet non défini.
7.3.5 Comparaison entre les deux variantes :.....	Erreur ! Signet non défini.
7.3.5.1 Contrainte économique :.....	Erreur ! Signet non défini.
7.3.6 Conclusion :.....	Erreur ! Signet non défini.
7.4 Dimensionnement des poteaux du portique :.....	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre 8: Assemblages :.....	Erreur ! Signet non défini.
8.1 Assemblage du pied de poteau encasté :.....	Erreur ! Signet non défini.
8.1.1 Surface de la platine.....	Erreur ! Signet non défini.
8.1.2 Vérification de la résistance du béton :.....	Erreur ! Signet non défini.
8.1.3 Vérification des tiges d'ancrages:.....	Erreur ! Signet non défini.
8.1.4 Vérification de la résistance de la platine :.....	Erreur ! Signet non défini.
8.2 Assemblage membrure-membrure:.....	Erreur ! Signet non défini.
8.3 Assemblage poteau-poutre treillis :.....	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre 9: Calcul des fondation :.....	Erreur ! Signet non défini.
9.1 Semelle sous poteau de rive :.....	Erreur ! Signet non défini.
9.1.1Prédimensionnement :.....	Erreur ! Signet non défini.
9.1.2 Dimensions des semelles :.....	Erreur ! Signet non défini.
9.1.3 Condition au non renversement :.....	Erreur ! Signet non défini.
9.1.4 Calcul des armatures:.....	Erreur ! Signet non défini.
Conclusion :.....	Erreur ! Signet non défini.
Annexes.....	100
<i>1 BIBLIOGRAPHIE</i>	Erreur ! Signet non défini.

**Listes de figures:**

Figure 1: exemple de hangar métallique simple	12
Figure 2: mode de fixation d'un poteau encastré	Erreur ! Signet non défini.
Figure 3: mode de fixation d'un poteau articulé	Erreur ! Signet non défini.
Figure 4: pied de poteau	38
Figure 5: panne.....	38
Figure 6: echantignole	39
Figure 7: représentation schématique des panneaux de contreventement.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 8: boulon en cisaillement simple.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 9: boulon en traction.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 10: type de soudure.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 11: vue 3D du projet.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 12: stabilisation des éléments par contreventement	Erreur ! Signet non défini.
Figure 13: zonage sismique du maroc	Erreur ! Signet non défini.
Figure 14: facteur d'amplification dynamique.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 15: dimensions du hangar	Erreur ! Signet non défini.
Figure 16: valeurs du coefficient γ_0	Erreur ! Signet non défini.
Figure 17: valeurs de C_e	Erreur ! Signet non défini.
Figure 18: coefficient d'amortissement	Erreur ! Signet non défini.
Figure 19: emplacement des pannes sur versant.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 20: panne.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 21 : composantes des charges appliquées sur panne	Erreur ! Signet non défini.
Figure 22: chargement des pannes et emplacement des liernes.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 23: fixation panne-couverture	Erreur ! Signet non défini.
Figure 24: disposition des liernes.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 25: disposition des lisses.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 26: disposition des suspentes	Erreur ! Signet non défini.
Figure 27: disposition des potelets et des lisses pignon	Erreur ! Signet non défini.
Figure 28: la poutre au vent	Erreur ! Signet non défini.
Figure 29: surface d'influence des potelets	Erreur ! Signet non défini.
Figure 30: force d'entraînement.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 31: cheminement des efforts dans la poutre au vent	58
Figure 32: palet de stabilité	59
Figure 33: efforts dans le palet de stabilité	60
Figure 34: les différents schémas statiques.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 35: cheminement des efforts dans la poutre treillis.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 36: diagramme de moment fléchissant sur portique HEA.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 37: effort tranchant dans le portique HEA.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 38: diagramme de moment fléchissant sur portique TCAR	Erreur ! Signet non défini.
Figure 39: effort tranchant dans le portique TCAR	Erreur ! Signet non défini.
Figure 40: section et emplacement du poteau de rive HEB550 renforcé.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 41: Pied de poteau	Erreur ! Signet non défini.
Figure 42: effort de traction dans les tiges et contrainte maximale du béton.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 43: dimensions de la tige d'ancrage	85
Figure 44: lignes de pliage de la platine	Erreur ! Signet non défini.



Figure 45: assemblage par boulons**Erreur ! Signet non défini.**
Figure 46: assemblage par soudure**Erreur ! Signet non défini.**
Figure 47: Assemblage poteau _treillis**Erreur ! Signet non défini.**
erugiF48 : dimensions de fondation**Erreur ! Signet non défini.**



Liste des tableaux :

Table 1: ductilité et classe de bâtiments	Erreur ! Signet non défini.
Table 2: facteur de comportement k	Erreur ! Signet non défini.
Table 3: Pression dynamique de base par région au Maroc	31
Table 4: : Coefficient du site	31
Table 5: les actions extérieures Ce	Erreur ! Signet non défini.
Table 6: les actions intérieurs Ci	Erreur ! Signet non défini.
Table 7: <i>Effort de traction dans les suspentes</i>	Erreur ! Signet non défini.
Table 8: efforts dans les têtes de potelets	Erreur ! Signet non défini.
Table 9: métré de la variante 1	Erreur ! Signet non défini.
Table 10: <i>métré de la variante 2</i>	Erreur ! Signet non défini.
Table 11: coût total de chaque variante	Erreur ! Signet non défini.
Table 12: dimensions de la semelle	Erreur ! Signet non défini.



Introduction :

Grâce à ses avantages, la charpente métallique est un mode de construction de tout premier ordre, qui est de plus en plus répandu dans le monde entier, surtout pour les grands projets industriels et commerciaux tels que les grandes usines, les hangars à stockages et les super marchés.

Vu ses facilités de réalisation qu'elle offre pour tous les aspects esthétiques ainsi que les délais d'exécution qui sont sensiblement moindres par rapport aux constructions en béton armé. Mais l'avantage le plus déterminant qui favorise la construction métallique par rapport aux autres techniques c'est qu'elle permet de franchir de grandes portées du fait de la grande résistance de l'acier à la traction.

L'utilisation du matériau acier s'est imposée d'abord par ses qualités de résistance, ses avantages esthétiques, mais également parce qu'il permet l'édification des ossatures dont les sections exiguës occupaient moins de place que les autres matériaux employés jusqu'alors. Du coup, l'ensemble de la charpente métallique acquiert un aspect de légèreté, tout en permettant de donner aux pièces porteuses des portées inusitées.

Cette importance croissante que revêt la charpente métallique a été toujours impulsée et soutenue par un travail de recherche et de normalisation sur l'acier, et a abouti à une meilleure maîtrise du calcul et de l'exécution.

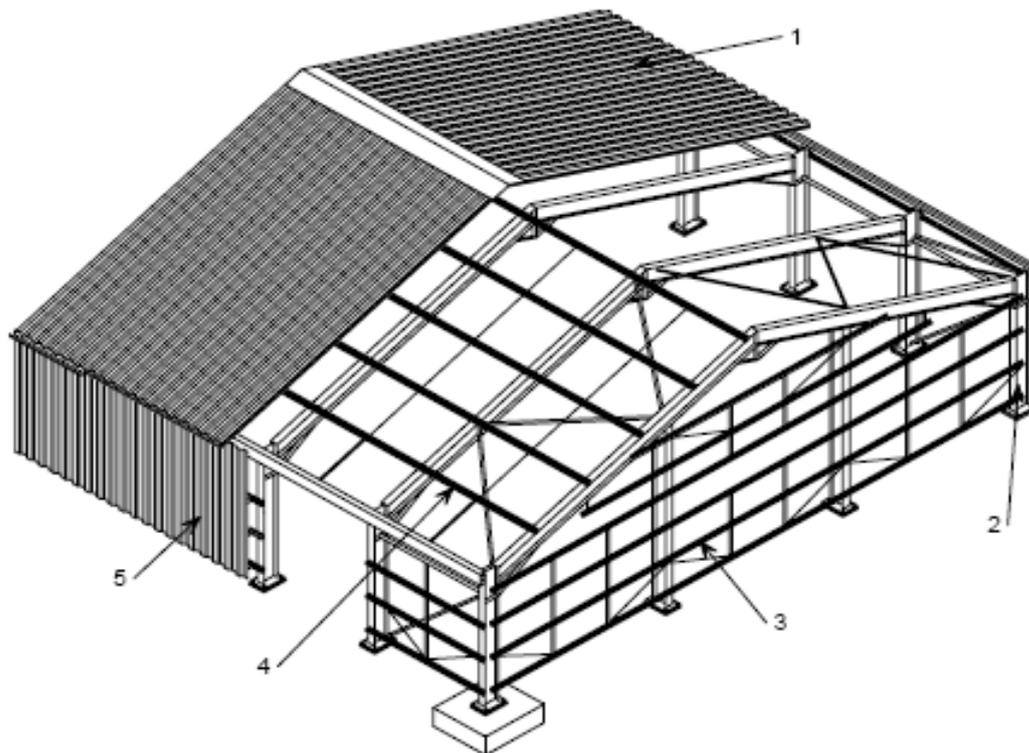
Conscients de grand intérêt que présente ce matériau, on a entrepris ce travail de fin d'étude sur un sujet qui traite le dimensionnement d'un hangar qui présente certaines particularités ; notamment sa grande portée au pignon qui atteint 80m.



Chapitre 1 : Généralités sur la conception :



La conception de la structure porteuse d'une halle ou d'un bâtiment est basée sur son utilisation prévue, soit essentiellement ses caractéristiques de résistance (pour assurer une sécurité structurale suffisante) et de déformabilité (pour garantir une bonne aptitude au service). Les facteurs liés à l'économie de la construction et à l'impact de l'environnement doivent être pris en compte.



Légende

- | | |
|--------------------------------------|------------|
| 1. Couverture de la toiture en acier | 4. Pannes |
| 2. Ossature principale en acier | 5. Bardage |
| 3. Lisses | |

Figure 1: Exemple de hangar métallique simple

1.1 Systèmes porteurs de l'usine :

1.1.1 Les poteaux :

Les éléments de toiture reportent au sol les charges verticales (Poids propre, charges climatiques sur la toiture, équipements suspendus...) par l'intermédiaire de poteaux, sollicités principalement en compression simple, mais éventuellement en flexion composée sous l'effet de charges horizontales (vent, séisme..) Ces poteaux doivent, dans tous les cas, présenter une raideur transversale procurant la résistance au flambement, à moins d'être maintenus par des entretoisements horizontaux, par



exemple en façades. Ces conditions expliquent le choix usuel de sections ayant un rayon de giration important suivant chacune des directions principales d'inertie : profilés I, H, profils creux.

Les bases de poteaux ou de montants de portiques sont fixées sur leurs fondations de deux manières :

- ▶ à encastrement (figure 2) :
 - par platines épaisses (figure 2a) ;
 - à goussets (figure 2b) ;
 - à sommier (figure 2c).

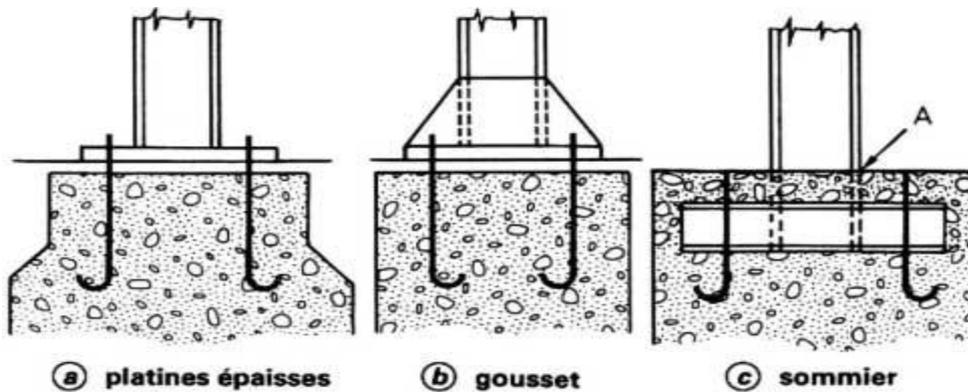


Figure 2 : Modes de fixation d'un poteau encastéré

- ▶ à articulation :
 - à platine mince, pour des poteaux faiblement chargés ; dans cette solution les boulons de scellement sont placés dans l'axe du poteau ;
 - à « grain » en acier mi-dur ;
 - à plaques d'élastomère.

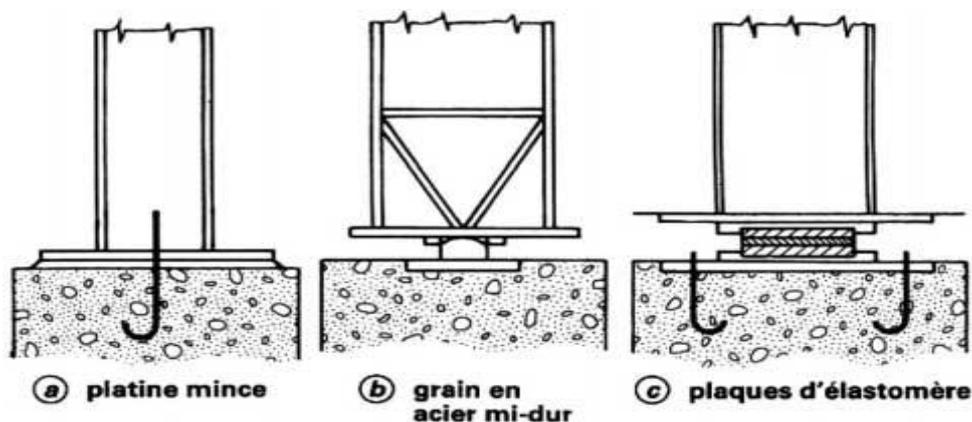
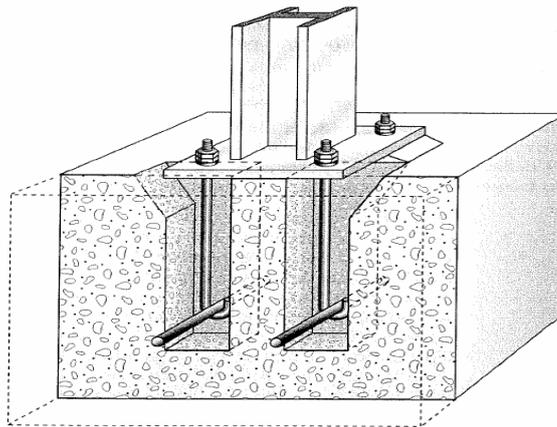


Figure 3: Modes de fixation d'un poteau articulé



Pied de poteau :

La charge de compression peut être transmise au béton de fondation par une simple platine soudée à l'extrémité inférieure du poteau pour bien répartir les pressions sur le béton. Les platines doivent être suffisamment épaisses ou comportent des raidisseurs. Et pour absorber également les efforts de soulèvement on utilise des boulons d'ancrage noyés dans le béton de fondation.



poteau

Figure 4: Pied de

1.1.2 Les poutres :

Les poutres sont des éléments la plupart du temps horizontaux qui doivent reprendre essentiellement des efforts de flexion. Leur section doit, par conséquent, présenter une inertie adaptée dans le sens de la flexion et donc une certaine hauteur. On parle non seulement de poutre, mais aussi de panne, de traverse, de poutre au vent, de console...

Leur conception technologique est variable, en fonction notamment :

- De leur portée,
- Du schéma statique retenu de la structure (qui dépend de la nature du sol, de l'existence ou non de ponts roulants, des équipements secondaires, etc...)
- Des pratiques ou des systèmes de fabrication des constructeurs.

Les poutres peuvent être constituées :

- Soit de profils à âme plein, IPE, HEA...
- Soit des poutres en treillis
- Soit de profils à inertie variable, reconstituées soudés PRS

1.2 Les éléments secondaires de l'usine :

1.2.1 Les pannes :



La fonction première des pannes de toiture est d'assurer le transfert des actions appliquées à la couverture d'un bâtiment à sa structure principale. Les pannes sont des constituants importants de la structure secondaire du bâtiment.

D'une façon générale le choix s'opère entre les pannes en poutrelles laminées à chaud, le plus souvent IPE, et les pannes minces formées à froid, alors que les pannes-treillis n'étant que plus rarement utilisées.

La liaison panne / structure principale peut être réalisée :

- Soit par boulonnage direct de la semelle inférieure de la panne sur la semelle supérieure de la poutre principale (traverse de portique en général) :

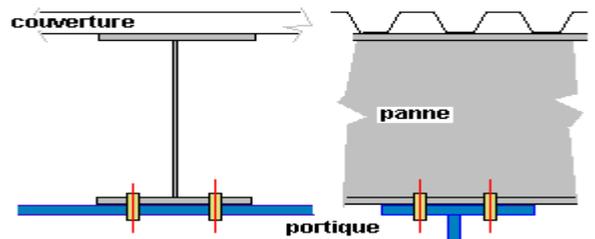


Figure 5: Panne

- Soit par l'intermédiaire d'une échantignolle, simple ou double :

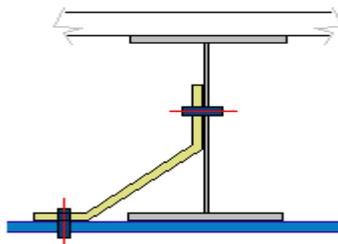


Figure 6: Echantignolle

1.2.2 Les contreventements :

Assurer la stabilité d'une structure spatiale consiste à la rendre stable suivant au moins trois plans, dans deux directions non parallèles et suivant ses plans horizontaux. On cherche à faire transiter les efforts par des plans rigides pour les faire cheminer jusqu'aux appuis.

On distingue quatre types de contreventement : en façades (long pan (A) et pignon (C)) et en toiture (longitudinal (B) et transversal (D)), représentés sur la figure ci-dessous. La rigidité en cisaillement est conférée à un panneau par rigidifiassions des nœuds de l'ossature pour créer un cadre portique (4), par un diaphragme en tôle d'acier (3), par un remplissage pour créer un voile en béton armé (2) ou par triangulation pour créer un contreventement en treillis (1).

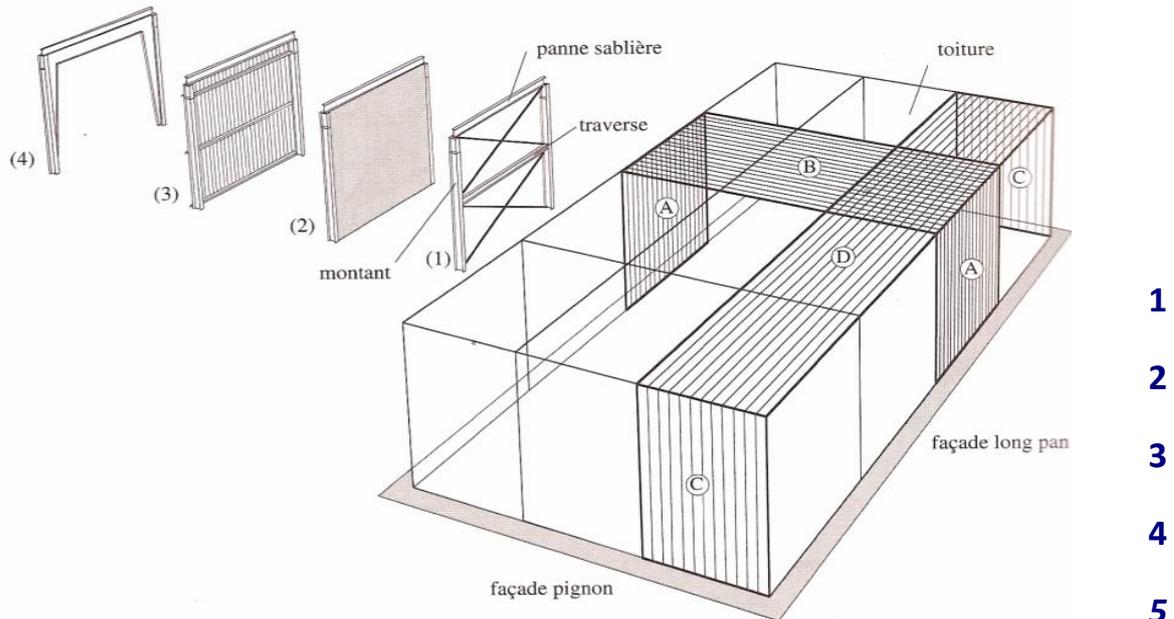


Figure 7: Représentation schématique des panneaux de contreventement

1.2.3 La couverture :

La couverture est l'ensemble des matériaux étanches supportés par une charpente métallique.

L'acier est très fréquemment utilisé pour les couvertures des bâtiments. Il peut servir de support d'étanchéité aux toitures plates ou à faibles pentes, permettant un net gain de poids par rapport à une dalle en béton armé.

Les couvertures équipant la grande majorité des bâtiments métalliques sont de deux types :

- les couvertures en plaques ondulées.
- les couvertures en bacs acier nervurés.

1.2.4 Les lisses :

Les lisses sont des poutres fléchies essentiellement selon leur axe fort sous l'effet du vent et selon leur axe faible sous l'effet du poids de la façade. Elles sont en général continues en prenant appui sur les montants de cadre.

Les lisses présentent les fonctions suivantes :

- elles lient les montants de cadre entre eux et avec le contreventement longitudinal de façade et assurent la stabilité des cadres hors leur plan en réduisant la longueur de flambage des montants ;
- elles transmettent au contreventement longitudinal de façade une partie des efforts dus au vent agissant sur le pignon.



- certaines d'entre elles constituent des barres du contreventement longitudinal de façade.

1.2.5 Le bardage :

On distingue deux types de bardage :

Bardage simple peau : il s'agit d'une simple paroi en tôle, composée de plaques profilées ou ondulées, en acier ou en aluminium, dont les nervures peuvent être disposées verticalement, obliquement ou horizontalement.

Bardage double peau : une telle façade est composée de deux parements en tôle profilée, généralement de grande longueur, disposés de part et d'autre d'un matériau isolant.

1.2.6 Les assemblages :

La construction métallique utilise des moyens d'assemblage traditionnels en mécanique et chaudronnerie : boulonnage, soudage, rivetage. La fonction principale de ces assemblages est ici la transmission d'efforts souvent importants, généralement statiques, mais quelquefois dynamiques (effets de chocs, vibrations, etc.) qui nécessitent des précautions spéciales.

1.2.6.1 Boulonnage :

Le boulon est une pièce composée d'un corps cylindrique et d'une tête hexagonale (boulon à tête six pans) ou tronconique (boulon à tête fraisée). Il travaille soit en traction, soit au cisaillement.

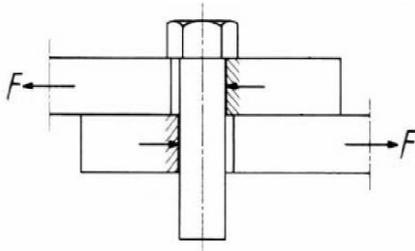


Figure 8: boulon en cisaillement simple

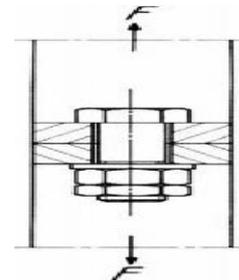


Figure 9: boulon en traction

1.2.6.2 Soudure :

Le soudage consiste à fondre l'acier localement avec ou sans apport de métal (toujours de l'acier) de manière à reconstituer une continuité de la matière aussi parfaite que possible.

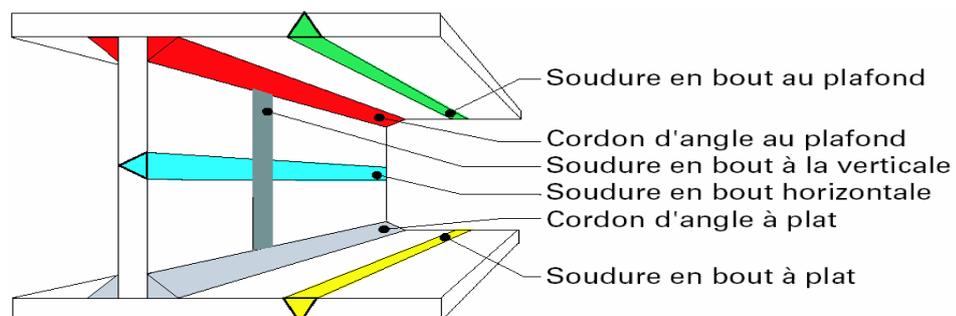


Figure 10: Types de soudure



1.2.6.3 Rivetage :

Un rivet se présente comme un gros clou à une tête. Il doit être préalablement chauffé au rouge, puis posé à chaud. Le rivet se contracte en se refroidissant ce qui assure ainsi une force de serrage et un assemblage par frottement des deux pièces entre elles. Il est complètement abandonné aujourd'hui pour les assemblages sur les chantiers sauf dans les cas de rénovation de bâtiments anciens.

1.2.6.4 Collage :

Le collage de pièces métalliques ne s'emploie en pratique que pour des pièces d'enveloppe où les contraintes mécaniques à prendre en compte sont faibles (par exemple raccord d'angle pour un bardage).



Chapitre2 : Description, conception du projet et définition des charges :



2.1 Aperçu sur l'usine :

Le projet consiste à faire le dimensionnement d'un hangar en charpente métallique destiné essentiellement à faire l'entretien des avions dans la region de nouasser.

la surface global du hangar s'étale sur 4800 m² et ses différentes caractéristiques géométriques sont montrées sur l'apérçu suivant:

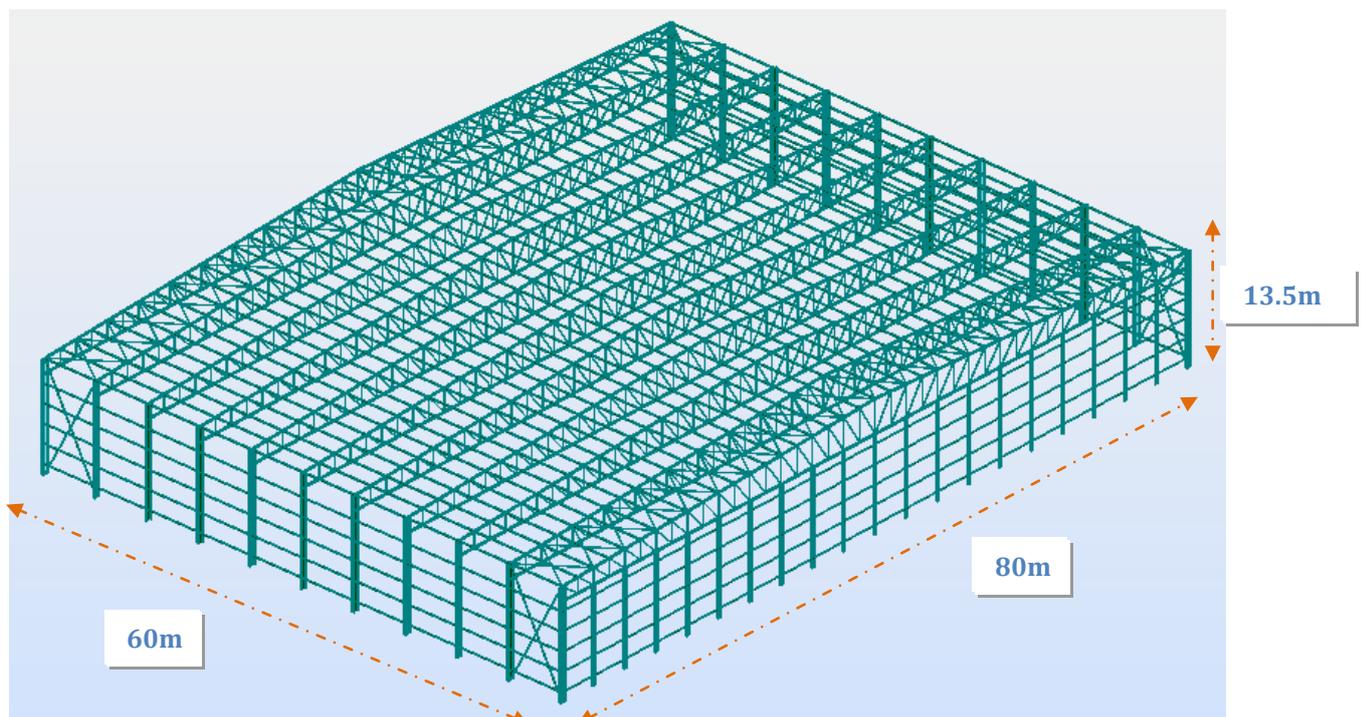


Figure 11: vue 3D du projet

2.2 La structure porteuse :

L'optimisation au niveau du nombre des points porteurs est une question qui se pose toujours au moment de la conception du projet. Le maître d'ouvrage voudrait bien avoir une grande surface libre d'exploitation ; c'est pour cela qu'il convient de limiter le plus possible le nombre de poteaux ; surtout pour le cas de ce projet ; où sa particularité ;écartera d'office l'implantation de poteaux centraux.

2.2.1 Les poutres :

Face à la grande portée du pignon qui atteint les 80 m ;on aura recours aux poutres treillis. On développera par la suite une etude technico-commerciale entre de type de poutre treillis ; le premier sera constitué par des membrures inferieures et superieures en profilet HEA et le deuxieme par des tubes carrées.



Pour les deux variantes on optera pour des profils tubulaires au niveau des montants et des diagonales.

2.2.2 Les poteaux :

Pour notre structure, les poteaux ont une hauteur de 11.50 m. On a songé à réaliser les poteaux par des profilés laminés en HEA renforcés par des platines.

Dans ce projet, nous avons retenu une liaison d'encastrement pour le pied de poteaux dans le sens du plan du portique. En effet, cet encastrement interdit tout mouvement de translation ou de rotation dans le plan du portique au point d'appui. Une liaison par encastrement rend solidaire les éléments et est capable de reprendre un important moment de flexion en plus des efforts verticaux et horizontaux.

2.3 Les éléments secondaires :

2.3.1 La pente :

Le versant est incliné d'un angle de 2.86°. En effet, ce procédé est léger pour les structures, économique pour les terrasses non accessibles et la mise en œuvre est facile avec des moyens de levage réduits.

2.3.2 L'étanchéité et l'isolation :

La probabilité de fuites vers l'intérieur est d'autant plus grande que la pente de la couverture est faible. Par conséquent, une couche d'étanchéité auto protégée est nécessaire pour protéger notre structure de toute dégradation dans le temps.

Une isolation thermique est prévue pour freiner le flux de chaleur à travers l'enveloppe de l'usine.

2.3.3 Le type de couverture :

Il s'agit de bacs nervurés, en acier galvanisé. Leur grande rapidité de pose, leur faible poids et leur capacité de portance (charge minimale de 100 Kg/m²) en font un mode de couverture particulièrement adapté à notre structure.

2.3.4 Les pannes :

Les pannes, de portée de 6 m, sont des profilés (IPE), et sont posées à entraxe de 2 m.

2.3.5 Le contreventement :

La stabilité transversale est assurée par une série de portiques transversaux. Et pour faire face aux efforts du vent transversaux, il est indispensable d'envisager des poutres au vent de long pan dans le versant. Ces dernières permettent de rigidifier la couverture et de répartir les pressions de vent exercées sur les longs pans et les efforts d'entraînement du vent sur la couverture de manière équilibrée sur l'ensemble de portiques transversaux.



le contreventement de façade constitué essentiellement de palés de stabilité ; citués aussi sur les memes travées d'extrémité ; travaille à canaliser les efforts vers les fondations des poteaux de rives.

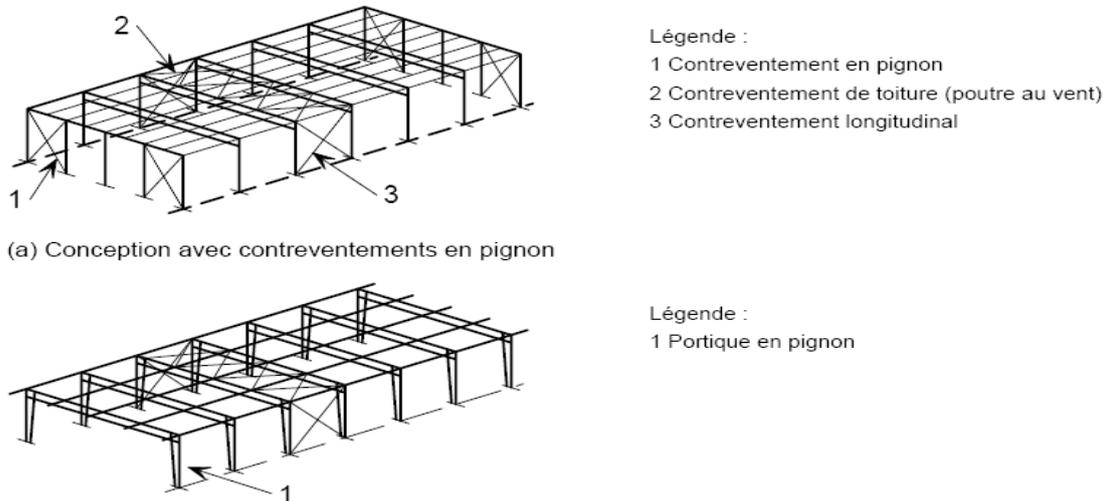


Figure 12: Stabilisation des éléments porteurs par contreventement

2.4 Actions et charges de calcul

2.4.1 Charges permanentes

Elles comprennent le poids propre de la structure, le poids des planchers, le poids des parois intérieures, le poids des façades, le poids de la couverture, de l'étanchéité...

Pour notre cas :

Le poids propre de la couverture pour : les versants.....13kg /m²

Le poids propre des éléments de la structure (Pannes, contreventement, cadres porteurs...), sera évalué à la base des calculs de dimensionnement et de vérification

2.4.2 Charges d'exploitation

La poussière15kg/

2.4.3 Charges accidentelles : Le séisme

La stabilité d'ensemble sous séisme est assurée par : d'une part le contreventement (les palées de stabilités) , d'autre part (dans le sens du long pan) les portiques.

Ennouasser se situe dans la zone 2 du règlement RPS2000.

La figure suivante représente la carte de zonage sismique marocaine :

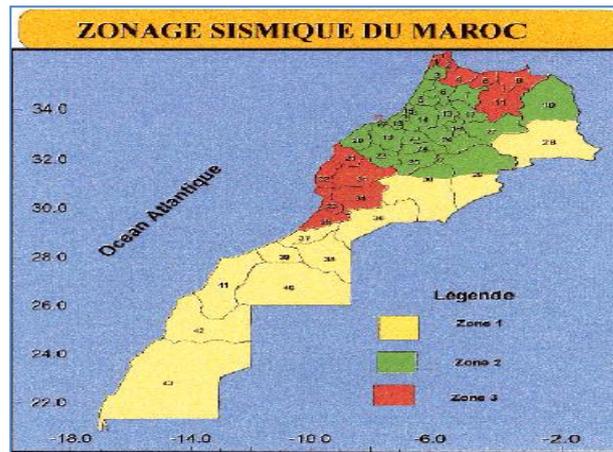


Figure 13: Zonage sismique du Maroc

La zone 2, qui nous concerne, est caractérisée par les facteurs suivants :

- Coefficient d'accélération $A = 0.08 \text{ g}$
- Coefficient de priorité : $I = 1$, la classe du bâtiment étant la classe 2.
- Coefficient de site : le sol étant du type calcarénite ($e=2,3 < 15\text{m}$) donc $S = 1$.
- Facteur d'amplification : (D)

Le facteur d'amplification dynamique est donné par le spectre de dimensionnement déduit des spectres élastiques normalisés et calé à un palier horizontal pour les faibles périodes. Le facteur d'amplification dynamique est fonction de :

- ◆ L'amortissement qui est égal à 3% dans notre cas.
- ◆ La catégorie du site : S1 ; S2 ou S3. Dans notre cas $S = 1$.
- ◆ La période fondamentale de la structure : T .

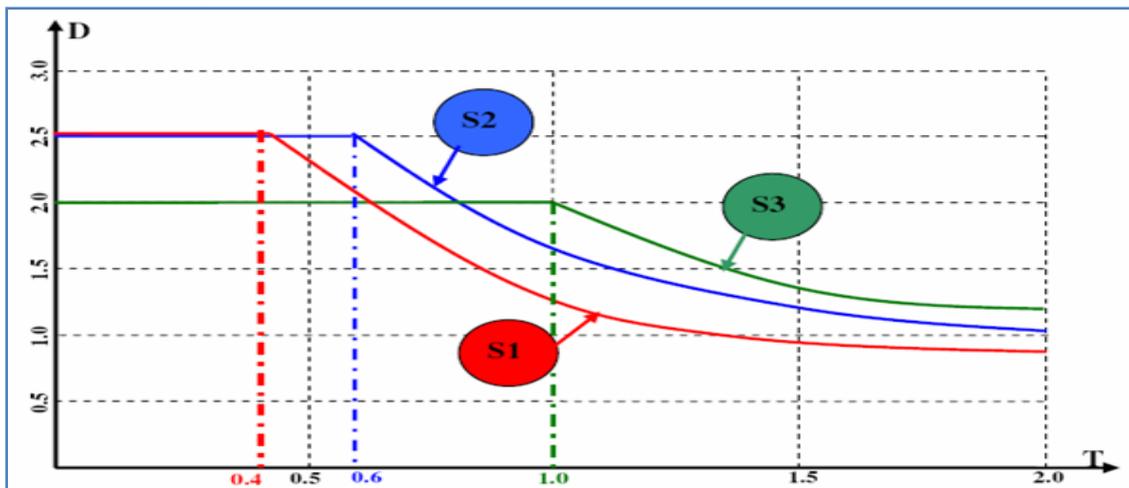


Figure 14: Facteur d'amplification dynamique

- Facteur de comportement : (k)

Le facteur de comportement est fonction de :



- ◆ Système de contreventement.
- ◆ Niveau de ductilité.

Exigences et niveaux requis de ductilité :

Le système structural de tout bâtiment conçu pour résister aux efforts sismiques doit présenter une ductilité suffisante au cours du séisme. Trois niveaux de ductilité sont définis selon le comportement requis de la structure. Chaque niveau traduit la capacité de la structure à dissiper l'énergie provenant du séisme.

 Structures peu ductiles (niveau 1 de ductilité : ND1)

Ce niveau de ductilité correspond aux structures dont la réponse sismique doit évoluer essentiellement dans le domaine élastique et pour lesquelles le Règlement n'exige pas de prescriptions spéciales.

 Structures à ductilité moyenne (niveau 2 de ductilité : ND 2)

Ce niveau est relié aux structures pour lesquelles on adopte des dispositions spécifiques leur permettant de travailler dans le domaine inélastique au cours du mouvement sismique avec une protection raisonnable contre toute rupture prématurée.

 Structures de grande ductilité (niveau 3 de ductilité : ND3)

Ces structures sont appelées à avoir une grande capacité de dissipation d'énergie. Un certain nombre de prescriptions et dispositions technique est exigé afin de minimiser la probabilité de rupture prématurée et de détérioration de résistance.

Ductilité et classes des structures :

Le tableau suivant illustre le niveau de ductilité requis pour les deux classes de structures en fonction de l'intensité du séisme.

Tableau 1: Ductilité et classe de bâtiments

classe de bâtiment	$A_{max} \leq 0,1g$	$0,1 < A_{max} \leq 0,2g$	$0,2g < A_{max}$
classe I	ND1	ND2	ND3
Classe II		ND1	ND2

Le facteur de comportement traduit le rapport de l'effort dans un comportement élastique et l'effort pour un même déplacement dans le domaine plastique.

Tableau 2: Facteur de comportement k

système de contreventement	ND1	ND2	ND3
Portiques	2	3.5	5
Portiques et voiles	2	3	4
Voiles	1.4	2.1	2.8

Ainsi nous ne concluons que $k = 2$



Chapitre3 : Calcul au vent



3.1 Introduction :

Dans les constructions métalliques, on est appelé à tenir compte de l'action du vent qui peut engendrer des effets non négligeables et qui peut être dans pas mal de cas : la plus prépondérante. Ces actions sont des valeurs caractéristiques calculées à partir de valeurs de référence de vitesse ou de la pression dynamique.

Elles sont exercées normalement à la surface et dépendent de plusieurs paramètres à savoir :

- La vitesse du vent
- La catégorie de la construction et ses proportions d'ensemble
- L'emplacement de l'élément considéré dans la construction et son orientation par rapport à la direction du vent
- Les dimensions de l'élément considéré
- La forme de la paroi (plan ou courbe) à laquelle appartient l'élément.

Le calcul du vent sera fait en suivant les règles NV65, qui définissent les effets de la neige et du vent sur les constructions. D'après l'article R-III-1,15, l'action élémentaire exercée par le vent sur une des faces d'un élément de paroi est donnée par l'expression :

$$W_n = q_{10} \times K_m \times K_s \times K_h \times \delta \times (C_e - C_i) \times \beta$$

Où :

- q_{10} pression dynamique de base à 10 m
- K_h est un coefficient correcteur dû à la hauteur au dessus du sol.
- K_s est un coefficient qui tient compte de la nature du site où se trouve la construction considérée.
- K_m est le coefficient de masque.
- δ est un coefficient de réduction des pressions dynamiques, en fonction de la plus grande dimension de la surface offerte au vent.
- C_e et C_i sont les coefficients de pression extérieure et intérieure {
- β Coefficient de majoration dynamique



3.2 Données :

Les caractéristiques géométriques du hangar se présente comme suite :

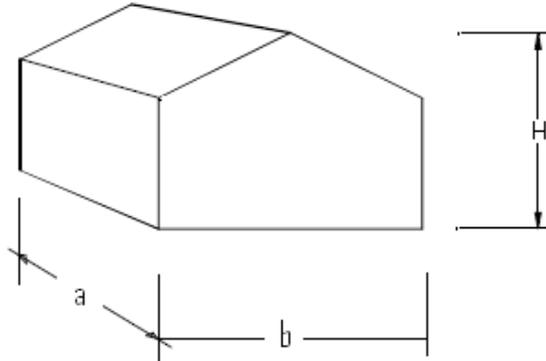
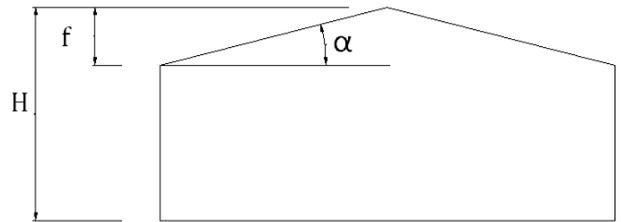


Figure 15: dimensions du hangar



La hauteur du bâtiment, différence de niveau entre le sol et la crête de toiture : $H = 13.5 \text{ m}$.

La dimension du hangar selon le long pan

$$a = 60 \text{ m}.$$

La dimension du hangar selon le pignon

$$b = 80 \text{ m}.$$

La flèche de la toiture

$$f = 2 \text{ m}.$$

L'angle entre le plan de la toiture et l'horizontale

$$\alpha = 2,86^\circ.$$

3.3 Détermination des charges du vent :

3.3.1 Pression dynamique de base :

Par convention, les pressions dynamiques de base normale et extrême sont celles qui s'exercent à une hauteur de 10m au-dessus du sol, pour un site normal, sans effet de masque sur un élément dont la plus grande dimension est de 0,50m. Ces valeurs sont fonction de la vitesse du vent et varient avec les régions, comme montré dans le tableau suivant :

Région	I	II	III	IV
Charge normale (daN/m ²)	53.5	68	135	-
Charge extrême (daN/m ²)	93.5	119	236	-

Tableau 3: Pression dynamique de base par région au Maroc

Le hangar en question sera construit dans la zone de Nouasser, qui se situe dans la région I. Les pressions dynamiques de base sont alors :

- Pression de base normale. $q_{10} = 53,5 \text{ daN/m}^2$
- Pression de base extrême. $q_{10} = 93.5 \text{ daN/m}^2$



Il est à noter que le rapport de la pression dynamique extrême à la pression dynamique normale est égal à 1,75 (NV 65 ; R-III-1,22).

3.3.2 Facteurs de modification de la pression dynamique

3.3.2.1 Effet de la hauteur

La pression dynamique de base est celle régnant à 10m au dessus du sol, notée q_{10} . La variation de la pression dynamique en fonction de la hauteur d'une construction est donnée par la formule suivante :

$$K_h = 2.5 \times \frac{H + 18}{H + 60}$$

La hauteur du hangar étant égale à 13.5 m donc : $K_h = 1,071$

On remarque que la variation est faible et n'affecte que la hauteur supérieure à 10m c'est-à-dire les 3.5 m.

3.3.2.2 Effet du site :

Selon la nature du site d'implantation de la construction (protégé, normal ou exposé), il convient de majorer ou de minorer la pression dynamique. Généralement un site protégé est moins infecté qu'un site exposé.

Les valeurs du coefficient du site sont données dans le tableau suivant:

Region	IV	III	II	I
Site protégé	-	0.8	0.8	0.8
Site normal	1	1	1	1
Site exposé	1.2	1.25	1.3	1.35

Tableau 4: Coefficient du site

Pour notre hangar il se situe dans un site exposé dans la région I

D'où: $K_s = 1,35$

3.3.2.3 Effet du masque :

Lorsque la construction est masquée partiellement ou totalement par d'autres constructions adjacentes ayant une grande probabilité de durée, la pression dynamique peut diminuer ou bien augmenter selon les cas.

Pour notre cas le hangar n'est masqué par aucune autre construction ; on prendra donc un coefficient de masque :

$$K_m = 1$$

3.3.2.4 Effet de dimension :

Pour tenir compte des dimensions de la surface offerte au vent (maître couple), on minore la pression dynamique d'un coefficient δ fonction de la hauteur de la construction et de la plus grande



dimension de l'élément que l'on veut calculer (panne, lisse, potelet...). Les valeurs de δ sont données par la figure R-III-2 des règles NV 65. On évitera de prendre un δ constant pour tous les éléments de la structure ; il conviendra mieux de chercher le δ de chaque élément d'une manière indépendante.

3.3.3 Actions extérieures et intérieures du vent:

3.3.3.1 Rapport de dimension λ

Le calcul du coefficient c_e , tout comme celui de c_i , dépend des dimensions de la construction par l'intermédiaire d'un coefficient γ_0 obtenu par la figure R-III-5 des règles NV 65.

Dans notre cas, les rapports de dimensions sont les suivants:

Vent normal au pignon : $\lambda_a = \frac{H}{a} = 0,168 < 1$

Vent normal au long-pan : $\lambda_b = \frac{H}{b} = 0,225 < 0,5$

3.3.3.2 Le coefficient γ_0 :

Le coefficient γ_0 est donné en fonction des rapports de dimensions selon l'abaque ci-dessous :

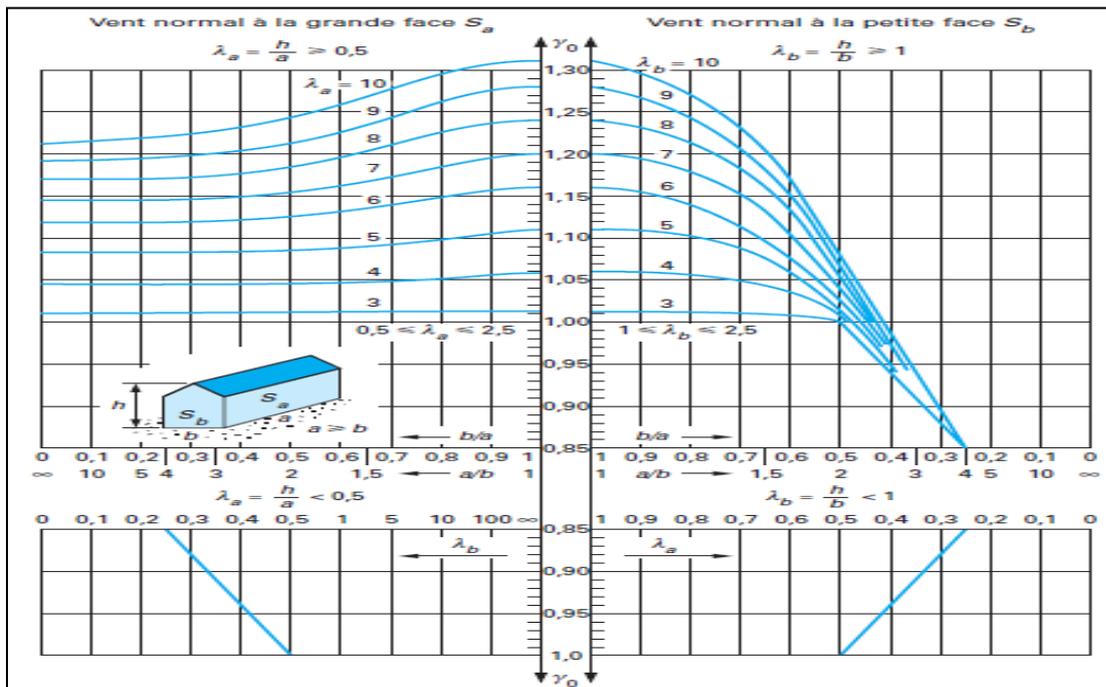


Figure 166: Valeurs du coefficient γ_0

- Pour les deux cas du vent on prend un $\gamma_0 = 0.85$

3.3.3.3 les coefficients C_e :

a/ Éléments de façades :

- Vent normal au pignon
 - Face au vent : $C_e = 0.8$
 - Face sous le vent : $C_e = -(1.3\gamma_0 - 0.8) = -0.305$



- Vent normal au long pan
 - ✓ Face au vent : $C_e = 0.8$
 - ✓ Face sous le vent : $C_e = -(1.3\gamma_0 - 0.8) = -0.305$

b/ Toiture :

- Vent normal au pignon :

Pour $\alpha = 0$ et $\gamma_0 = 0.85$

On trouve $C_e = -0.28$

- Vent normal au long pan :
- Dans notre cas, $f \leq H/2$, la figure R-III-6 des règles NV 65 donne la valeur de c_e en fonction de l'angle α d'inclinaison des toitures par rapport à l'horizontale.

Etant donné que la pente $\alpha = -2,86^\circ$ on a deux cas de figures selon l'abaque précédente:

- Versant face au vent $C_e = -0.3$
- Versant sous le vent $C_e = -0.26$

Les valeurs de C_e en fonction de γ_0 sur le diagramme ci dessous

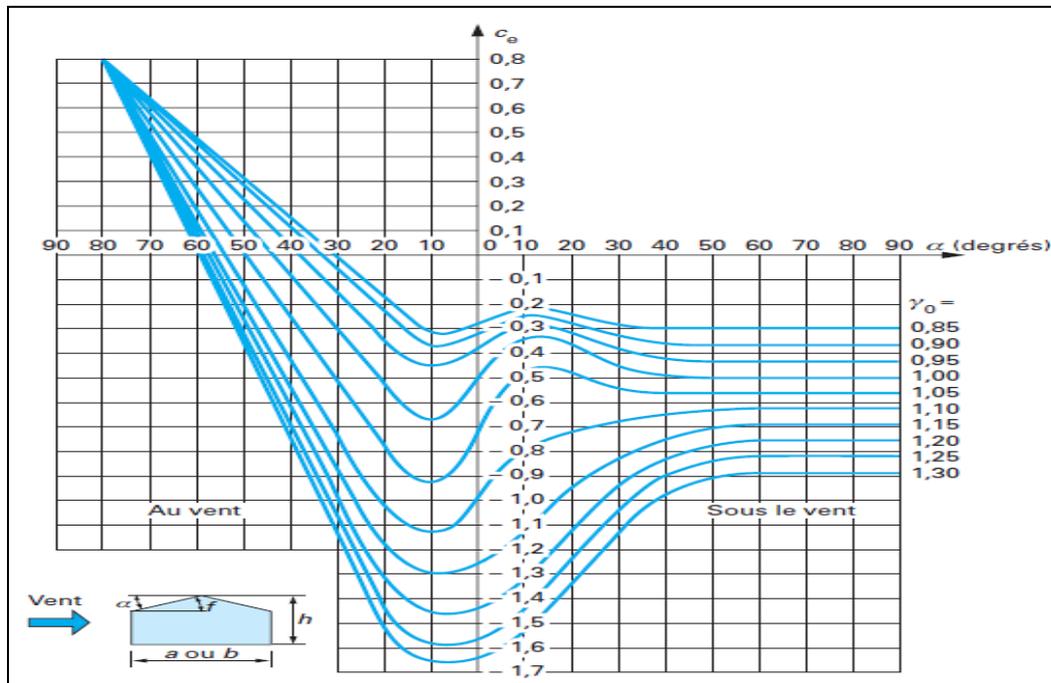


Figure 177: Valeurs de C_e

3.3.3.4 Les coefficients C_i

Le bâtiment n'étant jamais parfaitement étanche, l'action du vent crée une surpression à l'intérieur. Celle-ci s'exerce de façon homogène sur toutes les surfaces offertes. Elle s'exerce



de l'intérieur vers l'extérieur. Suivant la paroi considérée, elle s'additionne à l'action extérieure ou elle s'y oppose.

Notre hangar est considéré comme fermé, c'est à dire avec une perméabilité $\mu \leq 5\%$ ce qui donne soit :

- Une surpression telle que $C_i = 0.6 \times (1.8 - 1.3\gamma_0)$
- Une dépression telle que $C_i = -0.6 \times (1.3\gamma_0 - 0.8)$

➤ Vent normal au pignon $\gamma_0 = 0,85$:

- Surpression $C_i = 0.6 \times (1.8 - 1.3 \times 0.85)$ D'où $C_i = 0.417$
 - Dépression $C_i = -0.6 \times (1.3 \times 0.85 - 0.8)$ D'où $C_i = -0.183$
- Puisque $-0,2 \leq C_i \leq 0$ On prend $C_i = -0.2$.

➤ Vent normal au long pan : $\gamma_0 = 0,85$:

- Surpression $C_i = 0.6 \times (1.8 - 1.3 \times 0.85)$ D'où $C_i = 0.417$
 - Dépression $C_i = -0.6 \times (1.3 \times 0.85 - 0.8)$ D'où $C_i = -0.183$
- ➔ $C_i = -0.2$

On donne ci-après le récapitulatif de des différentes valeurs trouvées pour les coefficients des actions extérieures et intérieures :

Table 5: les actions extérieures C_e

		vent	
		normal au pignon	normal au long-pan
parois verticales	face au vent	0,8	0,8
	sous le vent	-0,305	-0,305
toiture	face au vent	-0,28	-0,3
	sous le vent		-0,26

Table 6: les actions intérieures C_i

	vent	
	normal au pignon	normal au long-pan
Surpression	0,417	0,417
Dépression	-0,2	-0,2

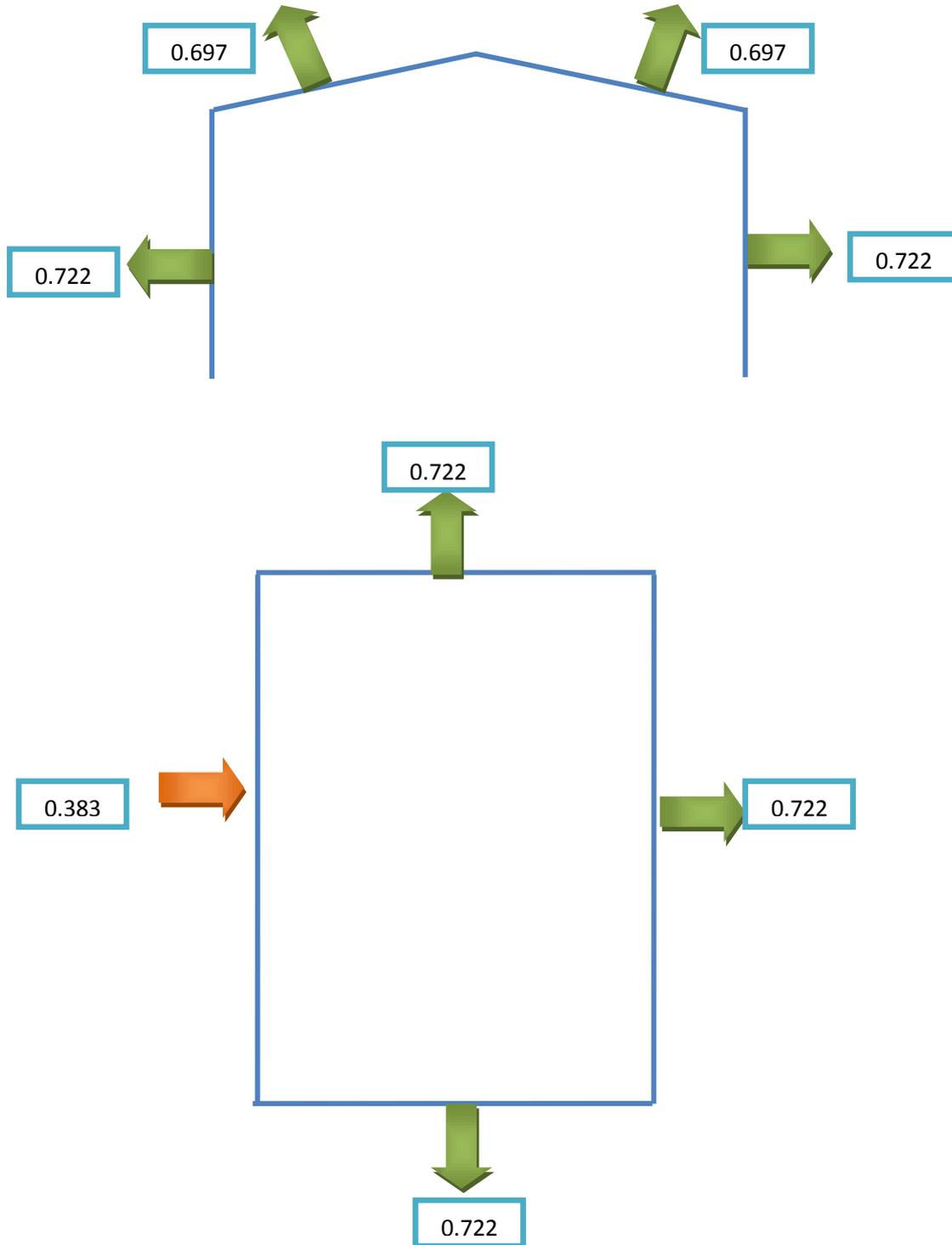
3.3.4 Les actions résultantes :

La prise en compte de l'action du vent consiste à combiner ses effets extérieurs et intérieurs sur une paroi donnée. On exprime cette action par la valeur de la différence ($C_e - C_i$) qui sera représenter par sa valeur absolue tout en indiquant le sens de l'action par des flèches .En somme



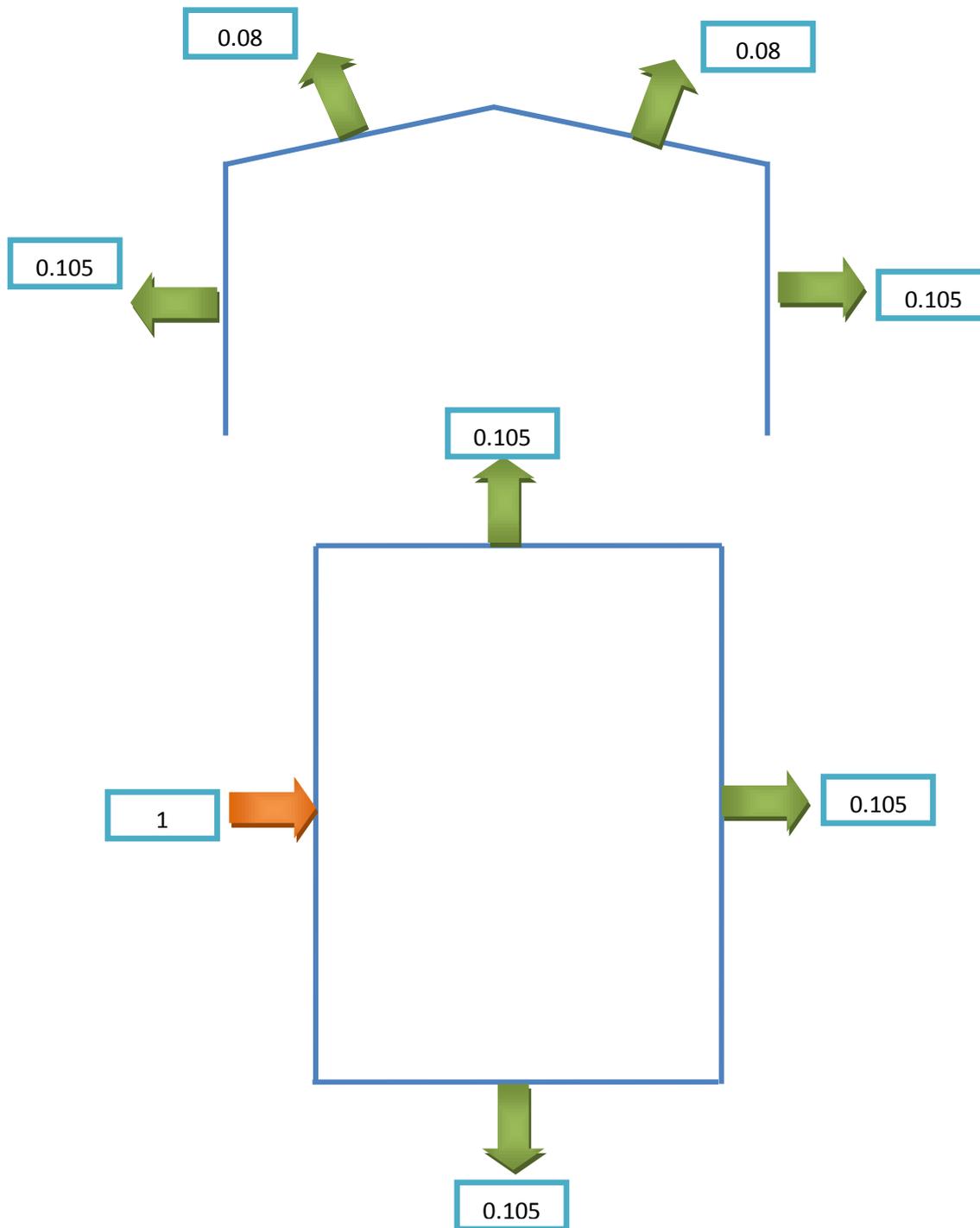
quatre cas du vent possible, selon que l'on soit en la présence d'une dépression ou une surpression à l'intérieur de la construction :

a- Vent normal au pignon avec surpression intérieure :



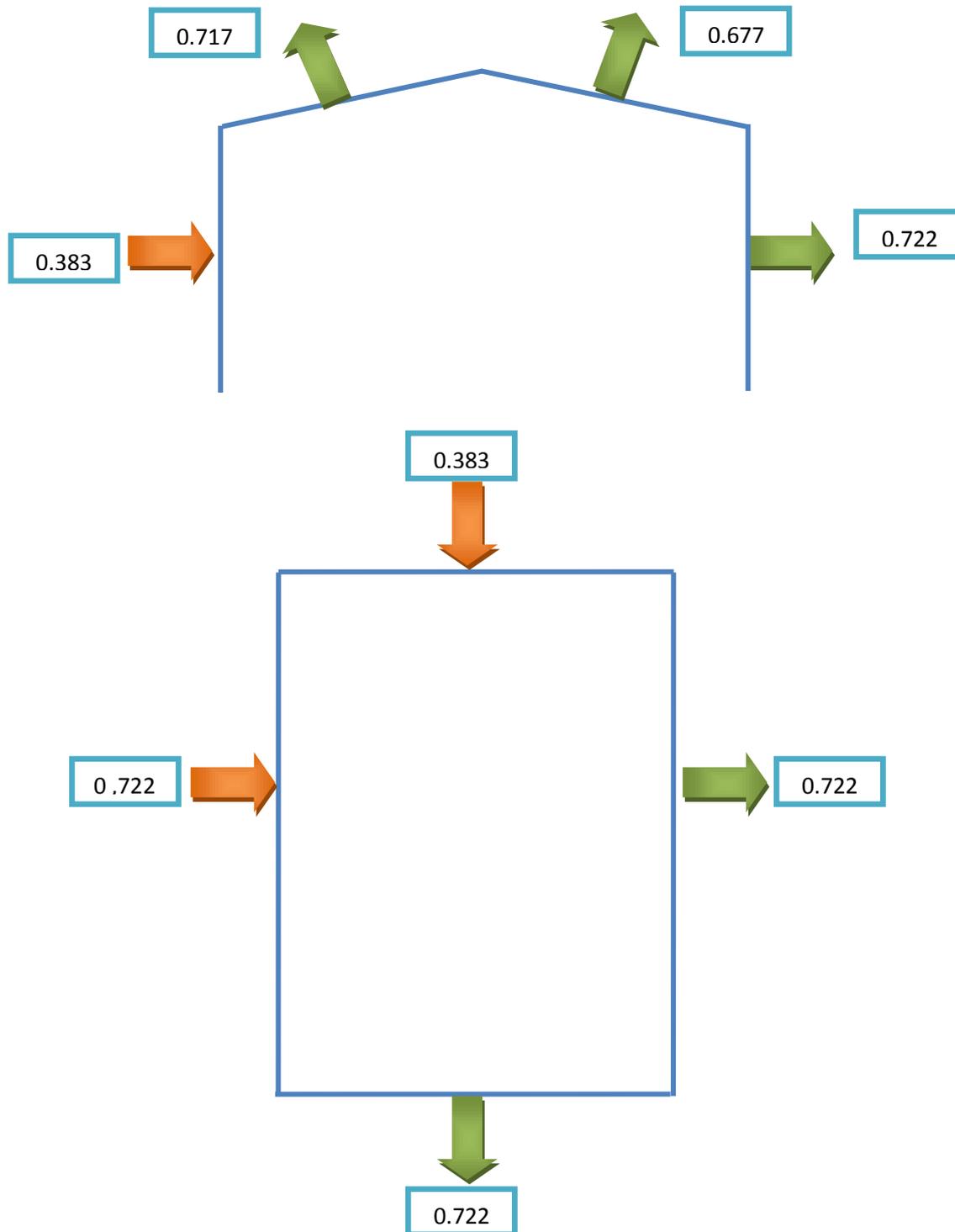


b- Vent normal au pignon avec dépression intérieure :



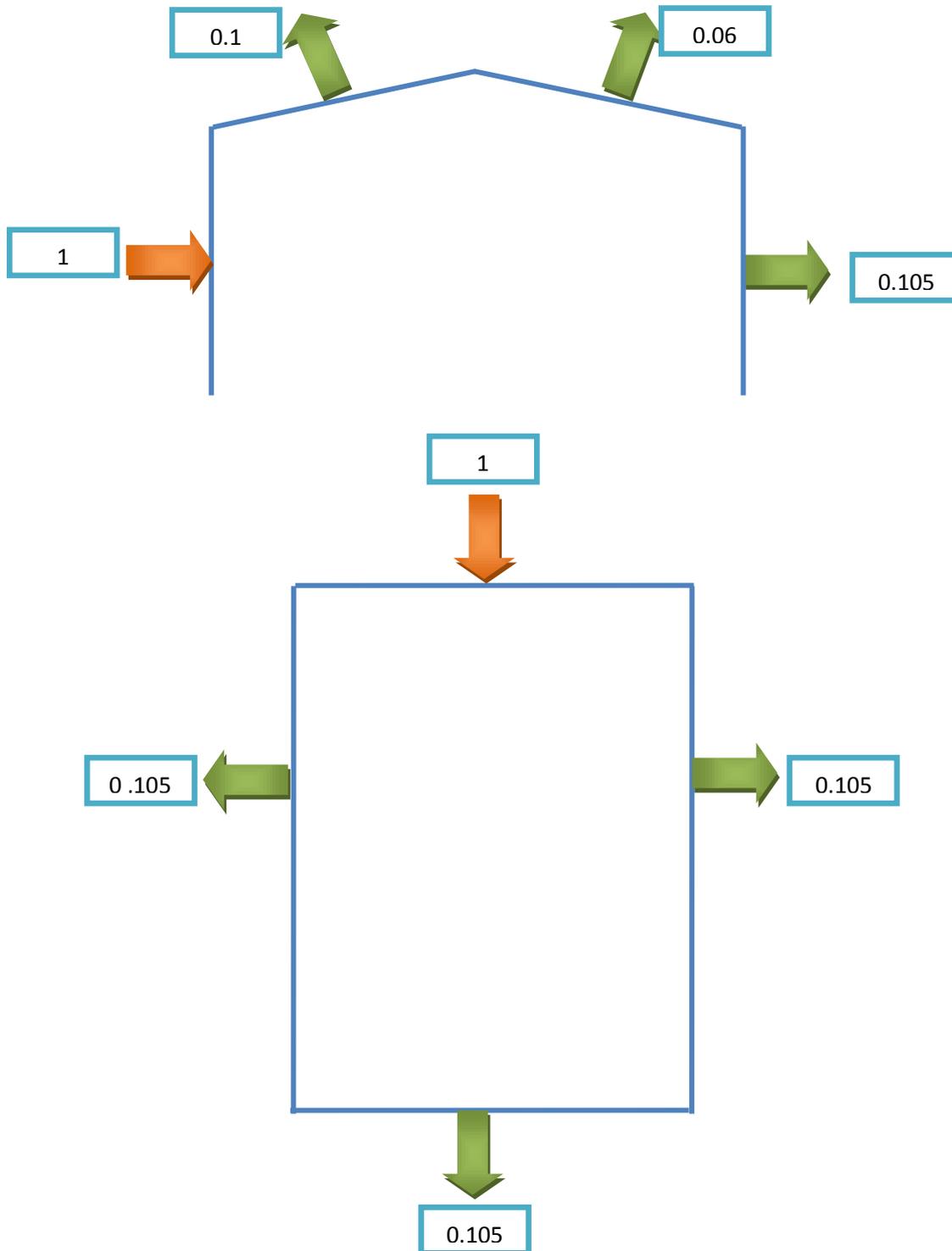


c-vent normal au long-pan avec surpression intérieure :





c- d-vent normal au long-pan avec dépression intérieure :





3.4 Majoration dynamique :

L'interaction dynamique entre les forces dues au vent et la construction donne naissance à des vibrations qui peuvent s'amplifier d'avantage, et faire entrer l'ensemble des éléments constituant la structure dans un cycle de résonance qui peut engendrer la ruine de la structure toute entière. Du fait que les amplifications des déformations, et par suite des efforts dans la structure seront d'important degrés.

Pour tenir compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent, le NV 65 introduira un **coefficient d'amplification dynamique appelé β** ; qui servira comme pondération de la pression dynamique de base. Le coefficient β est donné par la formule

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

Avec :

- θ = **coefficient global** dépendant du type de la structure $\theta=0.7$ pour $H<30m$.
- τ = **coefficient de pulsation** $\tau = 0,354$ pour $H=13.5m$.
- ξ = **coefficient de réponse** dépend du mode propre d'oscillation de la structure.

La période propre T du mode fondamental d'oscillation est donnée par la formule suivante

$$T = 0,10 \frac{H}{\sqrt{I_x}}$$

pour notre cas $T=0,174$ s et d'après la figure ci-dessous tirée de la page 11 du

NV 65 on trouve $\xi=0,2$.

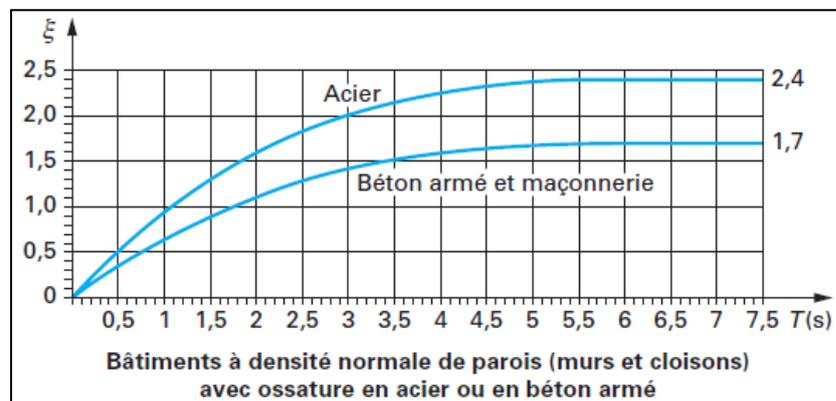


Figure 188: Coefficient d'amortissement

$$\text{D'où : } \beta = 0.7 \times (1 + 0.2 \times 0.354) = 0.749 < 1$$

Il n'y aura pas donc de majoration dynamique.

$$\text{Enfin on trouve : } W_n = 77.35 \times (C_e - C_i) \times \delta \quad (\text{daN/m}^2)$$



Chapitre 4 : Calcul des pannes



4.1 Introduction :

Les pannes sont des éléments de liaison considérés comme secondaires qui servent à transférer les efforts du vent appliqués à la couverture d'un bâtiment et à sa structure porteuse. Elles reposent directement au-dessus des traverses et reçoivent des charges réparties donnant lieu à une flexion déviée vu la pente du versant qui engendre une composante verticale du poids propre de la panne.

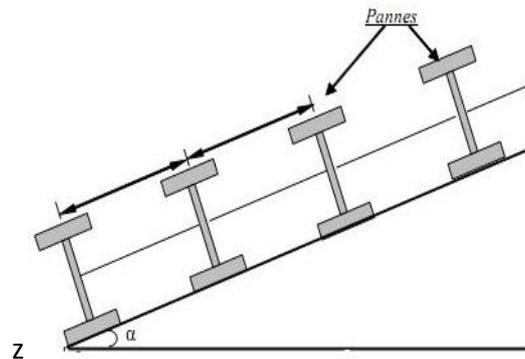
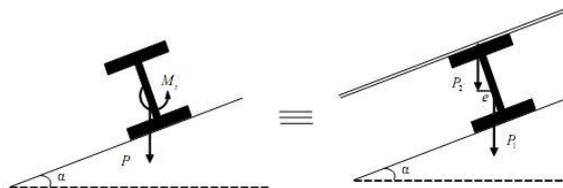


Figure 19: emplacement des pannes sur le versant

4.2 Hypothèses de calcul :

Pour simplifier les calculs on admet implicitement que la couverture ainsi que la flexion de la panne sur la ferme empêchent la rotation de cette dernière ; ce qui conduit à dire que le moment de torsion M_t créé par l'excentricité (voir figure) est négligeable, de ce fait les efforts seront pris comme appliqués au centre d'inertie de la panne.



P_1 : la résultante de (poids de couverture + surcharge).

P_2 : le poids propre de la panne.

P : la résultante totale des charges

Figure 20: panne

4.3 Principe de calcul :

les pannes seront calculées en flexion déviée et seront soumises aux charges suivantes :

- Charges dues à la gravité : ces charges ont une composante selon l'âme du profilé et une autre selon la pente du versant.



- de vent : ces efforts sont perpendiculaire à la surface de la toiture ; ils agissent donc uniquement selon la plus grande inertie du profilé.

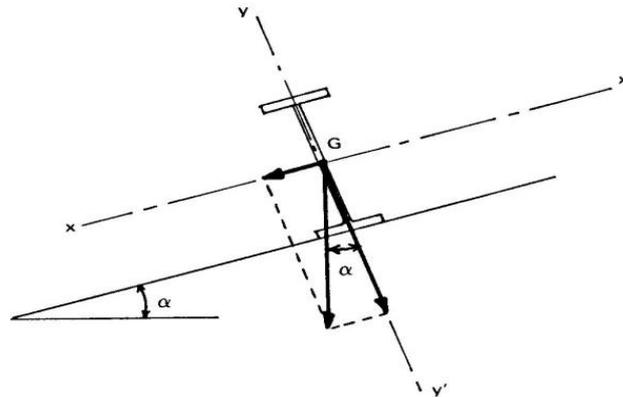


Figure 21: composantes des charges appliquées sur panne

Soient σ_x et σ_y les contraintes engendrée par les charges appliquées aux pannes selon l'âme du profilé et selon la pente du versant, la vérification à faire est la suivante:

$$\sigma_x + \sigma_y < \sigma_e$$

Pour les deux contraintes σ_x et σ_y , elles sont obtenues à partir des moments de flexion M_x et M_y :

$$\sigma_x = \frac{M_x}{I_x} V_x \quad \sigma_y = \frac{M_y}{I_y} V_y$$

Aussi il faut veiller à ce que la flèche maximale ne dépasse pas le $1/200^e$ de la portée de la panne :

$$f < f_{lim} = L/200$$

$f_{lim} = 30mm$ dans le cas de notre panne qui a une portée 6 m.

4. 4Combinaisons de charges :

Les combinaisons d'actions à prendre en compte doivent couvrir toutes les situations critiques où la structure est susceptible de se soumettre . En gros ces combinaisons comprennent des combinaisons d'états limites ultimes et de service. On va travailler avec les combinaisons les plus défavorables ,afin de vérifier la stabilité de l'ensemble et la résistance de chaque élément.

- Combinaisons d'états limites ultimes :
 - $1.33G + 1.5Q$
 - $G + 1.75W_n$
 - $1.33G + 1.42(Q + W_n)$
 - $1.33G + 1.5W_n$
- Combinaisons d'états limites de service :



- $G + Q$
- $G + W_n$
- $G + Q + W_n$

Où :

- ⊕ G désigne l'ensemble des charges permanentes.
- ⊕ Q désigne l'ensemble des charges d'exploitation.
- ⊕ W_n est la charge dûe au vent (pression, dépression).

4.5 Evaluation des charges :

4.5.1 Charges permanente :

Dans ces charges on distingue :

- Le poids de la couverture : $\begin{cases} * \text{ bac - acier} & : 8\text{Kg/m}^2 \\ * \text{ charges suspendues} & : 5\text{Kg/m}^2 \end{cases}$
- Poids propre de la panne : 10Kg/ml

4.5.2 Surcharge :

La surcharge due à la poussière a comme valeur : $Q_{\text{poussière}} = 15\text{ Kg/m}^2$

4.5.3 Effet de vent :

Le coefficient de pression maximal pour la couverture est de : $(c_e - c_i)_{\text{max}} = 0.717$

Les pannes sont de longueur de 6m ce qui donne un coefficient δ de 0.86.

La force du vent ne sera pas donner immédiatement ; car il faut vérifier les différentes combinaisons de charges avec les différentes valeurs de W_n tirées des quatre cas de vent ; suivant que l'on est en surpression ou en dépression. La force dûe au vent sera exprimée en daN par mètre carré de couverture.

4.6 Calcul des pannes :

Pour notre hangar le versant est incliné d'un angle $\alpha = 2.86^\circ$ et les pannes seront disposées avec un entraxe de 2m. On installera aussi des liernes dans le sens de la plus faible inertie afin de diminuer la flèche de 40% :

4.6.1 Vérification de la résistance

Il s'agit de déterminer la résistance à la flexion nécessaire pour reprendre la charge appliquée sur la panne. il faut donc que la contrainte de dimensionnement σ_d soit inférieure à la contrainte élastique de la section $\sigma_e = 24\text{ daN/mm}^2$



Evaluons les charges par mètre linéaire :

- $G = 10 + (8 + 5) * 2 = 36 \text{ daN/ml}$
- $Q = 15 * 2 = 30 \text{ daN/ml}$
- $W_n = -95.4 \text{ daN/ml}$

Après avoir vérifié toutes les combinaisons de charges avec les différentes valeurs de l'effort du vent ; la combinaison la plus défavorable est $G + 1.75W_n$:

Cette combinaison aura deux composantes suivant les deux axes principaux :

-Selon OY (l'axe de plus grande inertie) :

$$f = G * \cos \alpha + 1.75W_n = -131 \text{ daN/ml}$$

-Selon OX (l'axe de plus faible inertie) :

$$t = G * \sin \alpha = 1.79 \text{ daN/ml}$$

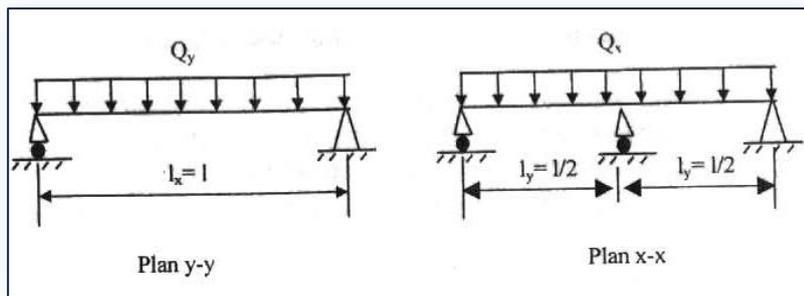


Figure 22: chargement des panne et disposition des liernes

reste à signaler que dans le sens OY, la charge est uniformément répartie sur la panne qui est simplement appuyée avec une portée $l = 6 \text{ m}$.

Alors que dans le sens OX, la panne est appuyée sur 3 appuis en la présence des liernes. Comme conséquence directe la portée se voit alors divisée par deux $l' = l/2 = 3 \text{ m}$.

Les moments qui découlent des deux composantes f et t sont respectivement :

$$M_x = \frac{f l^2}{8} = 589.5 \text{ daN.m}$$

$$M_y = \frac{t \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = 2.05 \text{ daN.m}$$

La contrainte $\sigma = \sigma_x + \sigma_y$ avec :

- $\sigma_x = \frac{M_x}{I_x / V_x}$
- $\sigma_y = \frac{M_y}{I_y / V_y}$



$$\text{D'où } \sigma = \frac{M_x}{I_x/V_x} + \frac{M_y}{I_y/V_y} = \frac{M_x}{W_x} \left(1 + \eta \frac{M_y}{M_x}\right)$$

$$\text{avec } \eta = \frac{W_x}{W_y}$$

la contrainte σ doit être inférieure à σ_e ; par conséquent :

$$W_x \geq \frac{M_x}{\sigma_e} \left(1 + \eta \frac{M_y}{M_x}\right)$$

Ce qui nous donne un

$$W_x \geq 24.56(1 + 0.0035 \eta)$$

On commence la vérification par **IPE 100**.

4.6.2 Vérification de la flèche :

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

Dans ce cas la charge la plus défavorable est : $\{G + Q\}$

- Selon O_y :

On a : $P = 65.91 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{p l^4}{EI} < \frac{l}{200}$$

Ce qui donne une flèche de l'ordre de $f = 3.09 \text{ cm}$ supérieure à la flèche admissible. La condition de flèche n'est donc pas vérifiée ; on passe alors à un profilé supérieur ; un IPE 120. Il est à rappeler que la flèche selon le versant est réduite grâce à la mise en place des liernes.

Pour le IPE 120 la flèche vaut : $f = 1.66 \text{ cm} < f_{adm}$. La condition de flèche est maintenant vérifiée.

4.6.2 Vérification au déversement :

4.6.2.1 Membrure supérieure :

Le paramètre majeur de la conception d'un empannage est le rôle attribué à la couverture.

Une telle conception assure le maintien rigide et exclut le déversement surtout quand la membrure comprimée est celle sur laquelle la couverture est vissée.

Il est clair que cette stabilisation des pannes par la couverture permet un gain non négligeable sur la constitution de l'empannage (section des pannes moins importante).

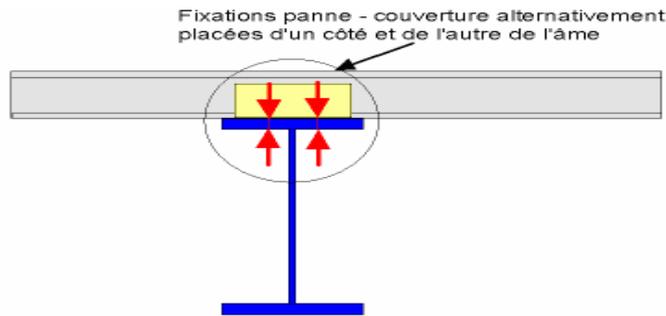


Figure 193: Fixation Panne-Couverture

4.6.2.2 Membrane inférieure :

Pour la semelle inférieure, contrairement à la semelle supérieure, le risque de déversement est envisageable en cas de soulèvement de la panne ; ce qui correspond à la combinaison $G + 1.75V$ (vent normale avec surpression). Donc, il faut vérifier le déversement pour la membrane inférieure.

Démarche de calcul :

La démarche consiste à comparer la contrainte limite σ_e à la contrainte de non déversement σ_d définie par la formule suivante :

$$\sigma_d = 40000 \frac{I_y}{I_x} \frac{h^2}{l^2} (D - 1) BC$$

Si on a $\sigma_d > \sigma_e$, la vérification de la stabilité au déversement n'est pas nécessaire.

Sinon on effectue les opérations suivantes :

On détermine l'élanement :

$$\lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4}{BC} \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)}$$

On en déduit le coefficient de flambement K_0 d'après les tableaux de l'annexe 13,411 ou d'après la formule suivante:

$$k_0 = \left(0.5 + 0.65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right) + \sqrt{\left[\left(0.5 + 0.65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right)^2 - \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right]}$$

Puis on détermine ensuite le coefficient de déversement K_d :

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (k_0 - 1)}$$

N.B:

Les coefficients B, C et D, ils sont définis dans l'article 3,64 du CM66 et seront calculé comme suite.

Calcul des coefficients B, C et D :

- Le coefficient D (*La règle 3,641*) est donné en fonction de la dimension de la pièce :

ce qui donne : $D = 5.05$

- Le coefficient C (*règle 3,642*) est donné en fonction de la répartition des charges. puisque les moments sont nuls aux extrémités :

$$C = 1.132$$

- Le coefficient B (*règle 3,643*) est donnée en fonction de du niveau d'application des charges. Elles sont appliquées au niveau de la fibre inférieure ce qui donne :

$$B = 1.12$$

La longueur de flambement l est égale à la distance entre liernes ; donc $l=3m$

On calcule alors la contrainte de non déversement :

$$\sigma_d = 7,14 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

On calcule alors l'élanement :

$$\lambda_0 = 252.35$$

La contrainte critique d'Euler est alors :

$$\sigma_k = 3.25 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_k = 1.61 \text{ daN/mm}^2$$

On calcule alors le coefficient de flambement on trouve : $k_0 = 9.85$

Le coefficient de déversement est finalement :

$$K_d = 2.71$$

La contrainte de comparaison est, selon l'article 3,73 des règles CM 66 :

$$\sigma_{com} = k_d \sigma_x + \sigma_y \quad \sigma_{com} = 30.73 \text{ daN/mm}^2 > \sigma_e$$

Le déversement n'est donc pas vérifié ; on prend alors un profilé supérieur ; un IPE 140 et on reprend la même démarche de calcul .les résultats sont les suivants :



Les paramètres de déversement deviennent :

$$D = 4.07 \quad ; \quad C = 1,132 \quad ; \quad \beta = 1 \quad ; \quad B = 1,12$$

La contrainte de non déversement est :

$$\sigma_d = 7.03 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

On calcule l'élanement on trouve :

$$\lambda_0 = 222.23$$

La contrainte critique d'Euler est alors :

$$\sigma_k = 4.19 \text{ daN/mm}^2$$

On calcule alors le coefficient de flambement par la formule de l'article 3,411 des règles CM 66 ; on trouve :

$$k_0 = 7.70$$

Le coefficient de déversement est finalement :

$$K_d = 2.59$$

La contrainte de comparaison est :

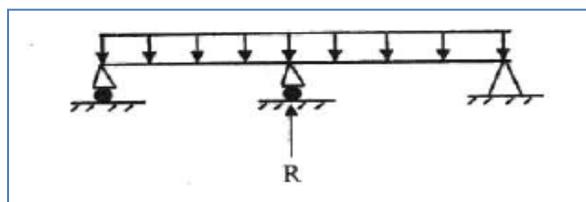
$$\sigma_{com} = k_d \sigma_x + \sigma_y \quad \sigma_{com} = 20.18 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

Le déversement est bel et bien vérifié.

4.7 Calcul des liernes :

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

La réaction au niveau du lierne est : $R = 1,25 \times P_x \times l_y$



avec :

$P_x = 1.33 G_x + 1.5 Q_x = 4.815 \text{ Kg/ml}$ et l_y la longueur de la panne qui vaut 6m

Ce qui donne : $R = 36.11 \text{ Kg/ml}$

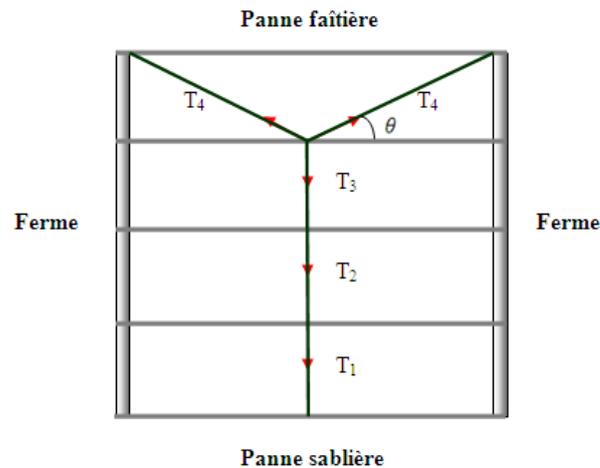


Figure 204 : disposition des liernes

Effort de traction dans le tronçon de la lierne L1 provenant de la panne sablière :

$$T1 = R/2 = 18,05 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon L2

$$T2 = R + T_1 = 3/2 R$$

Effort de traction dans le tronçon Li

$$Ti = R + T_{i-1} = (2i-1)/2 * R$$

Par conséquent : $T_{19} = 668.03 \text{ daN}$

$$T_{20} = \frac{T_{19}}{2 \cdot \sin \theta} \quad \text{avec } \theta = 33.69^\circ$$

Donc $T_{20} = 602.15 \text{ daN}$

La section des liernes : $A \geq \frac{T_{20}}{\sigma_e} = 25 \text{ mm}^2$ soit un diamètre $\phi > 5.64 \text{ mm}$

on prend des barres de 10 mm.

4.8 Conclusion :

On retiendra donc des pannes d'**IPE 140** avec des liernes à mi portée de diamètre 10 mm.



Chapitre 5 : Calcul des lisses sur long pan et sur pignon et calcul des potelets



5.1 Les lisses du long pan :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelle (IPE,UPN,UAP) disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux du portique ou sur les potelets intermédiaire . Les lisses travaillent en flexion déviée et sont sollicitées par :

- Une charge horizontale due à la pression de vent.
- Une charge verticale due au poids propre de lisse et celui du bardage.

Dans notre projet nous avons choisi d'utiliser des lisses UPN d'une portée de 6 m qui est égale exactement à la distance entre portique et d'un espacement de 2m entre elles.

On prend le poids du bardage : $p_{bar} = 8\text{Kg/ml}$.

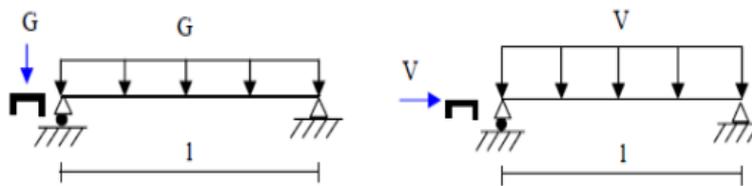
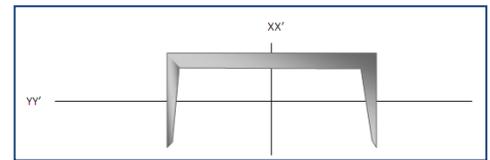


Figure 215 : disposition des lisses

5.1.1 Calcul en flexion horizontale:

Les lisses, destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées naturellement pour présenter leurs inerties maximales dans le plan horizontal.



- Condition de résistance :

La pression engendrée par le vent extrême vaut :

$$W = 1.75 \times W_n \times \delta \times (C_e - C_i) \times e = 1.75 \times 77.35 \times 0.86 \times 1 \times 2 = 232.82\text{daN/ml}$$

Pour les lisses

$$M_x = \frac{232.82 \times 6^2}{8} = 1047.7\text{daNm}$$

Donc :

$$\left(\frac{I}{V}\right)_x = \frac{1047.7}{24} = 43.65\text{ cm}^3$$

Soit un UPN 120 $\left(\frac{I}{V}\right)_x = 60.7\text{ cm}^3$.

- Condition de flèche :



Elle doit être vérifiée sous une charge non pondérée :

$$p = \frac{232.82}{1.75} = 133.04 \text{ daN/ml}$$
$$\text{Soit } f = \frac{5}{384} \times \frac{pl^4}{EI_x} = 29,3 \text{ mm}$$

$$f < \frac{l}{200} = 30 \text{ mm}$$

La condition de flèche est vérifiée pour ce profilé UPN 120

5.1.2 Calcul en flexion verticale :

Une lisse fléchit verticalement en outre, sous l'effet de son poids propre et le poids du bardage qui lui est associé. Dans ce cas la charge verticale non pondérée vaut :

$$G = 13,3 + 2 \times 8 = 29,3 \text{ daN/ml}$$

La flèche verticale est alors :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{p_x l^4}{EI_y} = 54.5 \text{ mm}$$

$$f > \frac{l}{200} = 30 \text{ mm}$$

La flèche n'est pas vérifiée, donc on doit mettre des suspentes à mi-portée. Dans ce cas la flèche sera de :

$$f = \frac{2.05}{384} \times \frac{P_x \left(\frac{l}{2}\right)^4}{EI_y} = 1.39 \text{ mm}$$

La condition de flèche est bien vérifiée .

5.1.3 Vérification des contraintes :

Les contraintes maximales de flexion ont lieu à mi-portée des lisses, sous l'effet conjugué des moments M_x et M_y . Il faut donc vérifier que :

$$\sigma_f = \frac{M_x}{\left(\frac{I}{V}\right)_x} + \frac{M_y}{\left(\frac{I}{V}\right)_y} < \sigma_e$$

Avec :

$$M_x = 1047.7 \text{ daNm}$$



$$M_y = \frac{38.96 \times 3^2}{8} = 43.84 \text{ daNm}$$

Donc :

$$\sigma_f = \frac{1047.7}{60.7} + \frac{43.84}{11.1} = 21.2 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

La condition de la contrainte est vérifiée.

5.1.4 Vérification au déversement:

Les paramètres de déversement définis précédemment sont :

$$D = 3.21 \quad ; \quad C = 1,132 \quad ; \quad \beta = 1 \quad ; \quad B = 1,15$$

La longueur de flambement est : $l_f = L/2 = 3 \text{ m}$

On obtient alors : $\sigma_d = 5.46 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$

L'élanement

$$\lambda_0 = 111.8$$

La contrainte critique d'Euler est alors :

$$\sigma_k = 16.58 \text{ daN/mm}^2$$

le coefficient de flambement: $k_0 = 2.23$

Le coefficient de déversement est finalement :

$$K_d = 1.05$$

La contrainte de comparaison est :

$$\sigma_{\text{com}} = k_d \sigma_x + \sigma_y = 1.05 * 17.26 + 3.94 = 22.06 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

Le risque de déversement est ainsi écarté.

5.1.5 Calcul des suspentes:

Pour diminuer la flèche des lisses on met à mi-portée des suspentes. Dans ce cas, la lisse fonctionne en continuité sur 3 appuis, verticalement et la flèche est notablement réduite.

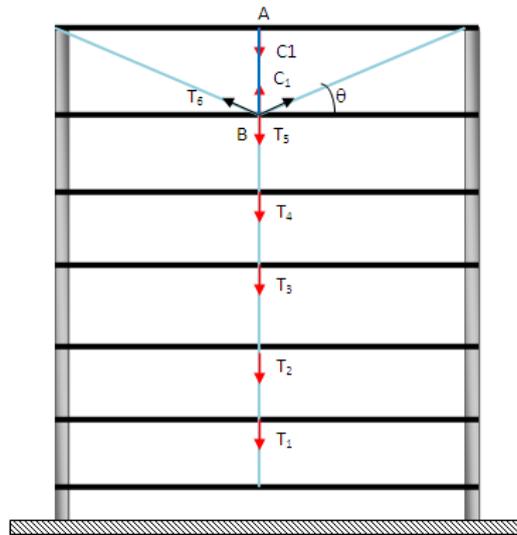


Figure 226 : disposition des suspentes

Dimensionnement des suspentes :

De la même façon que les liernes nous allons dimensionner les suspentes :

Le tableau suivant regroupe les valeurs des efforts de traction dans les différents tronçons de la suspenste :

Tableau7: Effort de traction dans les suspentes

$R=1.25*(Q_x*l/2)$	T1	T2	T3	T4	$\sin\alpha$	T5
148.33	74.16	222.49	370.82	519.2	0.316	821.14

Soit une section $A = \frac{821.14}{24} = 34.21 \text{ mm}^2$.

Donc des barres dont le diamètre est : $\varnothing = 10\text{mm}$.

5.2 Calcul des lisses sur pignon :

Les calculs se font de la même manière que les lisses du long pan ; la seule différence réside dans la portée de ces dernières qui correspondra exactement à la distance entre potelets cette fois-ci ; et qui est de 4m.

Les lisses seront isostatiques et seront espacées de 2 m l'une de l'autre. On détermine un profilé minimal :

L'effort du vent est

$$W = 1.75 \times W_n = 77.35 \times \delta \times (C_e - C_i) \times e = 1.75 \times 77.35 \times 0.875 \times 1 \times 2 = 236.88 \text{ daN/ml}$$

$$M_x = \frac{236.88 \times 4^2}{8} = 473.76 \text{ daNm}$$



Donc :

$$\left(\frac{I}{V}\right)_x = \frac{473.76}{24} = 19.74 \text{ cm}^3$$

Soit un **UPN 80** $\left(\frac{I}{V}\right)_x = 26.5 \text{ cm}^3$.

Condition de flèche :

$$p = 77.35 \times (C_e - C_i) \times \delta \times e = 77.35 \times 0.875 \times 1 \times 2 = 135.36 \text{ daN/m}$$

$$\text{Soit } f = \frac{5}{384} \times \frac{pl^4}{EI_x} = 20.2 \text{ mm}$$

$$f > \frac{l}{200} = 20 \text{ mm}$$

La condition de flèche n'est donc pas vérifiée ; on prend un **UPN 100**.

5.2.1 Calcul en flexion horizontale:

Le poids de bardage à prendre en compte est : $G_{bar} = 8 \text{ Kg/m}^2$

Le poids propre de la lisse est : $p = 10.6 \text{ Kg/m}^2$

$$G = p + G_{bar} \cdot e = 10.6 + 2 \times 8 = 26.6 \text{ daN/ml}$$

La flèche verticale est alors :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{Gl^4}{EI_y} = 14.4 \text{ mm}$$

$$f < \frac{l}{200} = 20 \text{ mm}$$

La condition de flèche est bien vérifiée .

5.2.2 Vérification des contraintes :

$$\sigma_f = \frac{M_x}{\left(\frac{I}{V}\right)_x} + \frac{M_y}{\left(\frac{I}{V}\right)_y} < \sigma_e$$

Avec :

$$M_x = 443.76 \text{ daNm}$$

$$M_y = \frac{1.35 * 26.6 \times 4^2}{8} = 71.82 \text{ daNm}$$



$$\left(\frac{I}{V}\right)_x = 41.2 \text{ cm}^3$$

$$\left(\frac{I}{V}\right)_y = 8.5 \text{ cm}^3$$

Donc :

$$\sigma_f = \frac{443.76}{41.2} + \frac{71.82}{8.5} = 19.21 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

La condition de la contrainte est vérifiée.

5.2.3 Vérification au déversement:

On résume les différents paramètres et calculs relatifs à la vérification au déversement dans le tableau suivant :

<i>verification de déversement:</i>	<u>O.K!</u>	
<i>longueur de flambement l_f</i>	3	
<i>les paramètres</i>	D	4.993
	C	1.132
	β	1
	B	1
<i>contrainte de non – déversement σ_d (daN/mm²)</i>	16.07	
<i>élancement λ_o</i>	114.60	
<i>σ_k (daN/mm²)</i>	15.78	
<i>coeff. flambement Ko</i>	2.322	
<i>coeff. déversement Kd</i>	1.231	
<i>contrainte comparaison $\sigma_{com} = \sigma_x * Kd + \sigma_y$</i>	21.71	

Le déversement est donc vérifié.

5.3 Calcul des potelets sur pignon :

Les potelets ne jouent pas un rôle de structure ; ils ont pour rôle principal de supporter les lisses du pignon. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage et de la hauteur de la construction. Ils sont le plus souvent des profilés en I ou en H.

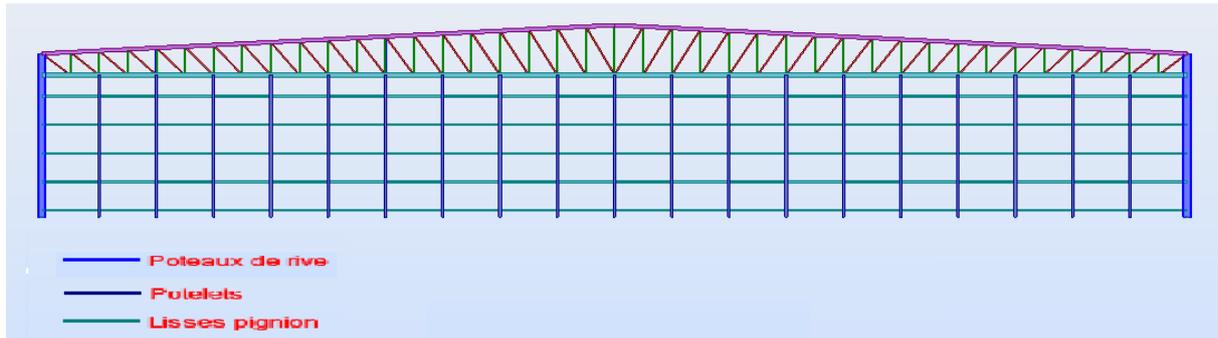


Figure 27: disposition des potelets et des lisses pignon

5.3.1 Principe de dimensionnement

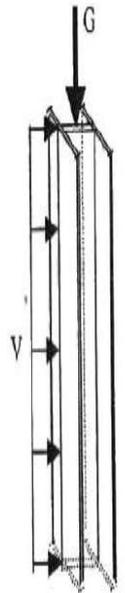
Le potelet fonctionne en flexion composée :

- Flexion sous l'action du vent provenant du bardage et des lisses
- Compression sous l'effet de son poids propre, du poids du bardage et des lisses

On dimensionne sous la condition de flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{pl^4}{EI} \leq \frac{l}{200} \quad \text{d'ou} \quad I \geq \frac{1000 \times pl^3}{384E}$$

Avec l : longueur du potelet



5.3.2 Calcul des charges et des surcharges

Les potelets seront espacés de $e = 4\text{ m}$ et leurs hauteur est de : $h_p = 10\text{ m}$

a- Charge permanente

-Le poids des lisses : $G_L = 10 \cdot p_L \cdot e_p$ $G_L = 212\text{ daN}$

-Le poids du bardage : $G_{bar} = p_{bar} \cdot h_p \cdot e_p$ $G_{bar} = 320\text{ daN}$

-Le poids propre du potelet (à déterminer)

b- Surcharge climatique (horizontale suivant le plan de l'âme)

• $(C_e - C_i) = 1$; $\delta = 0.83$

• $W_e = 77.35 \times (C_e - C_i) \times \delta \times e = 77.35 \times 0.83 \times 4 = 256.8\text{ daN/m}$

Les potelets sont articulés en tête et en pied, la flèche maximale à mi portée vaut :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{pl^4}{EI} \leq \frac{l}{200}$$



$$d'où \quad I_{min} = \frac{1000 \cdot W_e \cdot h_p^3}{384 E} \quad \text{donc} \quad I_{min} = 3174.60 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un profilé **IPE 240**.

5.3.3 Vérification des contraintes :

Les potelets sont sollicités à la flexion due au vent et à la compression (due aux poids des potelets, des bardages et des lisses).

Ils sont assujettis au portique par appuis glissants, ainsi, ils ne supportent en aucun cas la toiture.

a/Effort de flexion :

b/Effort de compression :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids des lisses:} \quad G_L = 212 \text{ daN} \\ \text{poids du bardage:} \quad G_{bar} = 320 \text{ daN} \\ \text{poids du potelet:} \quad G_{pot} = p_{pot} \cdot h_p = 307 \text{ daN} \end{array} \right. \quad d'ou \quad G = 839 \text{ daN}$$

-La contrainte de compression simple vaut :

$$\sigma = \frac{G}{A} = 0.22 \text{ daN/mm}^2$$

-Les élancements sont

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = 100.3$$
$$\text{et } \lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = 74.34$$

Le plan de flambement est le plan de flexion. Soit :

$$k = 1.975$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{9}{8} (k\sigma + \sigma_f) \leq \sigma_e$$



Ce qui donne :

$$\frac{9}{8}(k\sigma + \sigma_f) = 19.97 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e$$

5.3.4 Vérification déversement :

Les paramètres de déversement sont :

$$D = 1.221 \quad ; \quad C = 1.132 \quad ; \quad \beta = 1 \quad ; \quad B = 1.54$$

La longueur de flambement est : $l_f = 2 \text{ m}$

On obtient alors : $\sigma_d = 16.16 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$

L'élanement

$$\lambda_0 = 81.63$$

le coefficient de flambement: $k_0 = 1.473$

Le coefficient de déversement est finalement :

$$K_d = 1.11$$

La contrainte de comparaison est :

$$\sigma_{\text{com}} = k_d \sigma_x + \sigma_y = 1.11 * 17.32 + 0.22 = 19.56 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

Le déversement est vérifiée pour le profilé IPE 240.



Chapitre 6 : Contreventement



6.1 Calcul de la poutre au vent au pignon:

Nous avons opté pour un contreventement sous forme d'une poutre en treillis représentée ci-après :

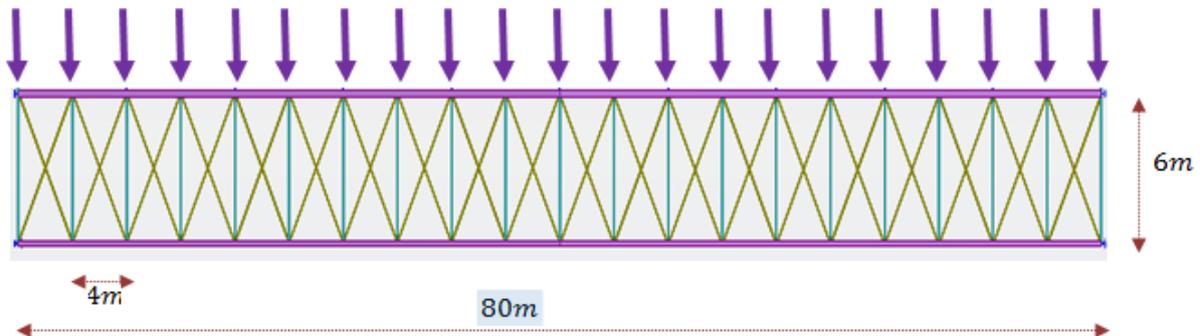


Figure 28: la poutre au vent

6.1.1 Calcul des forces en tête des potelets :

La force, agissant en tête de chaque potelet est la somme de deux composante:

- La force amenée par le potelet. Elle est égale à la charge de vent agissant sur le maître couple concerné par le nœud : $F_i = q * S_i$

Le cheminement des forces se fait en admettant que la pression du vent agissant sur la façade se répartit à moitié dans les fondations, et à moitié dans les traverses des cadres.

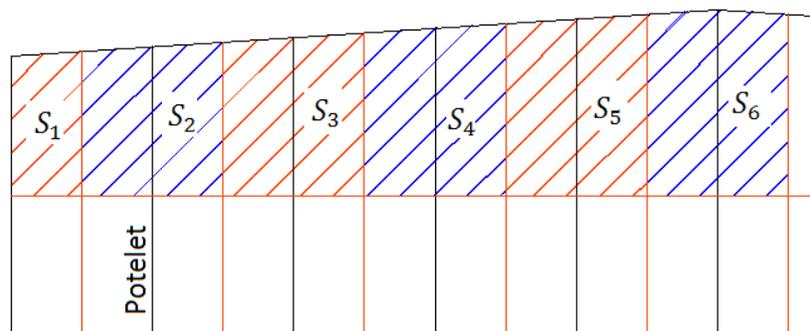
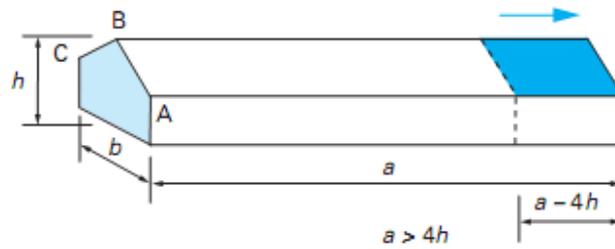


Figure 29: surface d'influence des potelets

- La force représentant l'effort d'entraînement du vent sur la couverture. On considère que cette force est reprise par le contreventement de toiture. Les règles NV65 stipulent que Lorsque la dimension parallèle au faîtage dépasse quatre fois la hauteur, la force unitaire d'entraînement, applicable à la surface développée de la toiture au-delà d'une distance égale à $4h$ à partir de la surface frappée, est prise égale à :

$$E = 0,020 q \quad (\text{En daN /m}^2)$$

Et ce dans le cas des toitures qui comportent des ondes ou des plis normaux à la direction du vent.



erugiF230: force d'entrainement

On suppose que cette force E est répartie uniformément sur les fermes du pignon. Il vient que sur chaque nœud on a :

$$E_i = E / (n - 1)$$

n étant le nombre de noeuds

Sauf pour les nœuds d'extrémité, où l'on a :

$$E_i = E / 2(n - 1)$$

Les résultats du calcul pour une ferme sont donnés dans le tableau suivant ; pour la raison de symétrie on a mis juste les valeurs des potelets 1 à 11:

Tableau8: Efforts dans les têtes de potelets

nœuds	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
surface Si(m2)	11,55	23,4	23,8	24,2	24,6	25	25,4	25,8	26,2	26,6	26,9
Fi'(daN)	1282,05	2597,4	2641,8	2686,2	2730,6	2775	2819,4	2863,8	2908,2	2952,6	2985,9
Fe(daN)	39,1	78,21	78,21	78,21	78,21	78,21	78,21	78,21	78,21	78,21	78,21
Fi(daN)	1321,15	2675,61	2720,01	2764,41	2808,81	2853,21	2897,61	2942,01	2986,41	3030,81	3064,11

6.1.2 Dimensionnement de la panne sablière :

Etant donné que les diagonales ne considérées que travaillant en traction, alors le cheminement des efforts dans la poutre au vent est schématisé comme suit :

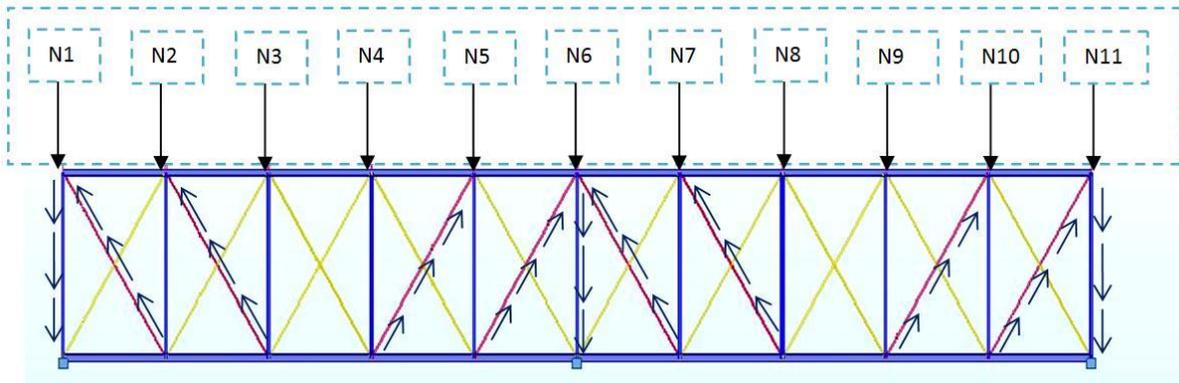


Figure 31: cheminement des efforts dans une poutre au vent

Ainsi l'effort acheminé jusqu'à la panne sablière est :

$$F = \sum_1^{11} N_i = 30064.15 \text{ daN}$$

Commençons par vérifier un profilé HEA 160 :

HEA 160	
PP(daN/m)	30.4
A(mm²)	3880
I_x(cm⁴)	1673.1
I_y(cm⁴)	615.5
i_x(cm)	6,57
i_y(cm)	3,98
J(cm⁴)	12,19

La contrainte de compression simple est : $\sigma_c = \frac{F}{A} = 774.84 \text{ daN/cm}^2$

La panne fléchit dans son plan verticale sous l'effet de son poids propre :

$$M_f = \frac{pl^2}{8} \qquad M_f = 181,94 \text{ daN.m}$$

La contrainte de flexion est donc de : $\sigma_f = M_f/W_x \qquad \sigma_f = 0,82 \text{ daN/mm}^2$.

Cette panne travaille en flexion composée, or selon les règles CM66 on devrait vérifier :

$$K_1 \sigma_c + K_f K_d \sigma_f \leq \sigma_e$$

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = 91.32$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = 133.75$$



- **Calcul des coefficients K :**

$$\sigma_{kx} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2} = 2485.34 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow \mu_x = \frac{\sigma_{kx}}{\sigma} = 3,20$$

$$\sigma_{ky} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2} = 1158.59 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow \mu_y = \frac{\sigma_{ky}}{\sigma} = 1.49$$

$$k_{fx} = \frac{\mu_x + \alpha}{\mu_x - 1,3} \quad (\alpha = 0,03 \text{ charge unif rep}) \rightarrow k_{fx} = 1,7$$

$$k_{1x} = \frac{\mu_x - 1}{\mu_x - 1,3} \rightarrow k_{1x} = 1.15$$

$$k_{1y} = \frac{\mu_y - 1}{\mu_y - 1,3} \rightarrow k_{1y} = 2,57$$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \text{Sup}(k_{1x}; k_{1y}) = k_{1y} = 2,57$$

Le plan de flambement est celui de la flexion.

- Les paramètres de déversement définis précédemment sont :

$$D = 2.311 \quad ; \quad C = 1,132 \quad ; \quad \beta = 1 \quad ; \quad B = 1,29$$

On obtient alors : $\sigma_d = 20.02 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$

le coefficient de flambement: $k_0 = 2.974$

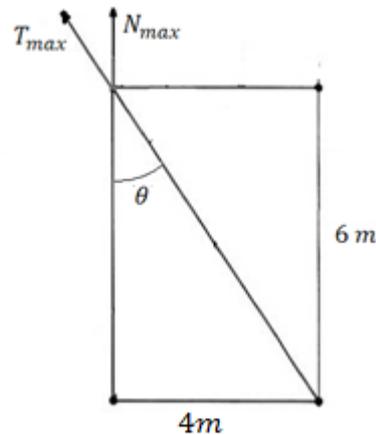
Le coefficient du déversement est $K_d = 1,123$.

D'où $K_1 \sigma_c + K_f K_d \sigma_f = 2,57 \times 7.74 + 1,7 \times 1,123 \times 0,82 = 21.45 < 24 \text{ daN/mm}^2$

La flèche est également vérifiée : $f = \frac{5}{384} \times \frac{pl^4}{(E \times I)} = 5,27 \text{ mm} < 30 \text{ mm}$



6.1.3 Dimensionnement des diagonales :



- L'effort maximal de traction dans les cornières est donné par :

$$T_{max} = \frac{N_{max}}{\cos(\theta)}$$

Or $N_{max} = 6008,95 \text{ daN}$ et $\theta = 33,69^\circ$ donc :

$$T_{max} = 7213,83 \text{ daN.}$$

Soit une section $A = 300,57 \text{ mm}^2$ on opte pour des L 70x70x6

6.2 Dimensionnement du palée de stabilité :

Les palées de stabilité reprennent les efforts du vent transmis par la panne sablière aux façades et par la panne faîtière au niveau des poteaux centraux. Elles sont aussi conçues pour supporter les efforts induits par les réactions horizontales longitudinales du pont roulant :

a/calcul des forces

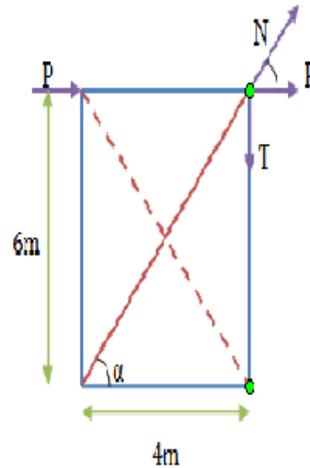


Figure 33: efforts dans le palet de stabilité

Cet effort P se décompose selon :

- Une force N de traction, reprise par la diagonale.
- Une force T de compression, transmise au sol par le poteau.

b/section diagonale :

$$A = \frac{N}{\sigma_e} = \frac{58434.20}{24} = 2434.75 \text{ mm}^2$$

Soit un profilé de **TCAR de 100x7.1**



Chapitre 7 : Calcul du portique



7.1 Généralité :

7.1.1 Ossature principale :

Les portiques en acier sont une forme de construction économique et couramment employée pour les bâtiments à un seul niveau. Ils sont composés de poteaux qui supportent les fermes ou treillis, qui supportent à leur tour les pannes.

Leur conception technologique est variable, en fonction notamment :

- de leur portée,
- du schéma statique retenu pour la structure (qui dépend de la nature du sol, de l'existence ou non des ponts roulants, de la nature des équipements secondaires, etc...),
- des pratiques ou des systèmes de fabrication des constructeurs.

7.1.2 Schéma statique :

La solution la plus adoptée est le portique articulé si on ne prévoit pas de pont roulant dans le hangar. Si des ponts roulants sont à prendre en compte, on choisit de rendre la structure plus rigide, pour minimiser les déplacements horizontaux.

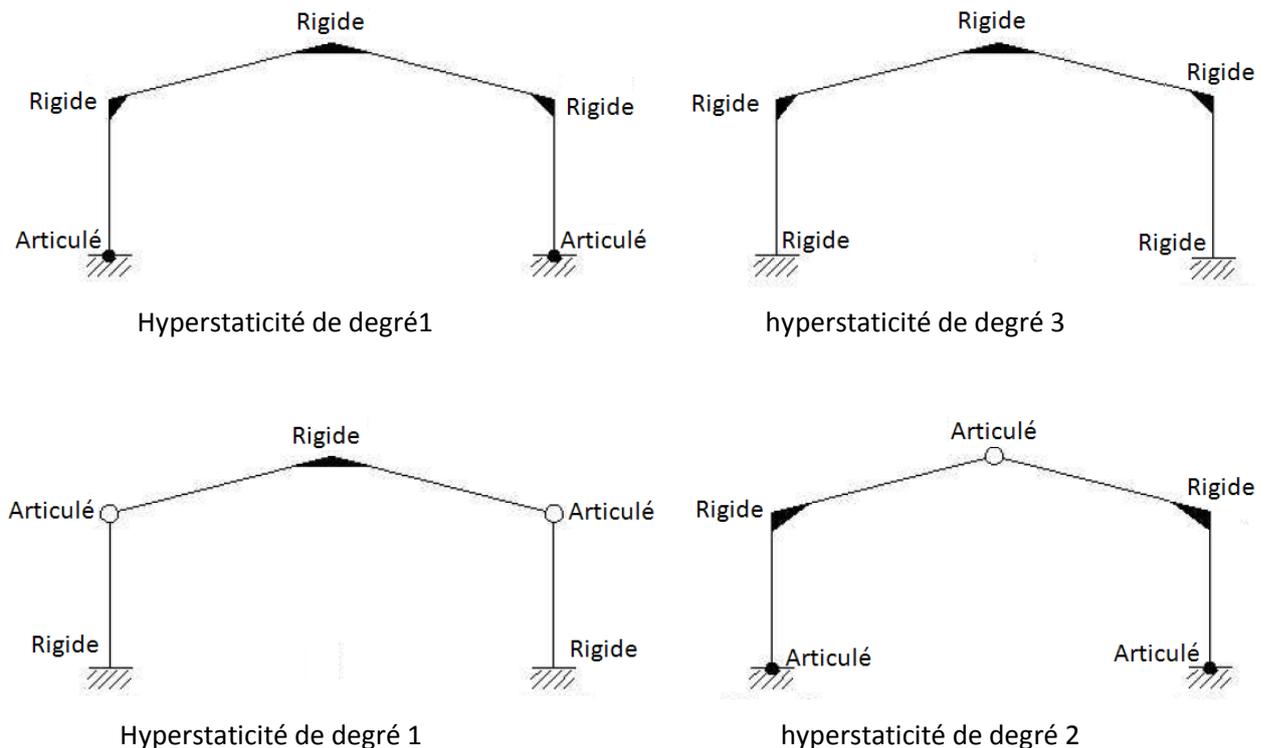


Figure 34: les différents schémas statiques

Chaque schéma statique engendre un degré d'hyperstaticité ; il faut bien savoir, que plus les structures sont de degré d'hyperstaticité élevé, plus elles sont stables, rigides et indéformables, mais plus onéreuses.



Dans notre projet on optera pour le schéma statique rigide avec des articulations en tête de poteau.

7.2 Calcul des portiques :

7.2.1 Rappel de dimensions :

- Hauteur totale : $H = 13.5 \text{ m}$
- Portée du portique : $b = 80 \text{ m}$
- Entraxe des portiques : $e = 6 \text{ m}$

7.2.2 Charges sur le portique :

Le portique est sous l'effet de charges permanentes, du vent et des charges de service engendrées par les ponts :

7.2.2.1 charges permanentes :

En plus du poids des éléments du portique, on a les efforts suivants :

- Poids des pannes : $G_{pannes} = 60 \text{ daN/m}$
- Couverture : $G_{couverture} = 114 \text{ daN/m}$

7.2.2.2 charges variables

- Poussière : $Q_{poussière} = 90 \text{ daN/m}$

7.2.3 Effet du vent : cf. calcul du vent

La charge ramenée au mètre linéaire du portique est obtenue en multipliant par l'entraxe et par le coefficient ($c_e - c_i$) la pression dynamique.

7.2.4 Effet du séisme :

Notre hangar se situe dans une zone de séisme 2. Selon le RPS 2000, la construction est de classe II. Le site d'implantation du bâtiment est S_2 . Le coefficient de comportement est pris égal à $K = 2$ puisque d'après le RPS2000 le niveau de ductilité est ND1.

7.2.5 Effet de température

On doit tenir compte des effets de dilatation thermique chaque fois qu'il risque d'engendrer des efforts anormaux dans les charpentes, de produire des désordres dans les appuis et dans les éléments de remplissage ou de gêner l'exploitation. La longueur à partir de laquelle il faut tenir compte des efforts dus à la dilatation est de l'ordre de 50m pour les constructions courantes.

Pour les charpentes exposées à l'air libre la variation de température est de l'ordre de $\pm 27^\circ$.

7.2.6 Combinaisons de charges :

- a) Combinaisons relatives aux calculs de résistance et de stabilité :
- $1,33 G + 1,5 (Q_{poussière} + Q_{pont})$
 - $G + 1,75 W_n$
 - $1,33 G + 1,42(Q_{poussière} + Q_{pont} + W_n)$
 - Combinaison sismique : $G + S + 0,2 Q$



b) Combinaisons relatives aux vérifications de déformation :

- $G + Q + W_n$
- $G + Q$
- $G + W_n$

ETUDE DE DEUX VARIANTE DE LA POUTRE TREILLIE :

7.3 Généralités sur les treillis:

Une poutre à treillis peut se définir comme étant une poutre à âme ouverte, formée par un agencement triangulaire d'éléments linéaires. Cet agencement est doté de deux membrures, dont le rôle est analogue à celui des ailes d'un profilé laminé en double té (reprendre le moment de flexion), et d'un réseau de barres comprimées ou tendues (les diagonales et les montants) qui équilibrent l'effort tranchant tout en servant à l'introduction des forces concentrées.

La conception de la poutre en treillis consiste à choisir le type de barres la composant, le type de nœud, le moyen d'assemblage (soudures ou boulons) utilisé dans les nœuds ainsi que le procédé de fabrication et de montage sur le chantier.

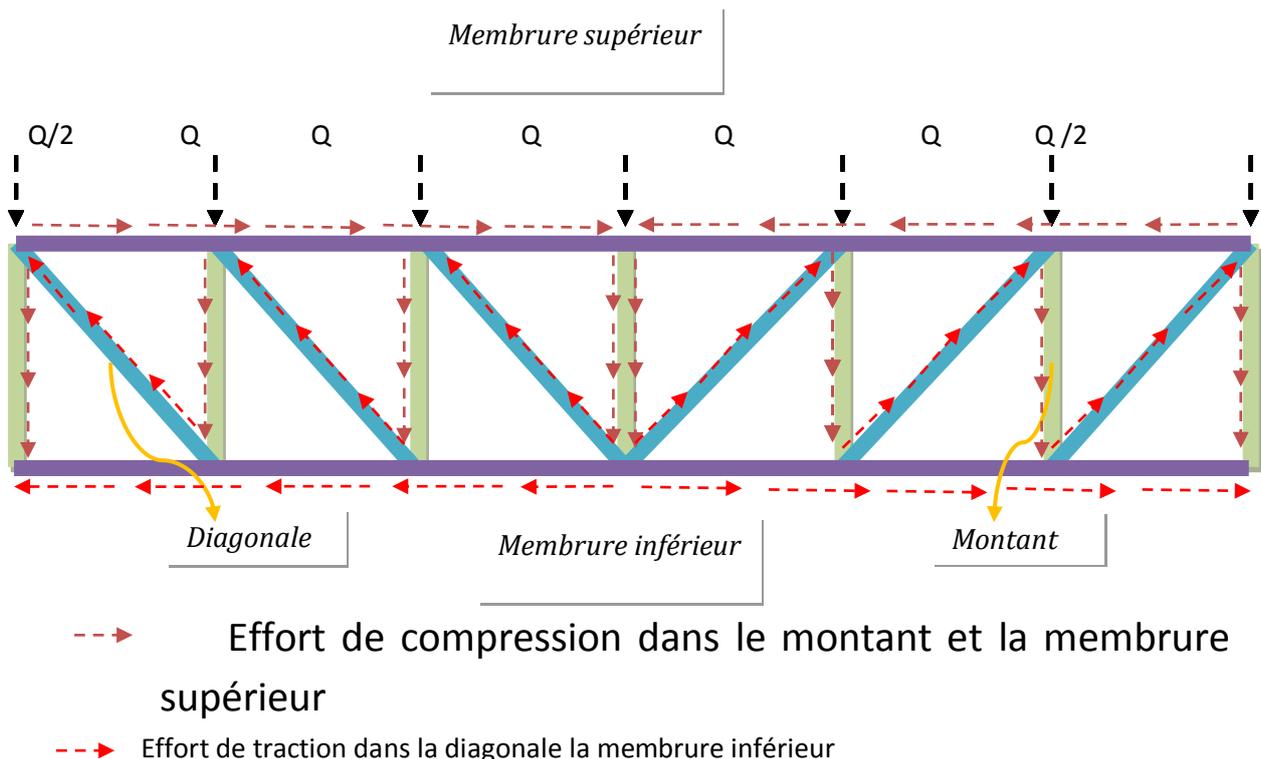


Figure35: Cheminement des efforts poutre en treillis

7.3.1 Principe de fonctionnement :

Le principe de fonctionnement de treillis se base sur deux éléments :

- Le triangle, car il forme une structure stable en elle-même. Quatre barres ne forment en générale pas une structure stable, il faut en ajouter une cinquième pour former deux triangles.



- La concentration de la masse le plus loin possible de l'axe passant par le centre de gravité de la section du treillis. L'expérience pratique montre que plus la section d'une poutre est haute, moins elle se déforme par flexion sous l'effet des charges.

Ainsi, les poutres en treillis présentent plusieurs avantages :

- elles sont légères ;
 - elles possèdent une grande raideur flexionnelle ;
- elles permettent le franchissement de grande portée.

7.3.2 Conception :

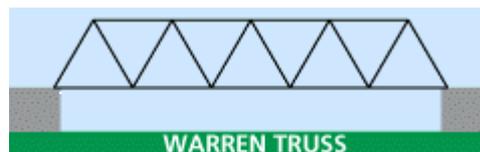
Il convient de concevoir la poutre à treillis pour faire en sorte que les charges s'exercent au niveau des nœuds d'assemblages, afin de réduire au maximum l'ampleur du moment de la membrure.

Différents types de treillis existent et ont été utilisés au cours de l'histoire :

- Treillis Pratt : système de barres horizontales, perpendiculaires et obliques. Les barres sont principalement sollicitées en traction.



- Treillis Warren : barres obliques et horizontales. Les barres sont principalement sollicitées en compression.



- Treillis Howe : ce type de treillis est l'équivalent du treillis Pratt à la différence que les barres obliques sont sollicitées en compression.



Pour obtenir une ferme à treillis ayant un poids minimal, on aurait tendance à choisir la section de chaque barre en fonction de l'intensité de l'effort normal au quel elle est soumise. Pour les diagonales et les montants, cela ne pose pas de problèmes, encore que l'on fasse usage d'un nombre limité de sections différentes dans un but de rationalisation. Par contre, pour les membrures, un changement de section à chaque nœud n'est pas économique à cause de travail supplémentaire que



cela implique. Pratiquement, pour les fermes à treillis légères ou de faible portée, on adopte des membrures à section constante sur toute ou partie de leur longueur. La solution économique correspond en effet non pas au poids minimal mais au coût minimal comprenant matériaux et main d'œuvre.

Le treillis le plus optimal pour une structure construite en acier serait un treillis où le plus d'éléments seraient en traction et non en compression. Il ressort donc de ceci qu'un treillis de type Pratt serait le plus optimal ; en effet, ce treillis a la particularité de n'avoir que de la traction dans ses barres obliques.

7.3.3 Dimensionnement de la poutre treillis de type HEA :

7.3.3.1 Sollicitations :

- DIAGRAMME DU MOMENT : My

C'est la combinaison 11 : **1.33G+1.42(Q+V1D)** qui engendre le moment le plus grand

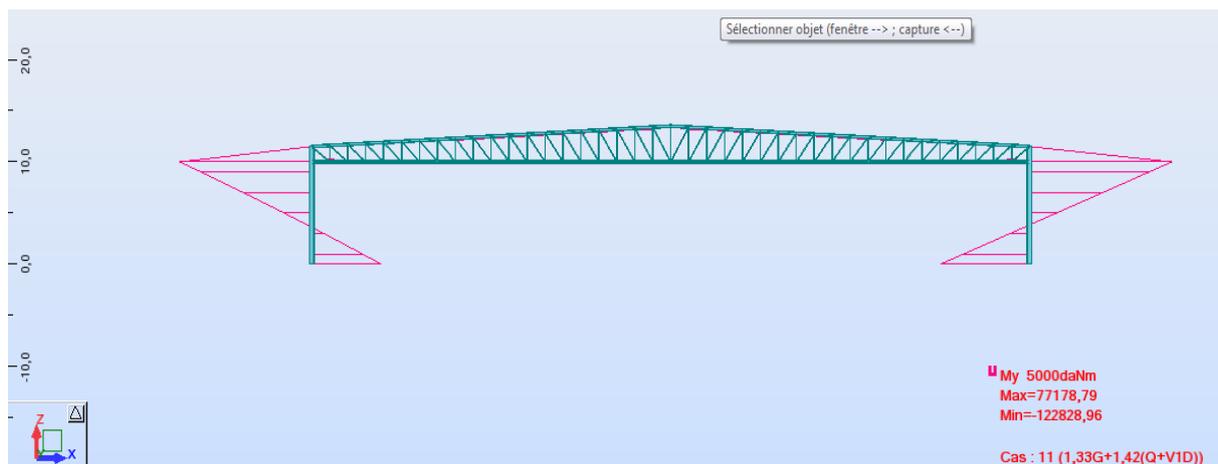


Figure 36: diagramme du moment fléchissant sur portique



- DIAGRAMME D'EFFORT TRANCHANT Fz

Cas 11 : 1.33G+1.42(Q+V1D)

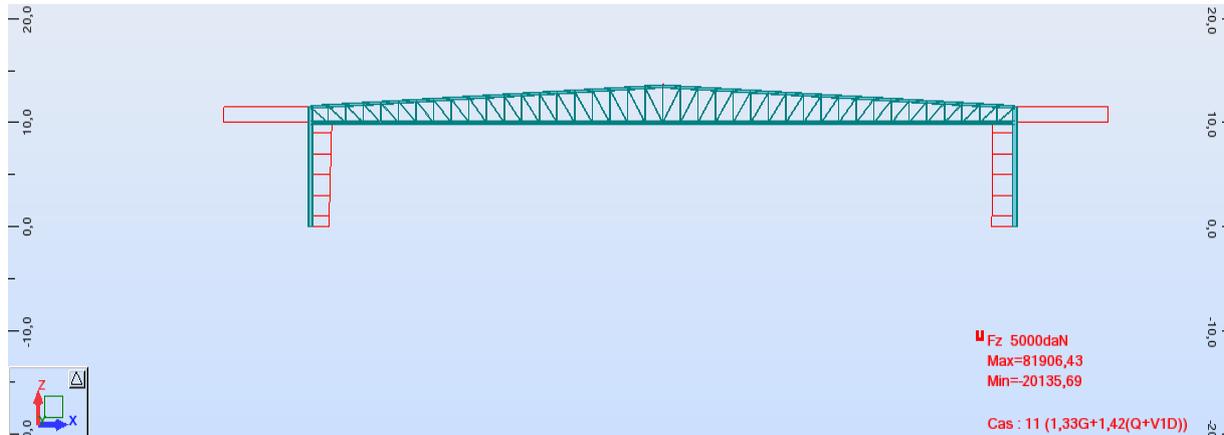


Figure 37: effort tranchant dans le portique

Vérification des membrures :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 3 Membrures sup

PIECE : 5 Membrure_sup_CM66_5

POINT : 1 COORDONNEE : $x = 0.20 L = 8.01 \text{ m}$

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 11 1,33G+1,42(Q+V1D) $(8+2)*1.42+7*1.33$

MATERIAU :

ACIER $f_y = 23.50 \text{ daN/mm}^2$ 

PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 320

ht=31.0 cm

bf=30.0 cm

ea=0.9 cm

es=1.6 cm

Ay=93.00 cm²Iy=22928.60 cm⁴Wely=1479.26 cm³Az=27.90 cm²Iz=6985.24 cm⁴Welz=465.68 cm³Ax=124.37 cm²Ix=102.00 cm⁴

CONTRAINTES :

SigN = $128814.19/124.37 = 10.36 \text{ daN/mm}^2$ SigFy = $1699.85/1479.26 = 1.15 \text{ daN/mm}^2$ SigFz = $125.74/465.68 = 0.27 \text{ daN/mm}^2$

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :****PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y :

Ly=2.00 m

Muy=113.86

Lfy=1.80 m

k1y=1.00

Lambda y=13.26

kFy=1.01



en z :

Lz=8.00 m

Muz=1.76

Lfz=8.00 m

k1z=1.66

Lambda z=106.75

kFz=4.40

FORMULES DE VERIFICATION :

$$k1 * \text{SigN} + kFy * \text{SigFy} + kFz * \text{SigFz} = 1.66 * 10.36 + 1.01 * 1.15 + 4.40 * 0.27 = 19.52 < 23.50 \text{ daN/mm}^2 \text{ (3.731)}$$

$$1.54 * \text{Tauy} = 1.54 * 0.00 = 0.01 < 23.50 \text{ daN/mm}^2 \text{ (1.313)}$$

$$1.54 * \text{Tauz} = 1.54 * 0.14 = 0.22 < 23.50 \text{ daN/mm}^2 \text{ (1.313)}$$

Profil correct !!!**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** CM66**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des familles**FAMILLE :** 2 Membrures inf**PIECE :** 507 Membrure_inf_CM66_507**POINT :** 3 **COORDONNEE :** x = 1.00 L =

80.00 m

CHARGEMENTS :*Cas de charge décisif :* 11 1,33G+1,42(Q+V1D) (8+2)*1.42+7*1.33**MATERIAU :**

ACIER fy = 23.50 daN/mm2

**PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 300**

ht=29.0 cm

bf=30.0 cm

ea=0.9 cm

es=1.4 cm

Ay=84.00 cm²Iy=18263.50 cm⁴Wely=1259.55 cm³Az=24.65 cm²Iz=6309.56 cm⁴Welz=420.64 cm³Ax=112.53 cm²Ix=75.30 cm⁴**CONTRAINTES :**

$$\text{SigN} = 98903.20 / 112.53 = 8.79 \text{ daN/mm}^2$$

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y :



en z :

Ly=2.00 m

Muy=118.13

Lz=8.00 m

Muz=2.07

Lfy=1.80 m

ky=1.01

Lfz=8.00 m

kz=2.05

Lambda y=14.13

Lambda z=106.84

FORMULES DE VERIFICATION : $k \cdot \text{SigN} = 2.05 \cdot 8.79 = 18.03 < 23.50 \text{ daN/mm}^2 \text{ (3.411)}$ $1.54 \cdot \text{Tau}_y = 1.54 \cdot 0.00 = 0.00 < 23.50 \text{ daN/mm}^2 \text{ (1.313)}$ $1.54 \cdot \text{Tau}_z = 1.54 \cdot 0.48 = 0.74 < 23.50 \text{ daN/mm}^2 \text{ (1.313)}$ **Profil correct !!!****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** CM66**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des familles**FAMILLE :** 5 Montans**PIECE :** 48 Montant_CM66_48 **POINT :** 1**COORDONNEE :** x = 0.00 L = 0.00 m**CHARGEMENTS :***Cas de charge décisif :* 11 1,33G+1,42(Q+V1D) (8+2)*1.42+7*1.33**MATERIAU :**ACIER fy = 23.50 daN/mm²**PARAMETRES DE LA SECTION : TCAR 70x5**

ht=7.0 cm

bf=7.0 cm

ea=0.5 cm

es=0.5 cm

Ay=6.44 cm²Iy=90.02 cm⁴Wely=25.72 cm³Az=6.44 cm²Iz=90.02 cm⁴Welz=25.72 cm³Ax=12.88 cm²Ix=141.80 cm⁴**CONTRAINTES :**SigN = 25398.84/12.88 = 19.72 daN/mm²**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :****PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y :



en z :

Ly=1.60 m

Muy=4.48

Lz=1.60 m

Muz=2.87

L_{fy}=1.28 mk_y=1.10L_{fz}=1.60 mk_z=1.19Lambda _y=48.42Lambda _z=60.52

FORMULES DE VERIFICATION :

$$k \cdot \sigma_N = 1.19 \cdot 19.72 = 23.49 < 23.50 \text{ daN/mm}^2 \text{ (3.411)}$$

Profil correct !!!**7.3.3.2 Comportement au flambement :**

La longueur de flambement d'une barre dans le plan du treillis est théoriquement égale à la longueur l entre les nœuds puisqu'on a admis que les nœuds représentaient des articulations. Pratiquement, il existe toujours un certain encastrement aux nœuds, variant suivant la conception de l'assemblage.

Si l'on veut tenir compte de l'effet d'encastrement dans le plan du treillis, deux conditions doivent être satisfaites ;

- L'assemblage de la barre au nœud est capable de reprendre la moitié du moment ultime de la barre, indépendamment de l'effort normal ;
- les barres adjacentes ne sont pas sollicitées simultanément par les efforts de compression maximaux.

Pour la vérification de flambage, on ne tient pas compte de la rigidité torsionnelle des membrures si celles-ci sont à section ouverte ; on admet que les barres sont articulés et la longueur de flambement l_k est égale à la longueur théorique l . Un certain encastrement pourrait être admis dans le cas de profils creux en raison de leur grande rigidité torsionnelle.



7.3.3.3 Métré :

Type	Nombre	Longueur [m]	Poids unitaire [kG/m]	Poids pièce [kG]	Poids total [kG]	Surf. peinture [m2]
TCAR 70x5	22	2,90	10,11	29,33	645	17,32
TCAR 70x5	22	3,00	10,11	30,34	668	17,91
TCAR 70x5	22	3,10	10,11	31,35	690	18,51
TCAR 70x5	22	3,20	10,11	32,37	712	19,11
TCAR 70x5	22	3,30	10,11	33,38	734	19,70
TCAR 70x5	22	3,40	10,11	34,39	757	20,30
TCAR 70x5	11	3,50	10,11	35,40	389	10,45
TCAR 90x6.3	22	2,50	16,41	41,03	903	19,21
TCAR 90x6.3	22	2,57	16,41	42,18	928	19,74
TCAR 90x6.3	22	2,63	16,41	43,16	950	20,20
TCAR 90x6.3	22	2,69	16,41	44,15	971	20,66
TCAR 90x6.3	22	2,76	16,41	45,30	997	21,20
TCAR 90x6.3	22	2,83	16,41	46,45	1022	21,74
TCAR 90x6.3	22	2,90	16,41	47,60	1047	22,28
TCAR 90x6.3	22	2,98	16,41	48,91	1076	22,89
TCAR 90x6.3	22	3,05	16,41	50,06	1101	23,43
TCAR 90x6.3	22	3,13	16,41	51,37	1130	24,04
TCAR 90x6.3	22	3,21	16,41	52,68	1159	24,66
TCAR 90x6.3	22	3,28	16,41	53,83	1184	25,20
TCAR 90x6.3	22	3,36	16,41	55,15	1213	25,81
TCAR 90x6.3	22	3,44	16,41	56,46	1242	26,43
TCAR 90x6.3	22	3,53	16,41	57,94	1275	27,12
TCAR 90x6.3	22	3,61	16,41	59,25	1303	27,73
TCAR 90x6.3	22	3,69	16,41	60,56	1332	28,35
TCAR 90x6.3	22	3,78	16,41	62,04	1365	29,04
TCAR 90x6.3	22	3,86	16,41	63,35	1394	29,65
TCAR 90x6.3	22	3,95	16,41	64,83	1426	30,34
Total par secti						
HEA 300	11	880,00	88,37	77762,41	77762	1510,65
HEA 320	22	881,10	97,66	86051,87	86052	1546,90
TCAR 70x5	429	1083,50	10,11	10959,01	10959	294,08
TCAR 90x6.3	440	1402,50	16,41	23018,42	23018	489,73
Totaux nets:					197792	3841,37

Tableau9:métré de la variante 1

7.3.4 Dimensionnement de la poutre treillis de type Tubulaire

7.3.4.1 Sollicitations :



• DIAGRAMME DU MOMENT : My

Cas 11 : $1.33G+1.42(Q+V1D)$

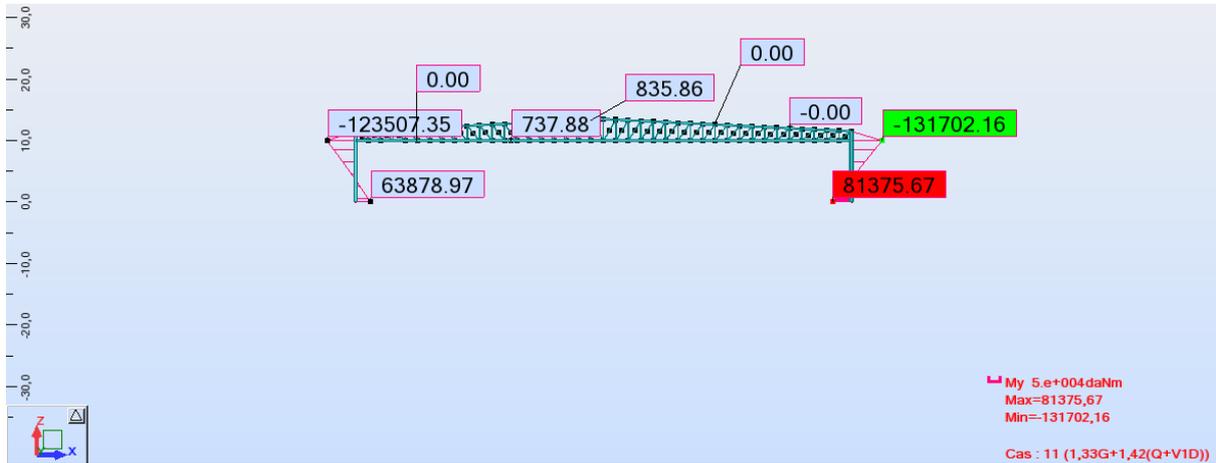


Figure 38: diagramme du moment fléchissant sur portique TCAR

• DIAGRAMME D'EFFORT TRANCHANT Fz

Cas 11 : $1.33G+1.42(Q+V1D)$

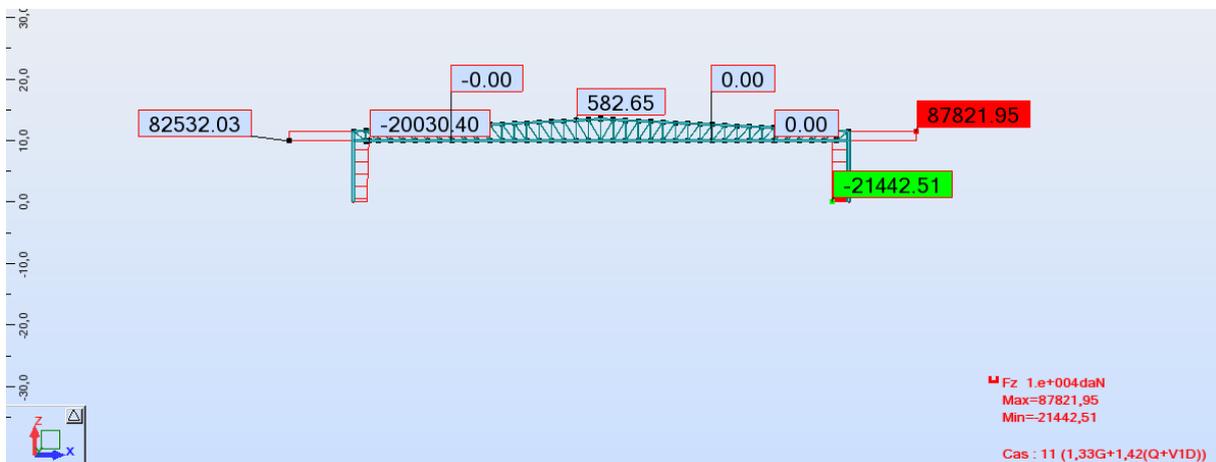


Figure 39: effort tranchant dans le portique TCAR

7.3.4.3 Vérification des éléments de la poutre en treillis de type tubulaires :**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** CM66**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des familles**FAMILLE :** 3 Membrures sup**PIECE :** 5 Membrane_sup_CM66_5**POINT :** 2 **COORDONNEE :** $x = 0.17 L =$

7.01 m

CHARGEMENTS :*Cas de charge décisif :* 11 1,33G+1,42(Q+V1D) (8+2)*1.42+7*1.33**MATERIAU :**ACIER $f_y = 23.50 \text{ daN/mm}^2$ **PARAMETRES DE LA SECTION :** TCAR 250x8

ht=25.0 cm

bf=25.0 cm

ea=0.8 cm

es=0.8 cm

Ay=37.73 cm²Iy=7264.00 cm⁴Wely=581.12 cm³Az=37.73 cm²Iz=7264.00 cm⁴Welz=581.12 cm³Ax=75.46 cm²Ix=11560.00 cm⁴**CONTRAINTES :**SigN = 111751.24/75.46 = 14.81 daN/mm²SigFy = 769.98/581.12 = 1.32 daN/mm²SigFz = 93.57/581.12 = 0.16 daN/mm²**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :****PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y :

Ly=2.00 m

Lfy=1.80 m

Lambda y=18.35

Muy=41.58

k1y=1.01

kFy=1.04



en z :

Lz=8.00 m

Lfz=8.00 m

Lambda z=81.54

Muz=2.11

k1z=1.37

kFz=2.93

FORMULES DE VERIFICATION : $k1 \cdot \text{SigN} + kFy \cdot \text{SigFy} + kFz \cdot \text{SigFz} = 1.37 \cdot 14.81 + 1.04 \cdot 1.32 + 2.93 \cdot 0.16 = 22.17 < 23.50 \text{ daN/mm}^2 \text{ (3.731)}$ $1.54 \cdot \text{Tauy} = |1.54 \cdot -0.00| = |-0.01| < 23.50 \text{ daN/mm}^2 \text{ (1.313)}$ $1.54 \cdot \text{Tauz} = 1.54 \cdot 0.01 = 0.02 < 23.50 \text{ daN/mm}^2 \text{ (1.313)}$ **Profil correct !!!**



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 2 Membrures inf

PIECE : 6 Membrane_inf_CM66_6
78.00 m

POINT : 1 **COORDONNEE :** $x = 0.97 L =$

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : $11\ 1,33G+1,42(Q+V1D) (8+2)*1,42+7*1,33$

MATERIAU :

ACIER $f_y = 23.50\ daN/mm^2$



PARAMETRES DE LA SECTION : TCAR 250x8

ht=25.0 cm

bf=25.0 cm

ea=0.8 cm

es=0.8 cm

$A_y = 37.73\ cm^2$

$I_y = 7264.00\ cm^4$

$W_{ely} = 581.12\ cm^3$

$A_z = 37.73\ cm^2$

$I_z = 7264.00\ cm^4$

$W_{elz} = 581.12\ cm^3$

$A_x = 75.46\ cm^2$

$I_x = 11560.00\ cm^4$

CONTRAINTES :

$\text{SigN} = 108955.28/75.46 = 14.44\ daN/mm^2$

$\text{SigFy} = 1591.28/581.12 = 2.74\ daN/mm^2$

$\text{SigFz} = 21.14/581.12 = 0.04\ daN/mm^2$



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

$L_y = 2.00\ m$

$L_{fy} = 1.80\ m$

$\text{Lambda } y = 18.35$

$\text{Muy} = 42.65$

$k_{1y} = 1.01$

$k_{Fy} = 1.04$



en z :

$L_z = 8.00\ m$

$L_{fz} = 8.00\ m$

$\text{Lambda } z = 81.54$

$\text{Muz} = 2.16$

$k_{1z} = 1.35$

$k_{Fz} = 2.80$

FORMULES DE VERIFICATION :

$k_1 * \text{SigN} + k_{Fy} * \text{SigFy} + k_{Fz} * \text{SigFz} = 1.35 * 14.44 + 1.04 * 2.74 + 2.80 * 0.04 = 22.42 < 23.50\ daN/mm^2 (3.731)$

$1.54 * \text{Tau}_y = |1.54 * -0.00| = |-0.00| < 23.50\ daN/mm^2 (1.313)$

$1.54 * \text{Tau}_z = 1.54 * 0.23 = 0.36 < 23.50\ daN/mm^2 (1.313)$

Profil correct !!!



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 5 Montans

PIECE : 48 Montant_CM66_48 **POINT :** 1

COORDONNEE : x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 11 1,33G+1,42(Q+V1D) (8+2)*1.42+7*1.33

MATERIAU :

ACIER $f_y = 23.50 \text{ daN/mm}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION : TCAR 80x4

ht=8.0 cm

bf=8.0 cm

ea=0.4 cm

es=0.4 cm

Ay=6.04 cm²

Iy=115.80 cm⁴

Wely=28.95 cm³

Az=6.04 cm²

Iz=115.80 cm⁴

Welz=28.95 cm³

Ax=12.08 cm²

Ix=179.70 cm⁴

CONTRAINTES :

SigN = 23521.27/12.08 = 19.47 daN/mm²



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

Ly=1.60 m

Lfy=1.28 m

Lambda y=41.34

Muy=6.23

ky=1.07



en z :

Lz=1.60 m

Lfz=1.60 m

Lambda z=51.68

Muz=3.99

kz=1.12

FORMULES DE VERIFICATION :

$k \cdot \text{SigN} = 1.12 \cdot 19.47 = 21.89 < 23.50 \text{ daN/mm}^2 \text{ (3.411)}$

Profil correct !!!

7.3.4.3 Sécurité structurale :

Les profils creux sont non seulement en compétition avec les autres matériaux de construction telle que le béton armé et le bois, mais ils peuvent également remplacer avec intérêt les autres profils métalliques. L'utilisation en construction métallique, de profils creux présente de nombreux avantages, tant au point de vue de la résistance qu'au point de vue de l'utilisation.



7.3.4.3.1 Comportement au flambement :

A section équivalente, le rayon de giration d'un profil creux est généralement beaucoup plus grand que celui de l'axe faible d'une section ouverte. Pour une longueur donnée, ceci conduit à un élancement moindre, d'où une capacité de résistance au flambement supérieure et donc, à terme, une économie possible de poids en faveur des profils creux par rapport aux sections ouvertes. En outre, le comportement au flambement d'un profil est d'autant meilleur que le rapport de la dimension transversale sur l'épaisseur de la paroi augmente.

7.3.4.3.2 Résistance à la torsion :

Les profils creux ont une forme optimale pour résister à la torsion car d'une part la matière est distribuée uniformément autour de l'axe longitudinal passant par le centre de gravité, et d'autre part la section est fermée. L'expérience montre qu'à section équivalente, le moment d'inertie de torsion d'un profil creux est 200 à 300 fois plus grand que celui d'un profil ouvert.

7.3.4.3.3 Résistance au déversement :

En général, les profils en double té sont plus économiques en flexion que les profils creux, car leur inertie forte I_{max} est plus grande à masse égale. Toutefois, lorsque l'instabilité par déversement est à craindre, les profils creux reprennent l'avantage, grâce à de leur grande raideur torsionnelle. L'expérience montre que les profils creux circulaires et les profils rectangulaires tels que $b/h > 0,25$ ne représentent pas de danger de déversement.

Autre avantages :

- l'utilisation du volume intérieur, soit pour augmenter la force portante de la colonne en la remplissant de béton, soit comme protection incendie en réalisant un système d'irrigation. Le volume intérieur peut être utilisé pour faire circuler l'eau de chauffage.
- l'absence d'angles vifs, ce qui favorise l'utilisation des profils creux comme colonnes dans les lieux publics.
- l'esthétique : une bonne utilisation des profils creux conduit à réaliser des structures plus aérées et plus esthétiques, du fait des dimensions extérieures réduites par rapport aux profils ouverts, de l'élimination des goussets et des raidisseurs grâce à l'assemblage direct effectuée par soudage profil sur profil.

7.3.4.4 Métré:

Type	Nombre	Longueur [m]	Poids unitaire [kG/m]	Poids pièce [kG]	Poids total [kG]	Surf. peinture [m2]
Total par section						
TCAR 80x4	429	1083,50	9,49	10278,32	10278	339,28
TCAR 90x5	440	1402,50	13,26	18590,96	18591	492,86
TCAR 250x8	33	1761,10	59,26	104361,41	104361	1705,47
Totaux nets:					133231	2537,61

Tableau10:métré de la variante 2



7.3.5 Comparaison entre les deux variantes :

Le projeteur de construction métallique choisit de préférence le composant (la section) le plus performant pour la transmission des efforts dans la structure, au moindre coût. Ce moindre coût est souvent traduit par le moindre poids d'acier. Pour cette raison, les poutres en treillis sont préférables pour les grandes portées. En effet, les laminés normalisés sont onéreux en cas de grande portée du fait de leur épaisseur d'âme généralement surabondante, qui grève le poids, donc le coût.

Mais il faut aussi tenir compte des coûts de fabrication du composant et de montage. Ainsi, une barre comprimée en profil creux, plus légère qu'une barre en profilé ouvert, peut s'avérer plus coûteuse, surtout en tenant compte des attaches d'extrémités. En effet, il faut éviter autant que possible tout gousset ou renfort et privilégier les assemblages directs des profils creux, ce qui aggrave le coût.

7.3.5.1 Contrainte économique :

Tableau11: coût total de chaque variante

	coût unitaire (DH/Kg)	poids total (Kg)	coût total (DH)
variante I	21.85	197792	4323496
variante II	26	133231	3464006

La comparaison technico-économique montre un avantage de coût pour la variante 2, soit un gain de 24%.

7.3.5 Conclusion:

Le principal avantage d'une poutre à treillis par rapport aux autres solutions tient au fait, qu'à l'aide d'une conception adéquate, elle permet d'obtenir un élément porteur efficace, solide et rigide. Le choix pour la structure de couverture entre une poutre à treillis et une poutre en acier à âme pleine est souvent d'ordre économique, où la portée et l'importance de la charge comptent pour beaucoup. Plus la poutre en acier à âme pleine est massive et présente des portées importantes, plus le treillis permet de dégager des économies de poids ; lorsque les gains en matériau compensent le surcoût de fabrication, l'option du treillis est retenue.

En définitive, la variante retenue est la variante 3 : structure en treillis à profilés creux car elle présente les bénéfices suivants :

- en termes de coût ;
- en termes de sécurité structurale ;
- Apparence agréable sur le plan visuel dans les cas où la structure métallique reste apparente.
- Le moyen de protection utilisé n'augmente pas la dimension globale du treillis.
- Le système est durable et offre une grande résistance aux impacts.



7.4 Dimensionnement des poteaux du portique :

Les poteaux de portique ; nommé poteaux de rives sont des profilés HEB 550 renforcés par deux platines de 20 cm de largeur et de 25mm d'épaisseur. Ces deux platines améliorent les performances des poteaux et augmentent leur résistance à la compression.

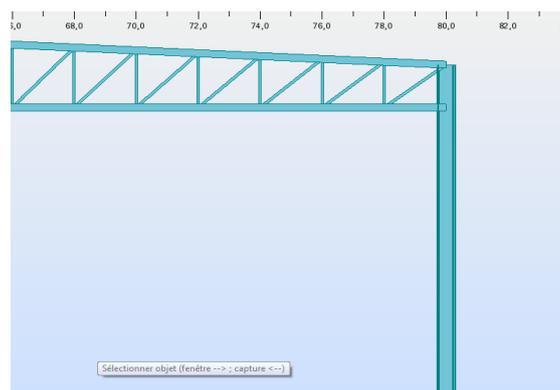
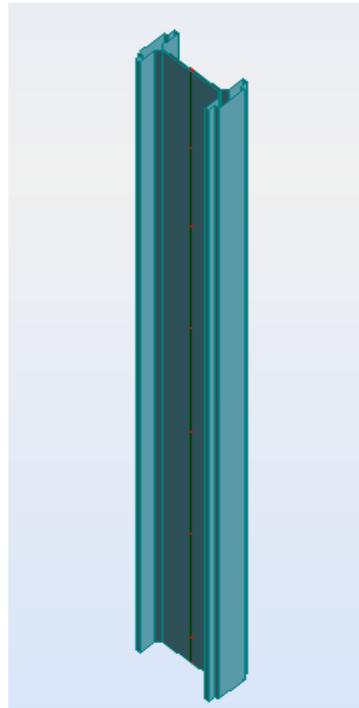


Figure 40: section et emplacement du poteau du rive HEB550 renforcé



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 1 Poteaux de rive

PIECE : 2 Poteau_de_rive_CM66_2
10.00 m

POINT : 3 **COORDONNEE :** x = 0.87 L =

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 11 1,33G+1,42(Q+V1D) (8+2)*1.42+7*1.33

MATERIAU :

ACIER $f_y = 23.50 \text{ daN/mm}^2$

PARAMETRES DE LA SECTION : hebr 10x10x10

ht=60.0 cm

bf=30.0 cm

ea=0.0 cm

es=0.0 cm

$A_y = 278.61 \text{ cm}^2$

$I_y = 219399.21 \text{ cm}^4$

$W_{ely} = 7313.31 \text{ cm}^3$

$A_z = 90.68 \text{ cm}^2$

$I_z = 16410.23 \text{ cm}^4$

$W_{elz} = 1094.02 \text{ cm}^3$

$A_x = 354.06 \text{ cm}^2$

$I_x = 2294.24 \text{ cm}^4$

CONTRAINTES :

$\text{SigN} = 20083.92/354.06 = 0.57 \text{ daN/mm}^2$

$\text{SigF}_y = 131702.06/7313.31 = 18.01 \text{ daN/mm}^2$

$\text{SigF}_z = 150.19/1094.02 = 0.14 \text{ daN/mm}^2$



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

$L_y = 11.50 \text{ m}$

$L_{fy} = 30.44 \text{ m}$

$\text{Lambda}_y = 122.30$

$\mu_{uy} = 24.43$

$k_{1y} = 1.01$

$k_{Fy} = 1.07$



en z :

$L_z = 11.50 \text{ m}$

$L_{fz} = 11.50 \text{ m}$

$\text{Lambda}_z = 168.92$

$\mu_{uz} = 12.81$

$k_{1z} = 1.03$

$k_{Fz} = 1.13$

FORMULES DE VERIFICATION :

$k_1 \cdot \text{SigN} + k_D \cdot k_{Fy} \cdot \text{SigF}_y + k_{Fz} \cdot \text{SigF}_z = 1.03 \cdot 0.57 + 1.00 \cdot 1.07 \cdot 18.01 + 1.13 \cdot 0.14 = 19.95 < 23.50 \text{ daN/mm}^2$
(3.731)

$1.54 \cdot \text{Tau}_y = |1.54 \cdot -0.00| = |-0.00| < 23.50 \text{ daN/mm}^2$ (1.313)

$1.54 \cdot \text{Tau}_z = |1.54 \cdot -2.34| = |-3.60| < 23.50 \text{ daN/mm}^2$ (1.313)

Profil correct !!!



Chapitre 8 : Assemblages



8.1 Assemblage du pied de poteau encastré:

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de fondation les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée au pied de poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau. Elle peut être renforcée par des raidisseurs.

Dans notre cas d'étude le pied de poteau considéré encastré est sollicité par :

<i>un effort tranchant V</i>	21834	<i>daN</i>
<i>un moment de flexion M</i>	82900	<i>daN.m</i>
<i>un effort normal de compression N</i>	25672.51	<i>daN</i>

Hypothèses de calcul :

- Diamètre des goujons : $\varphi = 40\text{mm}$.
- un massif avec un béton de $f_{c28} = 2,5 \text{ daN/mm}^2$.
- contrainte de compression de béton : $\sigma_b = 2,12 \text{ daN/mm}^2$.

8.1.1 Surface de la platine

Elle est déterminée par la condition :

$$\sigma = \frac{N}{ab} = \frac{25673}{ab} \leq \bar{\sigma}_b = 212.5 \text{ daN/cm}^2$$

Donc

$$\frac{25673}{212.5} = 120.81 \text{ cm}^2 \leq ab$$

Le poteau en question est un *HEB 550* reconstitué , les dimensions de la platine sont :

$$a = 1000\text{mm} \text{ et } b = 600\text{mm}$$

Le moment M est équivalent à un effort N excentré de :

$$e = \frac{M}{N} = 322 \text{ cm} \quad \text{d'où} \quad e > \frac{D}{6}$$

Donc le centre de poussée se trouve hors du tiers central de la section, et la platine est soulevée (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

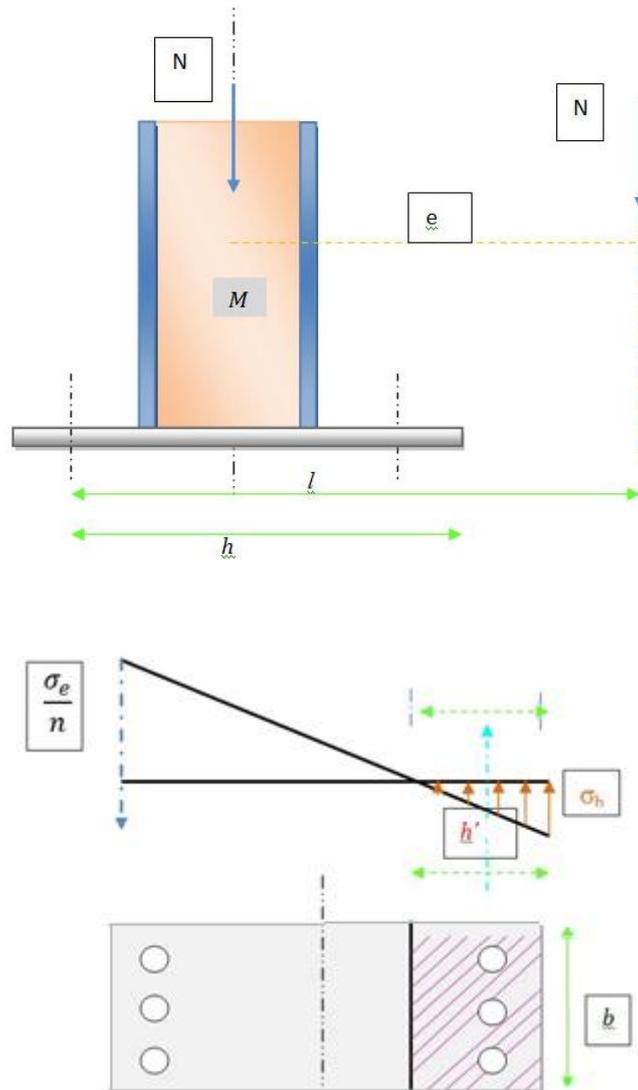


Figure 241: Pied de poteau

Le nombre de goujon tendus est $nt = 3$. Alors les autres grandeurs sont :

$A = nt \times A_s \text{ (mm}^2\text{)}$	3769.9
$L \text{ (mm)}$	3520
$h \text{ (mm)}$	950
$b \text{ (mm)}$	600

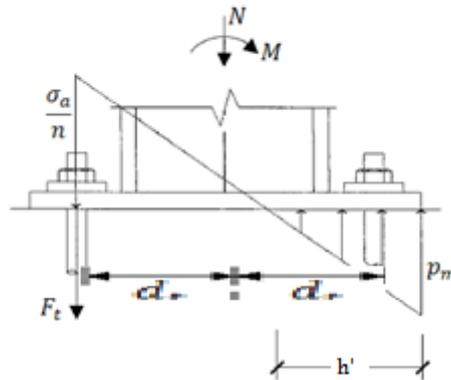


figure 252: effort de traction dans les tiges et contrainte maximale du béton

L'équation du 3^{ème} degré en h' s'écrit alors :

$$h'^3 + 3(l - h)h'^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

Ce qui correspond à :

$$h'^3 + 7710 h'^2 + 1990507,2h' - 1890981840 = 0$$

Par suite, la solution de l'équation est :

$$h' = 37.59 \text{ cm}$$

On calcule aussi la contrainte maximale dans le béton p_m et la traction totale dans les tiges d'ancrages F_t d'après les équations d'équilibre:

$$p_m = \frac{2(M + Nd_t)}{bh' \left(d_t + \frac{a}{2} - \frac{h'}{3} \right)} \quad p_m = 1,07 \text{ daN/mm}^2$$

$$F_t = \frac{M - N \left(\frac{a}{2} - \frac{h'}{3} \right)}{d_t + \frac{a}{2} - \frac{h'}{3}} \quad F_t = 94592.11 \text{ daN}$$

8.1.2 Vérification de la résistance du béton :

La pression exercée sur le massif de fondation par l'arrête la plus chargée de la plaque d'assise ne doit pas dépasser la contrainte admissible du béton.

Il faut donc vérifier que :

$$p_m \leq K \sigma_{bc}$$

- Pour un béton à $f_{c28} = 2,5 \text{ daN/mm}^2$, La résistance de calcul du béton est prise égale à : $\sigma_{bc} = 2,12 \text{ daN/mm}^2$

- Le coefficient de pression localisé est forfaitairement pris égal à : $K = 1,5$

Et on a :

$$p_m / K \sigma_{bc} = 0,336 < 1$$



8.1.3 Vérification des tiges d'ancrages :

L'effort de traction N_j dans chaque tige est obtenu en divisant la force F_t par le nombre de tiges tendues :

$$N_j = \frac{F_t}{n_t} \qquad N_j = 31530.7 \text{ daN}$$

L'effort transversal sollicitant les tiges s'obtient de la même manière :

$$V_j = \frac{V}{n_t} \qquad V_j = 7278 \text{ daN}$$

a) Résistance des sections :

L'article 4,12 des règles CM 66 exige de vérifier que :

$$1,25 N_j \leq A_s \sigma_{red} \qquad \sqrt{N_j^2 + 2,36 V_j^2} \leq A_s \sigma_{red}$$

- La section résistante des tiges est :
- Et puisqu'ils sont de classe 6.8, alors :

$$A_s = 1005 \text{ mm}^2$$
$$\sigma_{red} = 41 \text{ daN/mm}^2$$

On alors :

$$1,25 N_j / A_s \sigma_{red} = 0,95 < 1 \qquad \sqrt{N_j^2 + 2,36 V_j^2} / A_s \sigma_{red} = 0,81 < 1$$

b) Adhérence des tiges :

Pour assurer l'adhérence des tiges au béton et pour en limiter le glissement ; Différents systèmes d'ancrage peuvent être utilisés. Nous excluons la variante de la tige droite vu Le grand effort de traction et on optera pour des tiges recourbées :

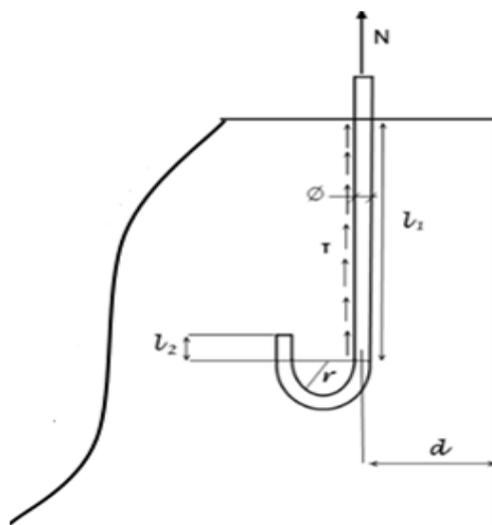


figure 263: dimensions de la tige d'ancrage



Dimensions de la tige d'ancrage recourbée

On prend :

$$l_1 = 25 \phi_t = 1000 \text{ mm} \quad ;$$

$$l_2 = 2 \phi_t = 80 \text{ mm} \quad ; \quad r = 3 \phi_t = 120 \text{ mm}$$

on doit vérifier que :

$$N_j \leq \pi \phi_t \bar{\tau}_s (l_1 + 6,4 r + 3,5 l_2)$$

$\bar{\tau}_s$ étant la contrainte d'adhérence du béton. Pour un béton avec $f_{c28} = 2,5 \text{ daN/mm}^2$ on a : $\bar{\tau}_s = 0,13 \text{ daN/mm}^2$.

Le ratio de vérification est : $N_j / \pi \phi_t \bar{\tau}_s (l_1 + 6,4 r + 3,5 l_2) = 0,94 < 1$

8.1.4 Vérification de la résistance de la platine :

On admet que les platines, soumises aux réactions des fondations, risquent de se plier .1 suivant les lignes tangentes au contour des poteaux, telles que la ligne 1-1, 2-2 et 3-3 de la figure suivante :

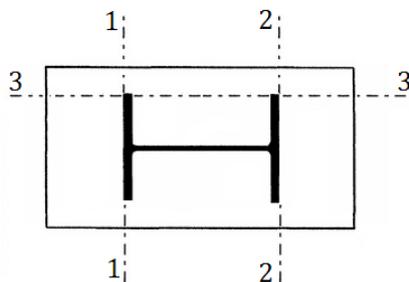


figure 274: Lignes de pliage de la platine

Les portions de tôles situées à l'extérieur de ces lignes sont alors à calculer comme des poutres en porte-à-faux, et il faut vérifier que la section de tôle située au droit de la ligne de pliage est capable de résister au moment des réactions exercées par le massif de fondation entre cette section et le bord libre de la platine.

Ceci revient à vérifier que pour chaque section on doit avoir :

$$\frac{M_{i-i} V}{I} \leq \sigma_e \quad \text{c.-à-d.} \quad t_p \geq \sqrt{\frac{6 M_{i-i}}{b \sigma_e}}$$

Moments de flexion dans la platine :



a) Côté tiges tendues : (ligne 1 – 1)

$$M_{1-1} = F_t (d_t - h_c / 2)$$

$$M_{1-1} = 9459 \text{ daN.m}$$

D'où $t = 62 \text{ mm}$

b) Côté béton comprimé : (ligne 2 – 2)

Puisqu'on a : $(h_p - h_c) / 2 \leq y_0 \leq h_p$

Alors :

$$M_{2-2} = \frac{b}{24} (a - h_c)^2 (p_1 + 2 p_m) \quad \text{où} \quad p_1 = p_m \left(1 - \frac{a - h_c}{3 h'} \right)$$

Ce qui donne : $p_1 = 0,69 \text{ daN/mm}^2$ et $M_{2-2} = 9804 \text{ daN.m}$

D'où $t = 63.91 \text{ mm}$

c) Autres abords : (ligne 3 – 3)

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment

$$M = 0.10 T \text{ daN.m}$$

$$T = A \sigma_a = 3769.9 \times 22,08 = 83239.39 \text{ daN}$$

d'où $M = 8323.93 \text{ daN.m}$

Donc $t = 49.5 \text{ mm}$

Il vient donc que :

$$t = \max(62 \text{ mm} ; 63.91 \text{ mm} ; 49.5 \text{ mm})$$

Vu que Toutes ces épaisseurs sont excessives, on préférera passer par des épaisseurs moins importantes moyennant des raidisseurs, bien que le recours à ceux-là soit déconseillé dans les cas courants pour ce qu'il introduit des frais supplémentaires de main d'œuvre.

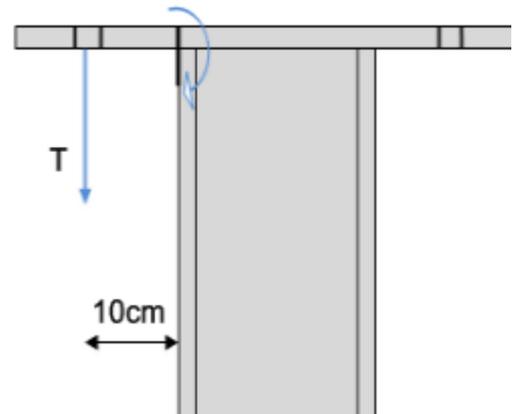
8.2 Assemblage membrure-membrure:

La poutre treillis a une longueur de 80m, on construit une telle poutre en assemblant des barres de longueur inférieure à 12m, car les longueurs standards des barres ne dépassent pas les 12m.

Dans ce qui suit on va étudier l'assemblage de cette poutre.

Deux méthodes d'assemblage se présentent :

- Soit par boulonnage de deux platines et la soudure de l'élément à la platine.



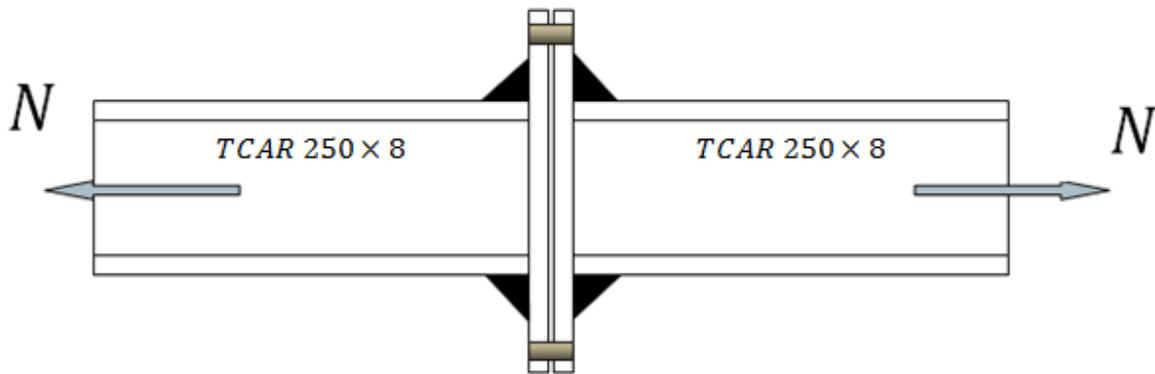


Figure45: assemblage par boulons

- Soit par la soudure de deux treillis moyennant une seule platine :

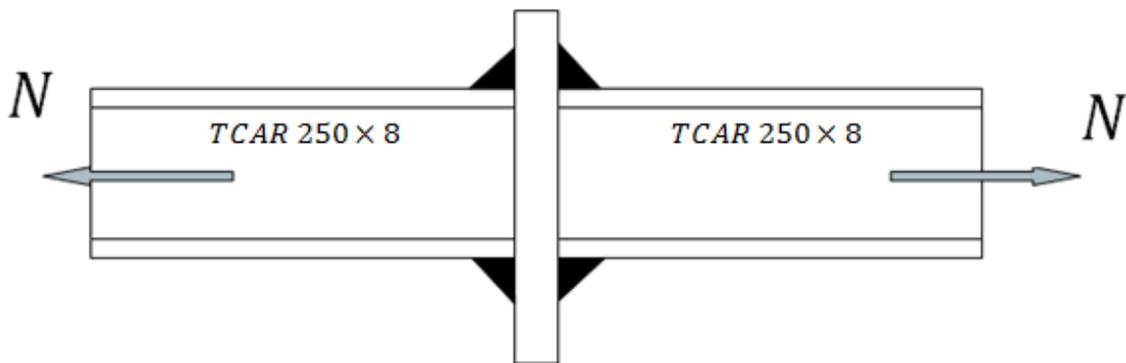


Figure46: assemblage par soudure

Premier cas :

On néglige l'effet du moment, et de l'effort tranchant, par rapport à l'effort N .

Au point d'assemblage ($x=9m$) l'effort maximal de traction est égal : $N = 108955.8 daN$

✚ Platine :

- D'épaisseur $e_p = 20mm$
- De section $S = 400mm \times 400mm$

✚ Boulons :

- Ordinaire de classe 10.9 et de diamètre $\varnothing 24$.
- La limite d'élasticité $\sigma_e = 67 daN/mm^2$
- L'effort normal admissible par boulon $A_s \times \sigma_e = 23651 daN$

On déduit le nombre des boulons par la simple relation :

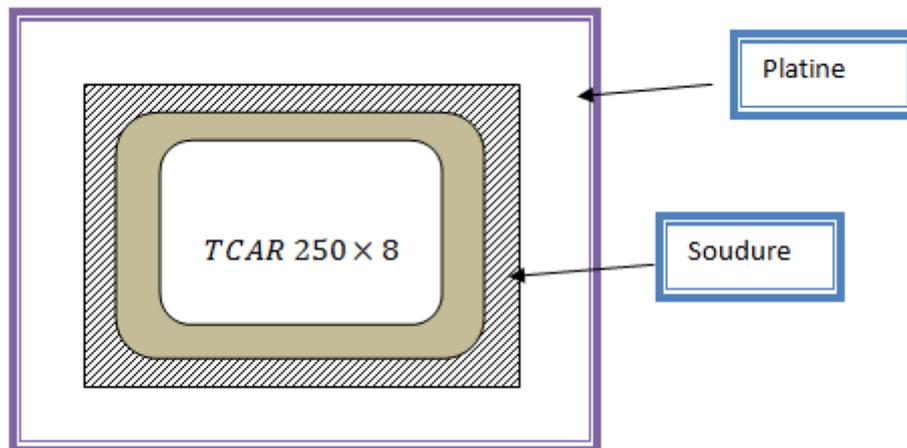


$$n = \frac{1,25 \times N}{A_s \times \sigma_e} = 5,75$$

On prend 6 boulons de diamètre $\varnothing 24$.

Deuxième cas

On a un tube *TCAR* 250×8 , soudé sur la platine par un cordon périmétrique d'épaisseur *a*



Il s'agit d'un cordon frontal, il faut vérifier que :

$$N \leq \frac{a \times \sum l \times \sigma_e}{k \times \sqrt{2}}$$

Soit :

$$a = 10mm \geq \frac{0,7 \times \sqrt{2} \times 108955.8}{4 \times 250 \times 24} = 4,49 mm$$



8.3 Assemblage poteau_poutre treillis

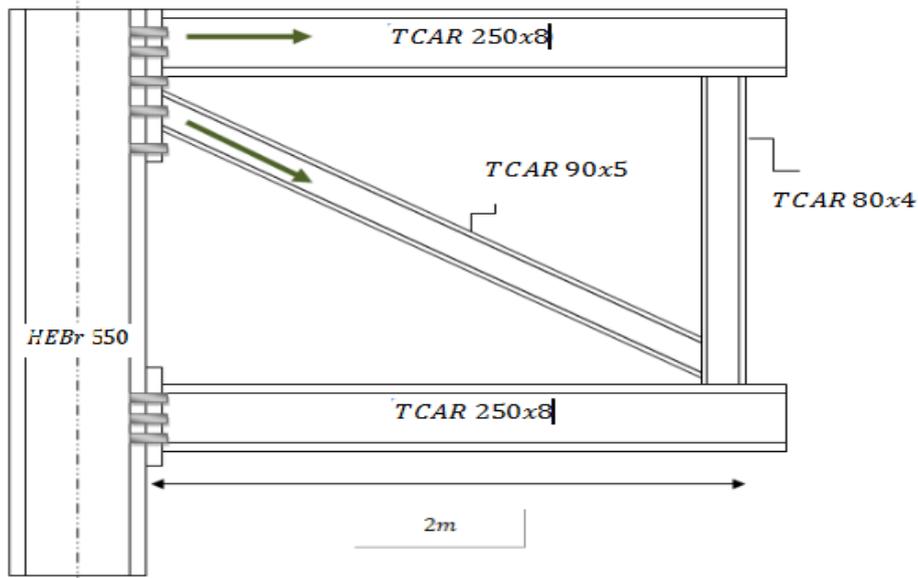


Figure47:Assemblage poteau _treillis

Assemblage boulonné

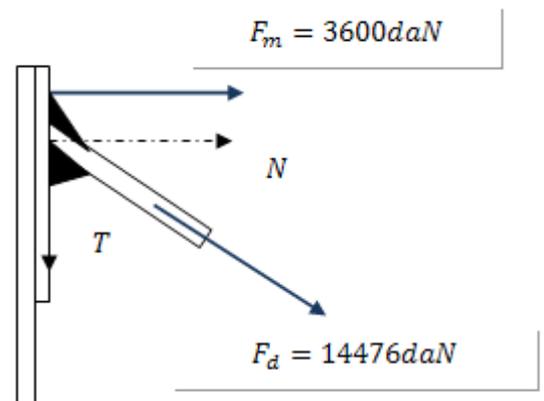
Les boulons doivent résister aux efforts de traction et aux efforts de cisaillement.

Platine :

- Epaisseur de la platine : $e = 14 \text{ mm}$
- Section de la platine : $S = 170\text{mm} \times 350\text{mm}$

Boulons :

- 12 Boulons 10.9 de diamètre $\varnothing 24$
- La limite d'élasticité $\sigma_e = 67 \text{ daN/mm}^2$
- Résistance du boulon $P_v = 0,8 \times A_s \times \sigma_e = 18920 \text{ daN}$
- Coefficient de frottement $\mu = 0,3$



L'effort admissible dans l'axe d'un boulon :

$$N_i = \frac{N \cos \theta + F_m}{n} \leq P_v$$



$$N_i = \frac{142585}{12} = 11882 \text{ daN} \leq P_v$$

L'effort tranchant admissible par boulon et par plan de glissement :

$$Q_i = \frac{Q}{n} \leq 1,1 \times (P_v - N_i) \times \mu$$

Soit :

$$Q_i = 2101.85 \text{ daN} \leq 2322.54 \text{ daN} \quad \mathbf{OK}$$

Assemblage de la diagonale avec la platine

Il s'agit d'une soudure de deux pièces obliques.

On doit vérifier la formule d'enveloppe :

$$k\sqrt{3} \frac{N}{\sum al} \leq \sigma_e$$

On trouve :

$$k\sqrt{3} \frac{N}{\sum al} = 0,7 * 1,73 * \frac{42037}{10 * 4 * 90} = 23.13 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2 \quad \mathbf{OK}$$



Chapitre 9 : Fondations



9.1 Semelle sous poteau de rive :

Charges appliquées sur fondation :

- Charge due à la combinaison de l'ELU :
$$\begin{cases} N = 25.67 T \\ V = 21.83 T \\ M = 82.9 T.m \end{cases}$$
- Poids propre de la fondation.
- Poids des terres.
on a les caractéristiques suivant :

σ_{sol}	$\sigma_{béton}$	f_e
2 bars	25 MPa	500 MPa

9.1.1 Prédimensionnement:

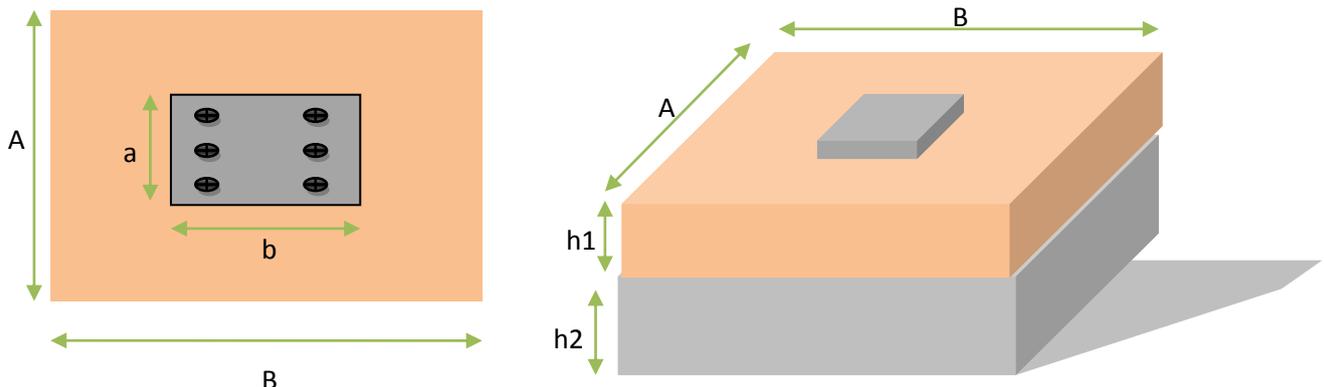


Figure 48: Dimensions de fondation

Les dimensions de la fondation doivent vérifier en premier lieu les deux conditions :

$$\begin{cases} \frac{B}{A} = \frac{a}{b} \\ \frac{N}{AB} < \sigma_{sol} \end{cases}$$

On a :

$$a = 800 \text{ mm} \quad \text{et} \quad b = 1100 \text{ mm}$$

On prend les valeurs suivantes:



a	0.8	m
b	1.1	m
B	4.5	m
A	3.5	m
h1	0.8	m
h2	0.8	m

Tableau 12 : dimensions de la semelle

9.1.2 Dimensionnement :

➤ Dimensions des semelles

La charge normale appliquée à la fondation est la somme de :

- Charge sous N = 25.672 T
- Poids propre de la fondation
- Poids propre du massif:
- Poids des terres :

Donc la charge normale totale à l'ELU est : $N = 80.78 \text{ T}$

Le moment total en bas de la semelle vaut à l'ELU :

$$M = M_y + V(h1 + h2) = 117.83 \text{ T.m}$$

soit l'excentricité $e_0 = \frac{M}{N} = 1.45 > \frac{B}{6} = 0.75$

Donc le diagramme des contraintes est triangulaire.

➤ Condition au non renversement :

Soit x la longueur de la partie comprimée. Par l'équilibre des forces on trouve

$$x = 3 \times \left(\frac{B}{2} - e_0 \right)$$

On est dans le cas de l'encastrement, alors on doit s'assurer que la moitié de la semelle est comprimée

$$x \geq \frac{B}{2}$$

En utilisant les deux conditions on obtient :

$$B \geq 3 \times e_0$$

Soit :

$$B = 4.5 \geq 3 \times 1.458 = 4.37 \quad \text{OK}$$

On n'a pas de risque de renversement.



- Condition de la résistance du sol :
- Comme $e_0 > \frac{B}{6}$, alors

$$\sigma_M = \frac{2N}{3\left(\frac{B}{2} - e_0\right)A} = 0.194 \text{ MPa}$$

$$: \sigma_M = 0.194 \text{ MPa} < 1.33\sigma_s = 0.266 \text{ MPa}$$

- Vérification au glissement :

$$\text{Pour qu'il n'y ait pas de glissement il faut avoir : } V < \frac{N \times \tan \varphi}{1.5}$$

Avec : $\tan \varphi = 0.83$

$$\text{On trouve : } V = 21.83T < \frac{N \times \tan \varphi}{1.5} = 44.69T \quad \mathbf{OK}$$

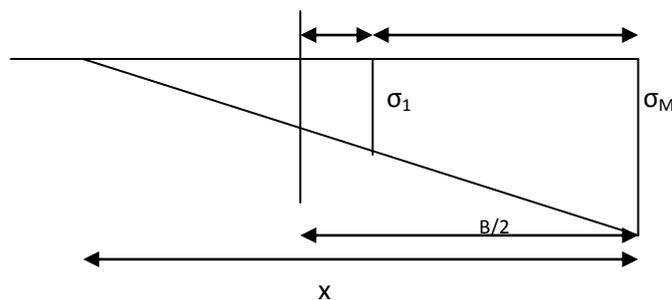
9.1.3 Calcul des armatures:

On calcule les armatures de fondation par un mètre de largeur

On a $e > B/6$, on ne peut pas utiliser la méthode des bielles.

Les armatures parallèles au côté B sont déterminées pour équilibrer le moment M_1 agissant dans la section située à $0.35b$ de l'axe du poteau. Les armatures déterminées sont uniformément réparties.

Les armatures parallèles au côté A, sens suivant lequel on néglige le moment sont calculées par la méthode des bielles en considérant une charge centrée : $N' = N\left(1 + \frac{3e_0}{B}\right)$.



- armatures parallèle au côté B :

$$\text{on a : } \sigma_M = \frac{2N}{3\left(\frac{B}{2} - e_0\right)A} = 0.194 \text{ MPa}$$

$$\text{et } \sigma_1 = \frac{B + 0.35 \times b - 3e_0}{3\left(\frac{B}{2} - e_0\right)} \sigma_M = 0.041 \text{ MPa}$$



donc
$$M_1 = A \left(\frac{B}{2} - 0.35b \right)^2 \left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_M}{6} \right) = 0.87 \text{ MPa.m}$$

On a :

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$d_1 = 0.8 - 0.04 = 0.76 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0.87}{1.1 \times (0.76)^2 \times 14.2} = 0.096 < \mu_{lu} = 0.372$$

$$z_b = d_1(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.71 \text{ m}$$

Finalement on trouve la section suivante :

$$S_B = \frac{0.87}{0.71 \times 434} = \mathbf{28.2 \text{ cm}^2}$$

$$S_B = \mathbf{28.2 \text{ cm}^2} \rightarrow 20T14 \quad e = 22.5 \text{ cm}$$

➤ Armatures parallèles au coté A :

$$N' = N \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) = 159.29 \text{ T} \quad \text{➤}$$

$$d_2 = 0.8 - 0.04 = 0.76 \text{ m} \quad \text{➤}$$

$$S_A = \frac{N'(A-a)}{8 \times d_2 \times \sigma_s} = 10.26 \text{ cm}^2 \quad \text{➤}$$

$$S_A = 10.26 \text{ cm}^2 \rightarrow 10T12 \quad e = 25 \text{ cm}$$



Conclusion

Dans tout projet ; la conception est la partie la plus déterminante du coût. Le choix entre les différentes variantes possibles doit prendre en compte plusieurs paramètres à savoir : l'exigence du client ; l'aspect architectural et les contraintes naturelles.

Ce projet m'a permis d'aborder les phénomènes d'instabilité qui affectent la structure ; ces phénomènes qui limitent l'exploitation de la contrainte caractéristique du matériau et qui doit être prise en compte pour éviter la ruine de la structure. J'ai eu l'occasion aussi de manipuler le logiciel ROBOT qui reste un outil indispensable pour le dimensionnement. Aussi la comparaison entre les deux variantes de la poutre treillis a donné une idée plus précise sur l'avantage des profilés tubulaires dans ce type de hangar surtout que la portée est très grande.

En résumé, on peut dire que ce travail de Fin d'études était pour moi une très bonne occasion pour maîtriser la charpente métallique. Certes, le développement des moyens de calcul a pu libérer l'ingénieur des phases complexes de calcul mais l'aspect de surveillance ainsi que d'interprétation des résultats ne peuvent être mis de côté.



Annexes



Annexe -1-

Formulaires pour le calcul des poutres continues

Ce formulaire contient les formules utiles pour calculer des poutres sur deux, trois, quatre, cinq et sept appuis. Ils correspondent aux différentes dispositions statique et de liernage des pannes et lisses examinés dans le projet. Le chargement est considéré uniformément appliqué avec une intensité p . La rigidité de la section EI est considéré constante. Les travées ont toutes la même portée notée l .

1. Poutre sur deux appuis :

Moment maximal en travée :

$$M_t = p \frac{l^2}{8}$$

La flèche maximale :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{p \cdot l^4}{EI}$$

2. Tableau des réactions d'appuis :

		$R/p l$	nombre d'appuis				
			3	4	5	6	7
appui	1	0,375	0,400	0,392	0,394	0,394	
	2	1,25	1,100	1,142	1,131	1,134	
	3	0,375	1,100	0,928	0,973	0,961	
	4	-----	0,400	1,142	0,973	1,019	
	5	-----	-----	0,392	1,131	0,961	
	6	-----	-----	-----	0,394	1,134	
	7	-----	-----	-----	-----	0,394	



3. Tableaux des moments sur appuis :

	$M/p l^2$	Nombre d'appuis				
		3	4	5	6	7
appui	1	0	0	0	0	0
	2	0,125	0,1	0,107	0,105	0,105
	3	0	0,1	0,071	0,078	0,076
	4	-----	0	0,107	0,078	0,086
	5	-----	-----	0	0,105	0,076
	6	-----	-----	-----	0	0,105
	7	-----	-----	-----	-----	0

4. Tableau des moments maximaux en travée :

	$M_{max} / p l^2$	Nombre d'appuis				
		3	4	5	6	7
travée	1	0,070	0,080	0,077	0,077	0,077
	2	0,070	0,025	0,036	0,033	0,034
	3	-----	0,080	0,036	0,046	0,043
	4	-----	-----	0,077	0,033	0,043
	5	-----	-----	-----	0,077	0,034
	6	-----	-----	-----	-----	0,077

5. Tableau des flèches maximales :

	$\frac{384 EI}{p l^4} \cdot f_{max}$	Nombre d'appuis			
		3	4	5	7
travée	1	2,05	2,64	2,48	2,53
	2	2,05	0,2	0,74	0,64
	3	-----	2,64	0,74	1,09
	4	-----	-----	2,48	1,09
	5	-----	-----	-----	0,64
	6	-----	-----	-----	2,53



Annexe -2-

Les déformations max

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	1,1	7,9	2,5	0,043	0,021	0,011
Noeud	3421	802	800	847	7	7
Cas	16 (C)	16 (C)	33 (C) (CQC)	16 (C)	17 (C)	33 (C) (CQC)
MIN	-1,1	-4,0	-23,0	-0,009	-0,017	-0,013
Noeud	3266	763	50	7	7	7
Cas	16 (C)	20 (C)	16 (C)	20 (C)	35 (C) (CQC)	17 (C)

Les reactions max :

	FX [daN]	FY [daN]	FZ [daN]	MX [daNm]	MY [daNm]	MZ [daNm]
MAX	19675,03	6167,51	41352,60	363,18	72684,29	78,55
Noeud	5	843	759	169	1	841
Cas	9 (C)	15 (C)	9 (C)	33 (C) (CQC)	9 (C)	15 (C)
Mode						
MIN	-21442,51	-2770,54	-20011,94	-1309,19	-81375,67	-76,31
Noeud	3	5	843	843	3	843
Cas	11 (C)	44 (C) (CQC)	15 (C)	15 (C)	11 (C)	15 (C)
Mode						



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 11 lisses

PIECE : 1944 LISSES_1944 **POINT :** 3

COORDONNEE : x = 1.00 L = 6.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 9 1,33G+1,42(Q+V2D) (8+24)*1.42+7*1.33

MATERIAU :

ACIER $f_y = 23.50 \text{ daN/mm}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION : UPN 120

ht=12.0 cm

bf=5.5 cm

ea=0.7 cm

es=0.9 cm

$A_y=9.90 \text{ cm}^2$

$I_y=364.25 \text{ cm}^4$

$W_{ely}=60.71 \text{ cm}^3$

$A_z=8.40 \text{ cm}^2$

$I_z=43.08 \text{ cm}^4$

$W_{elz}=11.06 \text{ cm}^3$

$A_x=16.88 \text{ cm}^2$

$I_x=3.77 \text{ cm}^4$

CONTRAINTES :

$\text{SigN} = 345.06/16.88 = 0.20 \text{ daN/mm}^2$

$\text{SigF}_y = 82.39/60.71 = 1.36 \text{ daN/mm}^2$

$\text{SigF}_z = 8.68/11.06 = 0.78 \text{ daN/mm}^2$



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

$L_y=6.00 \text{ m}$

$L_{fy}=6.00 \text{ m}$

$\text{Lambda } y=129.18$

$\text{Muy}=60.77$

$k_{ly}=1.01$

$k_{Fy}=1.03$



en z :

$L_z=3.00 \text{ m}$

$L_{fz}=3.00 \text{ m}$

$\text{Lambda } z=187.82$

$\text{Muz}=28.75$

$k_{lz}=1.01$

$k_{Fz}=1.06$

FORMULES DE VERIFICATION :

$k_1 \cdot \text{SigN} + k_D \cdot k_{Fy} \cdot \text{SigF}_y + k_{Fz} \cdot \text{SigF}_z = 1.01 \cdot 0.20 + 1.00 \cdot 1.03 \cdot 1.36 + 1.06 \cdot 0.78 = 2.43 < 23.50 \text{ daN/mm}^2$
(3.731)

$1.54 \cdot \text{Tau}_y = 1.54 \cdot 0.00 = 0.00 < 23.50 \text{ daN/mm}^2$ (1.313)

$1.54 \cdot \text{Tau}_z = |1.54 \cdot -0.07| = |-0.11| < 23.50 \text{ daN/mm}^2$ (1.313)

Profil correct !!!



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 8 sablière sup

PIECE : 1665 Panne_CM66_1665

POINT : 1

COORDONNEE : x

= 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 9 1,33G+1,42(Q+V2D) (8+24)*1.42+7*1.33

MATERIAU :

ACIER $f_y = 23.50$ daN/mm²



PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 160

ht=15.2 cm

bf=16.0 cm

ea=0.6 cm

es=0.9 cm

$A_y=28.80$ cm²

$I_y=1672.98$ cm⁴

$W_{ely}=220.13$ cm³

$A_z=9.12$ cm²

$I_z=615.57$ cm⁴

$W_{elz}=76.95$ cm³

$A_x=38.77$ cm²

$I_x=10.90$ cm⁴

CONTRAINTES :

$\text{SigN} = 2715.90/38.77 = 0.70$ daN/mm²

$\text{SigF}_y = 170.23/220.13 = 0.77$ daN/mm²

$\text{SigF}_z = 62.16/76.95 = 0.81$ daN/mm²



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

z=0.00

ID_inf=6.00 m

B=1.00

C=1.13

D=2.30

kD=1.14

Sig D=13.88 daN/mm²

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

$L_y=6.00$ m

$L_{fy}=6.00$ m

$\text{Lambda } y=91.34$

$\text{Muy}=35.46$

$k_{ly}=1.01$

$k_{Fy}=1.04$



en z :

$L_z=6.00$ m

$L_{fz}=6.00$ m

$\text{Lambda } z=150.58$

$\text{Muz}=13.05$

$k_{lz}=1.03$

$k_{Fz}=1.11$

FORMULES DE VERIFICATION :

$k_1 * \text{SigN} + k_D * k_{Fy} * \text{SigF}_y + k_{Fz} * \text{SigF}_z = 1.03 * 0.70 + 1.14 * 1.04 * 0.77 + 1.11 * 0.81 = 2.53 < 23.50$ daN/mm² (3.731)

$1.54 * \text{Tau}_y = |1.54 * -0.01| = |-0.01| < 23.50$ daN/mm² (1.313)

$1.54 * \text{Tau}_z = 1.54 * 0.15 = 0.23 < 23.50$ daN/mm² (1.313)

Profil correct !!!

Analyse sismique



Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
25/ 58	6,42	0,16	90,65	87,21	53,06	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 59	6,42	0,16	90,65	87,21	53,06	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 60	6,42	0,16	90,65	87,21	53,09	0,00	0,00	0,02	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 61	6,44	0,16	90,65	87,21	53,10	0,00	0,00	0,02	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 62	6,51	0,15	90,65	87,21	53,10	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 63	6,56	0,15	90,65	87,22	53,20	0,00	0,01	0,09	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 64	6,59	0,15	90,65	87,22	53,24	0,00	0,00	0,05	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 65	6,68	0,15	90,65	87,26	54,12	0,00	0,04	0,88	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 66	6,73	0,15	90,65	87,26	54,12	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 67	6,81	0,15	90,65	87,29	57,05	0,00	0,03	2,93	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 68	6,87	0,15	90,65	87,49	58,22	0,00	0,20	1,16	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 69	6,87	0,15	90,65	87,49	58,22	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 70	6,89	0,15	90,65	87,69	58,74	0,00	0,20	0,53	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 71	6,93	0,14	90,65	88,54	58,78	0,00	0,85	0,04	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 72	6,93	0,14	90,65	88,54	58,78	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 73	6,98	0,14	90,65	88,54	58,78	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 74	6,99	0,14	90,65	88,54	58,78	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 75	7,00	0,14	90,65	88,60	58,78	0,00	0,06	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 76	7,02	0,14	90,65	88,60	58,80	0,00	0,00	0,02	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 77	7,15	0,14	90,65	88,61	58,81	0,00	0,01	0,01	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 78	7,20	0,14	90,65	88,61	58,81	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 79	7,29	0,14	90,65	88,61	58,81	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 80	7,40	0,14	90,65	88,61	58,81	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 81	7,42	0,13	90,65	89,85	58,81	0,00	1,24	0,01	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 82	7,46	0,13	90,65	89,85	58,81	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 83	7,56	0,13	90,65	92,09	58,81	0,00	2,24	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 84	7,58	0,13	90,65	92,09	58,81	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 85	7,75	0,13	90,65	92,09	58,81	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 86	7,80	0,13	90,65	93,92	58,85	0,00	1,83	0,04	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 87	7,83	0,13	90,65	94,23	58,91	0,00	0,31	0,05	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 88	7,86	0,13	90,66	94,23	58,91	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 89	8,04	0,12	90,66	94,29	58,91	0,00	0,06	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
25/ 90	8,07	0,12	90,66	94,43	58,91	0,00	0,14	0,00	376652,34	376652,34	376652,34

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
27/ 55	6,41	0,16	90,65	87,21	53,06	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
27/ 56	6,41	0,16	90,65	87,21	53,06	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
27/ 57	6,41	0,16	90,65	87,21	53,06	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
27/ 58	6,42	0,16	90,65	87,21	53,06	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
27/ 59	6,42	0,16	90,65	87,21	53,06	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
27/ 60	6,42	0,16	90,65	87,21	53,09	0,00	0,00	0,02	376652,34	376652,34	376652,34
27/ 61	6,44	0,16	90,65	87,21	53,10	0,00	0,00	0,02	376652,34	376652,34	376652,34
27/ 62	6,51	0,15	90,65	87,21	53,10	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
27/ 63	6,56	0,15	90,65	87,22	53,20	0,00	0,01	0,09	376652,34	376652,34	376652,34
27/ 64	6,59	0,15	90,65	87,22	53,24	0,00	0,00	0,05	376652,34	376652,34	376652,34
27/ 65	6,68	0,15	90,65	87,26	54,12	0,00	0,04	0,88	376652,34	376652,34	376652,34
27/ 66	6,73	0,15	90,65	87,26	54,12	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
27/ 67	6,81	0,15	90,65	87,29	57,05	0,00	0,03	2,93	376652,34	376652,34	376652,34
27/ 68	6,87	0,15	90,65	87,49	58,22	0,00	0,20	1,16	376652,34	376652,34	376652,34
27/ 69	6,87	0,15	90,65	87,49	58,22	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
27/ 70	6,89	0,15	90,65	87,69	58,74	0,00	0,20	0,53	376652,34	376652,34	376652,34
27/ 71	6,93	0,14	90,65	88,54	58,78	0,00	0,85	0,04	376652,34	376652,34	376652,34
27/ 72	6,93	0,14	90,65	88,54	58,78	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
27/ 73	6,98	0,14	90,65	88,54	58,78	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
27/ 74	6,99	0,14	90,65	88,54	58,78	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
27/ 75	7,00	0,14	90,65	88,60	58,78	0,00	0,06	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
27/ 76	7,02	0,14	90,65	88,60	58,80	0,00	0,00	0,02	376652,34	376652,34	376652,34
27/ 77	7,15	0,14	90,65	88,61	58,81	0,00	0,01	0,01	376652,34	376652,34	376652,34
27/ 78	7,20	0,14	90,65	88,61	58,81	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
27/ 79	7,29	0,14	90,65	88,61	58,81	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
27/ 80	7,40	0,14	90,65	88,61	58,81	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
27/ 81	7,42	0,13	90,65	89,85	58,81	0,00	1,24	0,01	376652,34	376652,34	376652,34
27/ 82	7,46	0,13	90,65	89,85	58,81	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
27/ 83	7,56	0,13	90,65	92,09	58,81	0,00	2,24	0,00	376652,34	376652,34	376652,34
27/ 84	7,58	0,13	90,65	92,09	58,81	0,00	0,00	0,00	376652,34	376652,34	376652,34



Bibliographie

- ❖ Règles de calcul des constructions en acier (Règles CM66)
- ❖ Règles Neige et Vent 65 (NV65)
- ❖ Construction Métallique Tome 4.....M.PRUNIER - M.PRIN
- ❖ Conception et calcul des structures métalliques.....JEAN MOREL
- ❖ Conception des charpentes métalliques.....Manfred A.Hirt et Michel Crisinel
- ❖ Formulaire de la construction métallique.....PIERRE MAITRE
- ❖ Les pieds de poteaux encastrés en acier.....Mr YVON LESCOUARC'H
- ❖ Notes de cours de Mr NIAZI