

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia
Faculté de la technologie
Département de GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme master 2 en génie civil
Option : matériaux et structures



Thème

*Etude d'un amphithéâtre en
construction métallique à El-kseur*

Présenté par :

M^{elle}. MOUHOUB Fouzia
M^{elle}. SAHKI Souad
M^{elle}. RAHMOUNI Salima

Encadré par :

M^r.Hazzam.M

Jury:

M^r. BANOUNE.B

M^r. LARABAT ZIANE.A

Promotion 2012 - 2013

Remerciements

En cette mémorable occasion Nous tenons à remercier en premier lieu et avant tout ALLAH le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir notre travail dans de bonnes conditions.

Nous sommes particulièrement redevables en vers M. Hazzam Mustapha de nous avoir fait l'honneur d'être notre promoteur et surtout qui à mit a notre disposition ses compétences et ses conseils constructifs ainsi que sa disponibilité permanente, ses encouragements et son suivi tout au long de ce travail.

Nos plus vifs remerciements sont adressés à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation, et plus spécifiquement aux membres du jury, qui nous honorent d'évaluer et d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions, également, nos familles SAHKI, MOUHOUB et RAHMOUNI, pour leurs aides durant tout le cursus.

En fin, nombreuses les personnes qui nous ont apporté leurs aides et leurs soutiens, sans citer leurs noms, nous tenons à leurs présenter nos remerciements les plus sincères.

Merci.

*D*édicaces

Je dédie ce modeste travail à :

*Ma très chère grande mère qui est à la place de ma mère et qui a
était toujours à mes cotés.*

La mémoire de mon grand père

*Mon honorable père qui m'a guidé durant les moments les plus
pénibles de ce long chemin.*

*Mon très cher frère Walid et mes adorables sœurs Sonia, Anissa,
Nawel, Zina et ma petite sœur Hadda ainsi leurs mère. Sans oublié ma
demi-sœur Houria.*

*Mon oncle Ouari qui m'a conseillé et m'a guidé durant toute ma vie, et
sa famille surtout mon dada.*

Mes tantes aldjia et louiza et leurs familles, ainsi que tous mes proches

Mes binômes Souad et Fouzia et leurs familles et toutes mes amies.

Mon Khalil Abd el Aziz et sa petite famille.

*Toute personne qui m'aime et qui m'a aidé de près ou de loin à la
réalisation de ce travail.*

SALIMA



*D*édicaces

Je dédie ce modeste travail

A ma fierté mon père qui a été toujours présent pour moi pour son soutien et ses encouragements.

A ma belle étoile qui puisse exister dans l'univers la meilleure des mères, ma mère qui ma appris l'éducation avant le savoir et qui n'as pas cessé de me soutenir durant toutes mes études.

A la personne la plus appréciée pour moi mon cher frère Mounir et sa femme Wahiba et leurs enfants Yalles et Dylia

A ma très chère sœur et mon amie Nabila et son mari khalil Mounir et leurs petits Ikram Hamza et ma chère Inass

A mes adorables frères Saïd et Adel en témoignage de leurs affection, et leurs épouses Yasmîna et Lîla sans oublier ma petite serîne et le nouveau né youba

A mes très chères sœurs Guermia, Alia, Houda et leurs maris Elhadî, Habîb et Hakîm aussi leurs anges Samy, Aniss, Seïf Edîn et Zakaria.

A mon petit cher frère Massinissa a qui je souhaite beaucoup de succès et de réussite dans ses études.

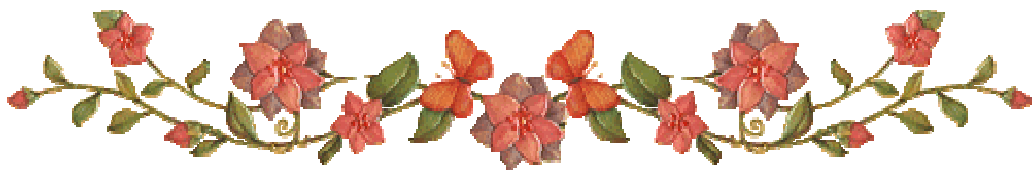
A Mes binômes Souad et Salima et leurs familles.

A tous mes amis et mes amies exceptionnellement Nouria, Hassiba, Noura, Fadila, Hanane, Siham, Kahina, Nawel, Sara, Karima et Salima.

A Mes copines de chambre qui m'ont bien accueillis Menoune et Souad.

A Tous qui m'ont aidé de prêt ou de loin a la réalisation de ce travail.

FOUFOU



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents qui ont

Beaucoup souffert pour nous élever et qui m'ont soutenue durant toute ma vie.

A mes frères et mes sœurs : Siham, Kahina, Yasmine, Lydia , Nassim, et mon adorable

fadel

Et mes très chères amies : Noria, Hassiba, Nora, Fadila , Hanane ,Menoune et souad

Sans oublier mes chères amies et mes binomes fouzia , salima et leurs familles

A tous qui m'aime

SOUAD



Table des figures

FIGURE 1.1.VUE EN PLAN DE L'AMPHITHEATRE.	2
FIGURE 1.2.COUCPE A-A.....	2
FIGURE 1.3.VUE EN PLAN DE LA TOITURE	3
FIGURE 1.4.VUE EN 3D DE L'AMPHITHEATRE.	3
FIGURE 1.5.LOI DE COMPORTEMENT DES DIFFERENTS TYPES D'ACIER	5
FIGURE 1.6.DIAGRAMME σ - ε DE L'ACIER	6
FIGURE 1.7.DIAGRAMME DE CONTRAINTE-DEFORMATION DE L'ACIER	7
FIGURE 2.1. VENT SUR LA FAÇADE PRINCIPALE	12
FIGURE 2.2. VENT SUR LA FAÇADE LATÉRALE	12
FIGURE 2.3. VUE EN ELEVATION CAS OU D>E	16
FIGURE 2.4. LEGENDE POUR LES PAROIS VERTICALES	17
FIGURE 2.5. LEGENDE POUR LA TOITURE A UN VERSANT.	17
FIGURE 2.6. SURFACES DES OUVERTURES SUR LA FAÇADE PRINCIPALE.	18
FIGURE 2.7.SURFACES DES OUVERTURES SUR LA FAÇADE LATÉRALE GAUCHE.	19
FIGURE 2.8.SURFACES DES OUVERTURES SUR LA FAÇADE LATÉRALE DROITE.....	19
FIGURE 2.9. VUE EN ELEVATION CAS OU D>E	23
FIGURE 2.10. LEGENDE POUR LES PAROIS VERTICALES	24
FIGURE 2.11. LEGENDE POUR LES TOITURES A UN VERSANT.	25
FIGURE 2.12. REPRESENTATION DU VERSANT DE LA TOITURE.....	28
FIGURE 3.1. LA PENTE DE CALCUL	29
FIGURE 3.2. LES DIFFERENTS TYPES DES PANNES	29
FIGURE.3.3. SCHEMAS STATIQUE DE PANNE SOUS CHARGE PERMANENTE.....	30
FIGURE.3.4. SCHEMA STATIQUE DE PANNE SOUS SURCHARGE D'ENTRETIEN	30
FIGURE.3.5. POUTRE EQUIVALENTE	31
FIGURE.3.6. SCHEMA STATIQUE DE PANNE SOUS SURCHARGE DU VENT.....	31
FIGURE.3.7. SCHEMA STATIQUE DE PANNE SOUS SURCHARGE DE LA NEIGE.....	32
FIGURE.3.8.ECHANTIGNOLLE	42
FIGURE.3.9.REACTION SOUS LE VENT	43
FIGURE.3.10.MOMENT DE RENVERSEMENT.....	44
FIGURE.3.11.DIMENSIONNEMENT DE L'ECHANTIGNOLLE	44
FIGURE.3.12.SCHEMA STATIQUE DE LA FERME	45
FIGURE.3.13. SURFACE AFFECTÉE DES NŒUDS.....	46
FIGURE.3.14. SCHEMA STATIQUE DE LA FERME SOUS CHARGE UNITAIRE.	48
FIGURE 4.1.POUTRE AU VENT	61
FIGURE 5.1. SCHEMA STATIQUE DES COEFFICIENTS EXTERIEURS DU VENT SUR LES PAROIS	71

FIGURE 5.2. CENTRE DE GRAVITE DE LA FERME	79
FIGURE 5.3.TIGE D'ANCRAGE DU PIED DE POTEAU	83
FIGURE 6.1.VUE DE FACE DE L'ECHANTIGNOLE.....	87
FIGURE 6.2. ASSEMBLAGE MEMBRURE SUPERIEURE-ECHANTIGNOLLE	89
FIGURE 6.3.ASSEMBLAGE FERME-FERME.	90
FIGURE 6.4.VUE EN PLAN DU COUVRE-JOINT EXTERIEUR.....	91
FIGURE 7.1. LES DIMENSIONS DE LA SEMELLE	96
FIGURE 7.2.FERRAILLAGE DES SEMELLES	99
FIGURE 7.3. FERRAILLAGE DES LONGRINES	101
FIGURE 8.1. RESULTANTES DES FORCES HORIZONTALES ET VERTICALES SUR LA FAÇADE LATERALE GAUCHE AVEC SURPRESSION INTERIEUR.....	104
FIGURE 8.2. RESULTANTES DES FORCES HORIZONTALES ET VERTICALES SUR LA FAÇADE LATERALE GAUCHE AVEC DEPRESSION INTERIEUR	105
FIGURE 8.3. RESULTANTES DES FORCES HORIZONTAL ET VERTICAL SUR FAÇADE PRINCIPALE AVEC SURPRESSION INTERIEURE	106
FIGURE 8.4. RESULTANTES DES FORCES HORIZONTAL ET VERTICAL SUR FAÇADE PRINCIPALE AVEC DEPRESSION INTERIEURE	107

Liste des Tableaux

TABLEAU 2.1. LES VALEURS DE C_D POUR LA TOITURE.	13
TABLEAU 2.2. LES VALEURS DE C_D POUR LES PAROIS.....	13
TABLEAU 2.3. LES COEFFICIENTS CPE CORRESPONDANT A CHAQUE ZONE DE PAROIS VERTICALES.	16
TABLEAU 2.4. LES COEFFICIENTS CPE CORRESPONDANT A CHAQUE ZONE DE LA TOITURE	18
TABLEAU 2.5. VALEUR DE LA PRESSION CORRESPONDANT A CHAQUE ZONES DE PAROI VERTICALE AVEC $C_{pi}=-0.37$	20
TABLEAU 2.6. VALEUR DE LA PRESSION CORRESPONDANT A CHAQUE ZONES DE TOITURE AVEC $C_{pi}=-0.37$	20
TABLEAU 2.7. VALEUR DE LA PRESSION CORRESPONDANT A CHAQUE ZONES DE PAROI VERTICALE AVEC $C_{pi}=0.8$	21
TABLEAU 2.8. VALEUR DE LA PRESSION CORRESPONDANT A CHAQUE ZONES DE LA TOITURE AVEC $C_{pi}=0.8$	21
TABLEAU 2.9. LES COEFFICIENTS CPE CORRESPONDANT A CHAQUE ZONE DES PAROIS VERTICALES.....	23
TABLEAU 2.10. LES COEFFICIENTS CPE CORRESPONDANT A CHAQUE ZONE DE TOITURE.	25
TABLEAU 2.11. VALEUR DE LA PRESSION CORRESPONDANT A CHAQUE ZONES DES PAROIS AVEC $C_{pi} = -0.11$	25
TABLEAU 2.12. VALEUR DE LA PRESSION CORRESPONDANT A CHAQUE ZONES DE TOITURE AVEC $C_{pi} = -0.11$	26
TABLEAU 2.13. VALEUR DE LA PRESSION CORRESPONDANT A CHAQUE ZONES DES PAROIS VERTICALES AVEC $C_{pi}=0.8$.	26
TABLEAU 2.14. VALEUR DE LA PRESSION CORRESPONDANT A CHAQUE ZONES DE TOITURE AVEC $C_{pi}=0.8$	26
TABLEAU 3.1. LES EFFORTS DANS LES DIFFERENTS ELEMENTS DE LA FERME.....	50
TABLEAU 3.2. LES EFFORTS DANS LES DIFFERENTES BARRES AVEC LES COMBINAISONS LES PLUS DEFAVORABLES	51
TABLEAU 3.3. LES SECTIONS CHOISIES DES ELEMENTS DE LA FERME.....	59
TABLEAU 6.1. EPAISSEUR DE LA PLAQUE EN FONCTION DE L'EFFORT APPLIQUE.....	83
TABLEAU 7.1. DIMENSION DE FONDATION	97
TABLEAU 7.2. DIMENSION DES SEMELLES	97
TABLEAU 8.1. VENT SUR LA FAÇADE LATÉRALE GAUCHE $C_{pi} = -0,37$	103
TABLEAU 8.2. VENT SUR LA FAÇADE LATÉRALE GAUCHE $C_{pi} = 0,8$	104
TABLEAU 8.3. VENT SUR LA FAÇADE PRINCIPALE $C_{pi} = -0,41$	105
TABLEAU 8.4. VENT SUR LA FAÇADE PRINCIPALE $C_{pi} = 0,8$	106
TABLEAU 8.5. VÉRIFICATION AU RENVERSEMENT DE LA STRUCTURE.....	109

Introduction générale

De nos jours, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale des structures.

Les structures actuelles se caractérisent par la complexité de leurs modèles telles que les formes variables et les courbures multiples, ainsi que par leurs grandes portées, ce qui a fait appel à l'utilisation des constructions métalliques qui apporte au programme de construction des avantages a savoir :

La fiabilité, la rapidité d'exécution, la grande résistance de l'acier, la tenue aux séismes du fait de la ductilité de l'acier et possibilité architecturales beaucoup plus étendues qu'on béton.

De plus le poids d'une construction métallique est faible en comparaison aux autres alternatives, et il implique de fondations moins importantes, ainsi que son utilisation a un impact évident sur la réduction des coûts, car son usage permet une utilisation plus efficace des sites.

Face à ses avantages les plus considérables, les constructions métalliques possèdent également des inconvénients tels que :

La susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique, en raison de la minceur des profils, mauvaise tenue au feu et la nécessité d'entretien régulier des revêtements protecteurs contre la corrosion pour assurer la pérennité de l'ouvrage.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis des différentes actions , tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Le calcul d'une structure exige que, sous toutes combinaisons d'actions possibles définis par les règlements, la stabilité élastique soit assurée :

- Soit dans son ensemble, ou globalement au niveau de la structure.
- Soit au niveau local, donc individuellement au niveau de chaque élément constituant la dite structure (poteaux, poutre, ferme, etc....).

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, qui nous a été confié nous proposons de faire une étude technique complète de dimensionnement et de vérification d'un amphithéâtre, a usage pédagogique. L'étude de ce projet se fera tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93, CCM97, RNVA99).

Notre projet sera mené en se basant sur le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, portera sur l'étude climatique.
- Le troisième chapitre est l'étude des éléments de la toiture.
- Le quatrième chapitre, concernant le calcul de contreventement.
- Le cinquième chapitre portera le calcul des poteaux.
- Le sixième chapitre portera le calcul des assemblages.
- Le septième chapitre, sera l'étude de l'infrastructure.
- Le dernier chapitre, pour la vérification de la stabilité d'ensemble.

Enfin nous clôturons cette étude en présentant une conclusion générale qui permet de faire la synthèse des principaux résultats de ce travail et de proposer des voies pour de futurs travaux.

Introduction :

L'élaboration du projet de fin d'étude est une étape cruciale dans le cursus de l'ingénieur, elle permet de mettre en application les connaissances théoriques et pratiques acquises.

L'étude d'un projet architectural s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur en génie civil à tenir compte des paramètres suivants :

- L'usage
- La résistance
- Les exigences esthétiques
- Les conditions économiques

A cet effet on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels de calcul de notre projet.

1.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude d'un amphithéâtre en charpente métallique avec toiture d'une forme elliptique.

L'ouvrage est implanté à « El kseur » (W. Bejaia) qui est en zone de moyenne sismicité (Région IIa).

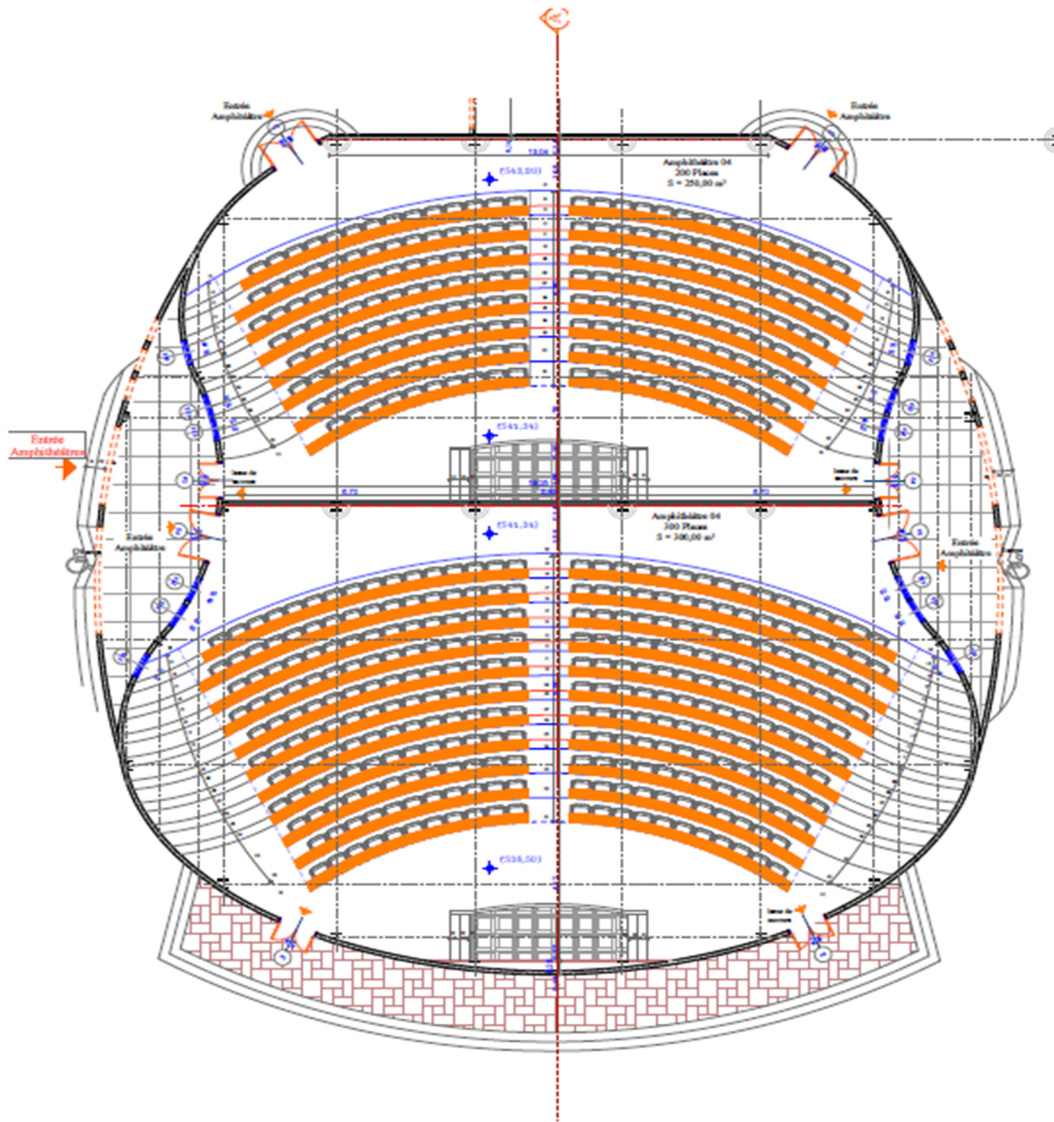


Figure1.1.Vue en plan de l'amphithéâtre.

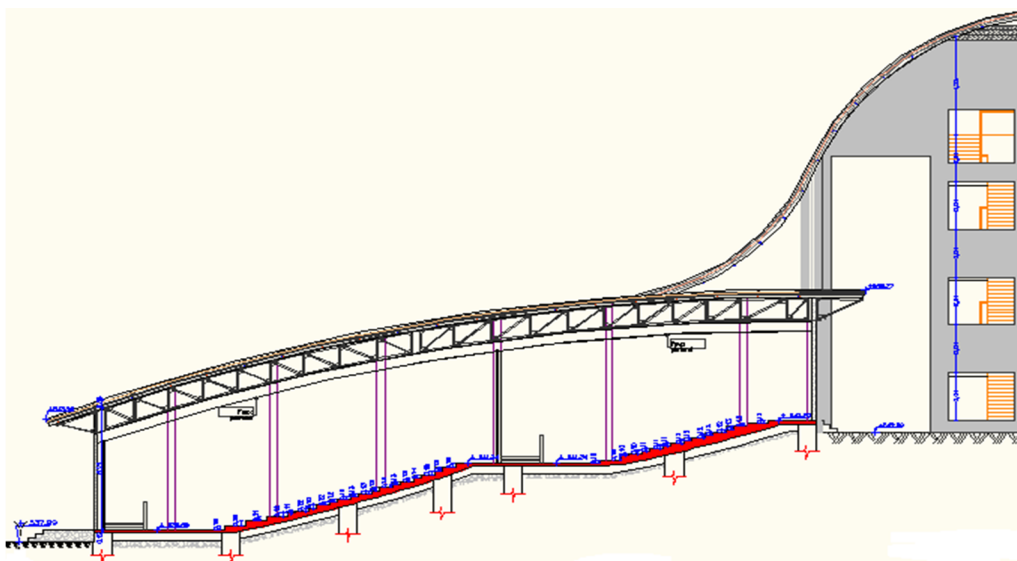


Figure1.2.Coupe A-A

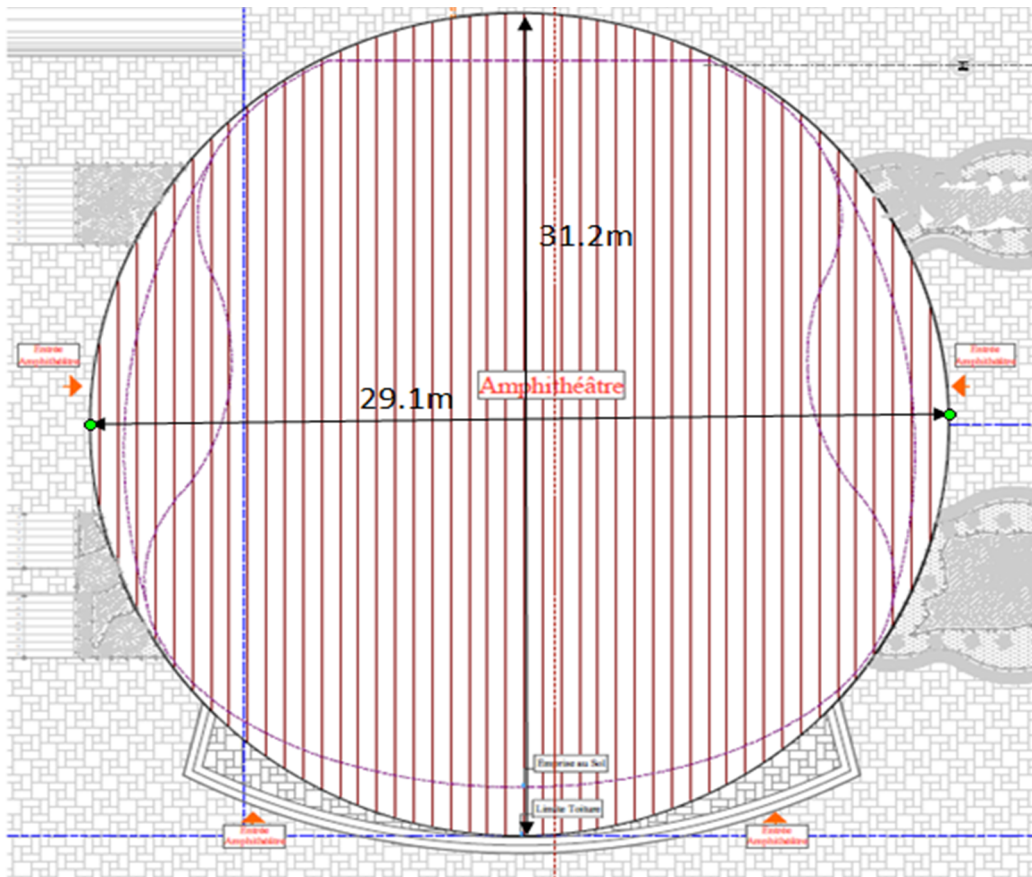


Figure1.3.vue en plan de la toiture

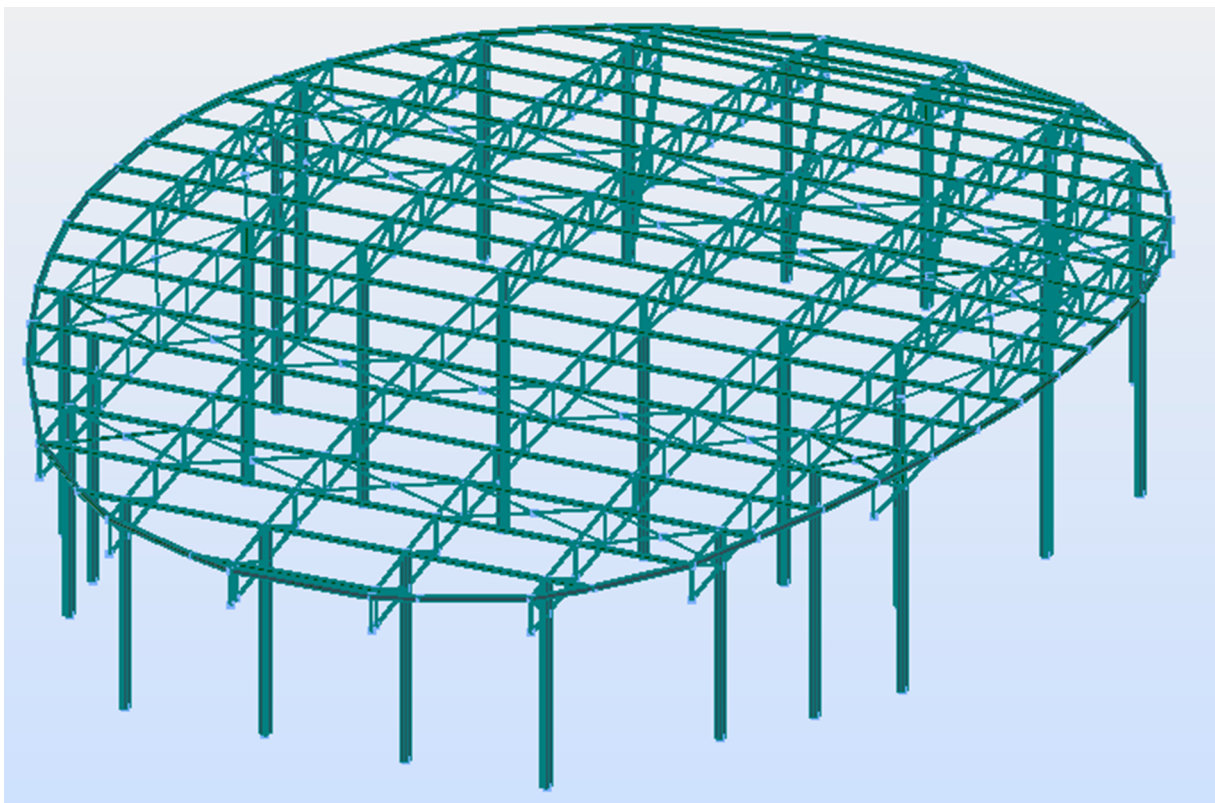


Figure1.4.vue en 3D de l'amphithéâtre.

1.2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

- Longueur totale (long pan) : $L = 27.1\text{m}$
- Largeur totale (pignon) : $B = 24.95\text{m}$
- Hauteur totale : $H = 7.37\text{m}$
- Toiture : $(29,20\text{m} ; 31,20\text{m})$

1.3. Nature du sol :

Les études faites sur le sol où le projet sera implanté nous renseignent sur :

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance : $\sigma_{ad} = 1.60\text{bar}$
- Profondeur d'ancrage égale à 1.70 mètres par rapport à la cote du terrain actuel.

1.4. Matériaux utilisés :

1.4.1. Béton :

Béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, de granulats et d'eau, est un matériau de construction hétérogène, économique qui résiste bien à la compression

Le béton utilisé pour les fondations est dosé à 350Kg/m^3 de ciment ordinaire (CPA325) dont les caractéristiques sont :

a-Résistance Caractéristique à la Compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette dernière est notée par $f_{c,28}$ cette résistance est obtenue par écrasement en compression axiale d'éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. Pour les ouvrages courants, on admet une *résistance* caractéristique à la compression à 28j de 25MPa.

b-Résistance Caractéristique à la Traction :

La résistance à la traction, notée par $f_{t,j}$, est déterminée par plusieurs essais.

Elle est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{t,j} = 0,6 + 0,06f_{c,j} \text{ (MPa)}$$

Pour $f_{c,28} = 25\text{ MPa}$, on trouve $f_{t,28} = 2,1\text{ MPa}$

c-Module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures :

$$E_i \bar{f} = 11000 \sqrt[3]{f_{c,j}} \quad \text{D'ou on a pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2 .1)}$$

$$E_{j28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

d-Module de déformation longitudinale différée : CBA93 (Article A.2.1.2 .2)

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_v \bar{f} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c,j}} \quad \text{D'ou on a : } E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

Coefficient de poisson : - $\nu = 0$ à ELU CBA93 (Article A.2.1.3)

- $\nu = 0.2$ à l'ELS

1.4.2. Acier :

L'acier est un mélange constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous sol (mines de fer et de charbon).

Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés, comme le phosphore et le soufre qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers, et aussi comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium,...etc, qui ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, soudabilité, corrosion...).

Il existe une multitude de types d'acier selon la teneur en carbone nous citons ici quelques exemples: aciers doux, aciers durs, aciers mi durs, aciers extra durs.

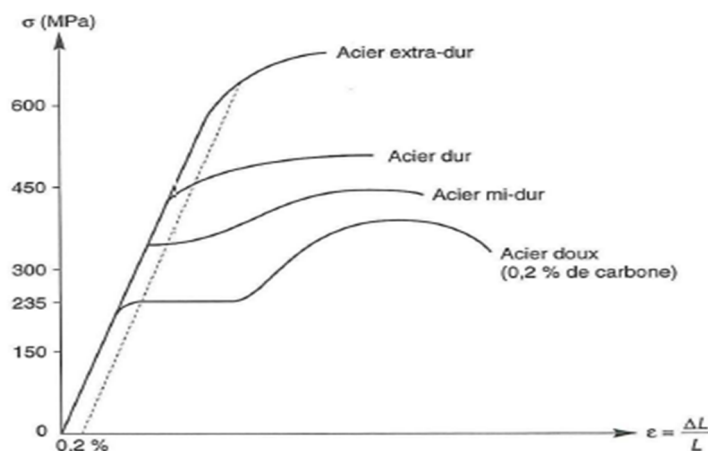


Figure 1.5. loi de comportement des différents types d'acier

Plus la teneur en carbone des aciers augmentent, plus la contrainte σ augmente, plus le palier de ductilité se raccourcit et plus l'allongement à rupture diminue. La sécurité est donc inversement proportionnelle au taux de carbone. C'est pourquoi seuls les aciers doux (faible taux de carbone) sont autorisés en construction métallique. Le taux moyen de carbone étant 0.2%.

La notion de plasticité /sécurité est très importante. En effet lorsqu'une pièce est excessivement sollicitée, au delà de la limite d'élasticité f_y si elle est constituée on acier dur ou en fonte, elle va périr en rupture brutale sans présenter au préalable de signe ou de déformation prémonitoire. En revanche, une pièce en acier doux va présenter de grandes déformations, qui vont prévenir du danger latent.

1.4.3. Les propriétés de l'acier doux :

a-résistance :

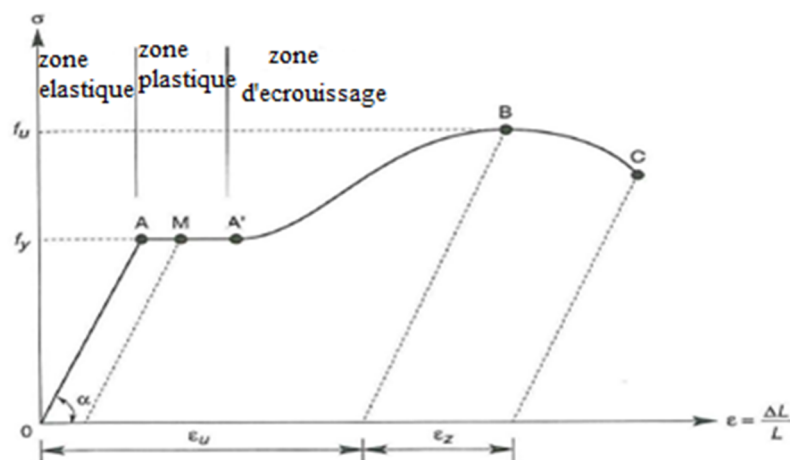
Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement Eurocode3 et CCM97.

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S235.

b-Ductilité :

CCM97 (chapitre.3.2.2 .3)

- L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :
- La contrainte à la rupture en traction f_u doit être supérieure à 20% au moins à la limite d'élasticité f_y ;
- L'allongement à la rupture ϵ_u sur une longueur de $5.65 \sqrt{A}$ doit être supérieur à 15% avec A : section transversale initiale.
- L'allongement à rupture ϵ_u (correspondant à f_u) doit être supérieur à 20 fois l'allongement ϵ_y (correspondant à f_y).



ϵ_u : allongement a la rupture ϵ_z : allongement de striction

Figure1.6.Diagramme σ - ϵ de l'acier

Le palier de ductilité AA' est particulièrement important en construction métallique car il représente une réserve de sécurité. En effet, il peut arriver que localement, dans une structure des pièces soient sollicitées au delà de cette limite élastique. Elles disposent, dans ce cas, le palier AA' pour se décharger dans des zones avoisinantes. On dit qu'il y a adaptation plastique.

c-propriétés mécaniques de l'acier :

CCM97 (chapitre.3.2 .3)

Les valeurs des principales caractéristiques mécaniques des aciers de construction sont :

Module d'élasticité longitudinale $E = 210000\text{MPa}$

Coefficient de poisson : $\nu = 0.3$

Module d'élasticité transversale $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 0.4E$

Coefficient de dilatation linéaire $\lambda = 12 \cdot 10^{-6}$ par °C

Masse volumique de l'acier $\rho = 78,5 \text{ KN/m}^3$

Contrainte limite élastique de cisaillement pur (critère de Von Mises) :

$$\tau_e = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 0,58 \cdot f_y$$

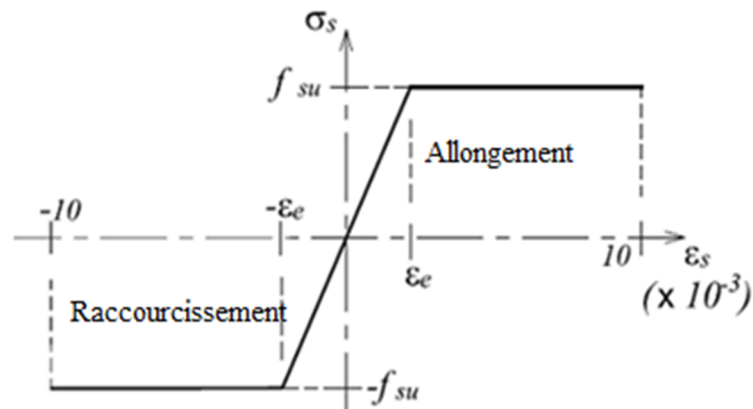


Figure 1.7. diagramme de contrainte-déformation de l'acier

1.5. Les états limites :

1.5.1. Définition :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'une de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

On distingue deux états limites :

1.5.2. Etat limite ultime ELU :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

1.5.3. Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

1.6. Actions et combinaisons d'actions : CBA 93 (art A2.1.3)

1.6.1. Les actions :

Les actions sont des forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, sismiques, etc.) et aux déformations imposées (variation de température tassement d'appui etc.)

a) Actions permanentes G_1 :

Dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite.

- Poids propre des éléments de la construction.
- Poids propre des équipements fixes.
- Action de la précontrainte.
- Déplacement différentiel des appuis.
- Déformation imposée a la construction.

b) Actions variables Q_i :

Dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps.

- Charges d'exploitation ;
- Charges appliquées en cours d'exécution.
- Actions climatiques :
 - actions de la neige S, actions du vent W.
 - actions de la variation de la température.

c) Actions accidentelles E_i :

Provenant des phénomènes rares (séisme, chocs, explosion, incendie...).

1.6.2. Combinaisons d'actions**CCM97 (article 2.3.2.2)****1) Situations durable :****➤ ELU**

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j \gamma_j \cdot G_{kj} + 1,5 \cdot Q_{max}$$

- Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j \gamma_j \cdot G_{kj} + 1,35 \cdot \sum_{i>1} Q_i$$

Avec :

G_{kj} : Valeur caractéristique des actions permanentes ;

Q_k : Valeur caractéristique des actions variables ;

$$\begin{cases} \gamma_{G_j} = 1,35 \rightarrow \text{Si l'action agit défavorablement;} \\ \gamma_{G_j} = 1 \rightarrow \text{Si l'action agit favorablement.} \end{cases}$$

➤ **ELS**

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j G_{kj} + Q_{k, \text{max}}$$

- Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j G_{kj} + 0,9 \cdot \sum_{i>1} Q_{ki}$$

2) Situations accidentelles RPA 99 version 2003 (article 5.2)

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

- $G + Q \pm E$
- $G + Q \pm 1,2 \times E$
- $0,8 \cdot G \pm E$

1.7. Règlements utilisés :

Pour l'étude de cet ouvrage, les règlements techniques utilisés sont les suivants :

- CCM97, Eurocode 3 : l'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se font conformément aux CCM97 et Eurocode 3
- RPA99 version 2003 : l'étude sismique se fait suivant le règlement parasismique algérien.
- RNVA99 : l'étude climatique se fait suivant les règlements neige et vent algérien.
- D.T.R.-B.C-2.2 : Charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- BAEL91 : béton armé aux états limites.
- CBA93 : règles de conception et de calculs des structures en béton armé, DTR B-C 2.4 ministère de l'habitat.

Introduction :

Les effets du vent ainsi que la neige, sur les structures métalliques est plus souvent prépondérant, une étude approfondie et détaillée doit être menée minutieusement a fin de déterminer les différentes actions et sollicitations.

La réglementation en vigueur (DTR RNVA 99), nous fourni les principes généraux et les procédures à suivre à fin de mieux prévoir ces phénomènes et de menée des calculs conformes.

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

2.1. Etude au vent :

Tout ouvrage doit résister aux actions verticales et horizontales, parmi les actions horizontales on site le vent, il peut venir de n'importe quel coté.

L'action du vent sur un ouvrage et sur chacun des éléments dépend des caractéristiques suivantes :

- Vitesse du vent.
- Catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble.
- Configuration locale du terrain (nature du site).
- Position dans l'espace (l'élément reposant sur le sol ou éloignant du sol).

Les pressions engendrées par le vent sur les différentes surfaces de la structure dépendent des facteurs suivants.

- La région.
- Le terrain d'implantation (site).
- La hauteur de la construction.
- La forme géométrique de la construction.
- La rigidité de la construction.

Selon les sens possibles du vent et la géométrie symétrique de notre ouvrage, par rapport à l'axe longitudinal, trois cas sont à envisager et à considérer dans les calculs :

- Vent sur la façade principale avec surpression intérieure.
- Vent sur la façade principale avec dépression intérieure.
- Vent sur la façade latérale avec surpression intérieure.
- Vent sur la façade latérale avec dépression intérieure.

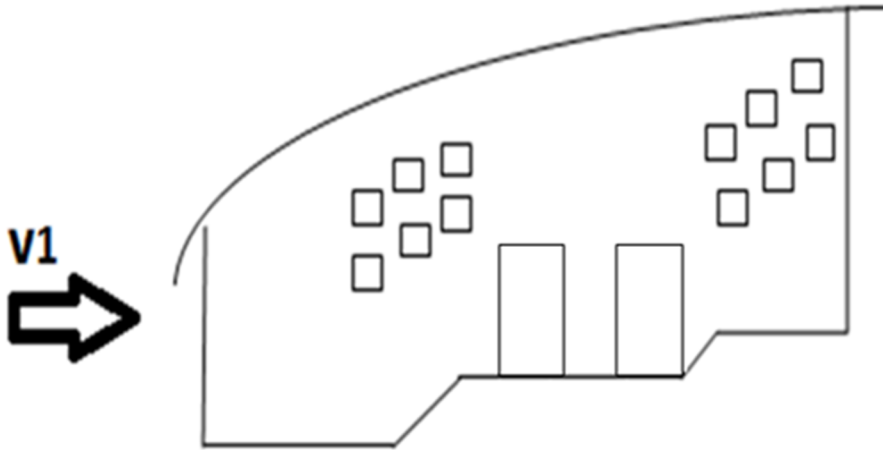


Figure2.1. Vent sur la façade principale

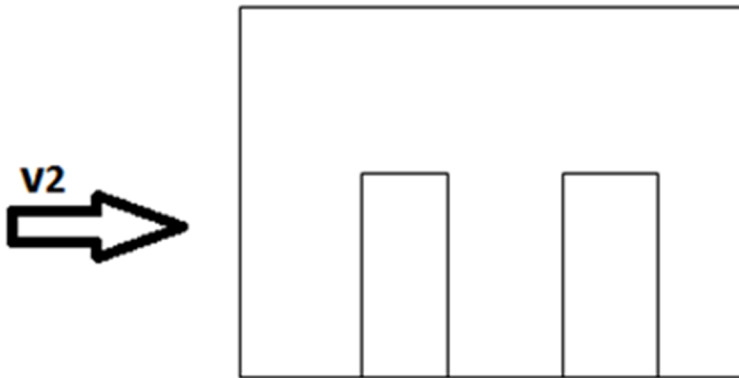


Figure2.2. Vent sur la façade latérale gauche

2.2. Coefficients de calcul :

2.2.1. Facteurs de la région ($q_{réf}$) :

Notre structure est permanente, elle sera implantée donc la zone I, dont la pression de référence est donnée par le tableau 2-3 du RNVA99 (chapitre II) par : $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$.

2.2.2. Facteurs de site ($K_T, Z_0, Z_m, i, n, \epsilon$) :

Pour la catégorie de notre site c'est la catégorie III (tableau 2-4, chapitre II RNVA99).

D'où

- Le facteur de terrain $K_T = 0,22$
- Le paramètre de rugosité $Z_0 = 0,3$. (tableau 2-4, chapitre II RNVA99).
- La hauteur minimal $Z_m \geq 8 \text{ m}$.
- Le coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_a (cf. chapitre 3 de RNVA99)
 $\epsilon = 0.37$

2.2.3. Coefficient de topographie(C_T) :

Le site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir, le coefficient de topographie $C_T=1$. (Tableau 2-5 chapitre II RNVA99).

2.2.4. Calcul de coefficient dynamique (C_d) :

La valeur du coefficient dynamique C_d pour les structures métalliques est donnée par la figure 3.2 chapitre III du RNVA99, en fonction de la structure et du sens du vent.

Comme notre structure a une hauteur de 7.37m par contre dans l'abaque de la figure 3.2 chapitre III RVVA99, la hauteur minimale est de 10m ainsi que la longueur et la largeur de notre construction se situent dans l'intervalle [20-50] on déduit que le coefficient $C_d \in [0.9, 0.95]$ donc $C_d < 1.2$ ce qui implique que notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques. (Chapitre I § 3-2 RNVA99).

➤ La toiture :

Direction du vent	h(m)	b(m)	d(m)	cd
V1	7,37	29,2	31,2	0,92
V2	7,37	31,2	29,2	0,93

Tableau2.1.les valeurs de C_d pour la toiture.

➤ Les parois :

Direction du vent	h(m)	b(m)	d(m)	cd
V1	5,06	24,95	27,1	0,92
V2	7,37	27,1	24,95	0,93

Tableau2.2.les valeurs de C_d pour les parois.

2.2.5. Détermination de la pression dynamique (q_{dyn}):

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le mètre couple en éléments de surface j horizontaux.

Les constructions dont la hauteur totale est inférieure ou égale à 10m doivent être considérées comme un tout (un seul élément j). (Chapitre II § 3-1-1 RNVA99).

Notre structure à une hauteur $h=7.37m$ qui est inférieure à 10m donc elle doit être considérée comme un tout (un seul élément $j=1$)

La pression dynamique $q_{dy}(z_j)$ qui s'exerce sur un seul élément de surface j est donnée par la formule 2.12 du chapitre 2 du RNVA99 comme suit :

- Pour une structure permanente $q_{dy}(z_j) = q_{réf} \cdot C_e(z_j)$ (N/m²)
- Pour une structure temporaire $q_{dy}(z_j) = q_{temp} \cdot C_e(z_j)$ (N/m²)

Dans notre cas, on a une structure permanente, donc $q_{dy}(z_j) = q_{réf} \cdot C_e(z_j)$

Où $q_{réf}$: est la pression dynamique de référence.

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

a- Détermination de coefficient de rugosité :

$C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent, il est donné en fonction de la hauteur, et du site comme suit :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \cdot \ln(z/z_0) & \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \cdot \ln(Z_{min}/z_0) & \text{pour } Z \leq Z_{min} \end{cases} \quad (\text{\S 4.2 chapitre II RNVA99})$$

K_T : coefficient de terrain ($K_T=0,22$).

Z : hauteur considérée

Z_0 (m) : paramètre de rugosité ($Z_0=0,3$).

Dans notre cas la hauteur de la structure est inférieure à Z_{min} alors on prend le logarithme suivant :

$$C_r(z) = K_T \cdot \ln(Z_{min}/z_0) \quad \text{pour } Z \leq Z_{min}$$

$$C_r(z_{toit}) = 0.722$$

$$C_r(z_{toit}) = 0.722$$

b-Détermination des coefficients d'exposition :

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ est donné par la formule 2.13 du chapitre 2 du RNVA 99

$$C_e(Z_j) = C_t^2(Z_j) C_r^2(Z_j) \left[1 + \frac{7K_T}{C_r(Z_j) C_t(Z_j)} \right]$$

C_t : coefficient de topographie ($C_t=1$).

K_T : coefficient de terrain ($K_T=0,22$).

$C_r(z)$: coefficient de rugosité.

$$C_r=0,722$$

$$Z=7,37\text{m}$$

Z : hauteur considérée

$$C_{e \text{ paroi}} = 1,633.$$

$$C_{e \text{ toiture}} = 1,633.$$

c-Valeur de la pression dynamique :

La pression dynamique $q_{d y n}(z_j)$ est donnée par la formule 2.12 du chapitre 2 du RNVA 99 comme suit:

$$q_{d y n}(z_j) = q_{r \acute{e}f} \cdot C_e(z_j) \quad (\text{N/m}^2)$$

$q_{d y n}$ (N/m²) : pression dynamique de référence.

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

$$q_{r \acute{e}f} = 375 \text{N/m}^2 \quad (\text{tableau 2.3 du chapitre II du RNVA 99})$$

$$q_{\text{dyn paroi}} = 375 \cdot 1,633 = 612,375 \text{N/m}^2.$$

$$q_{d y n \text{ t o i t u r e}} = 375 \cdot 1,633 = 612,375 \text{N/m}^2.$$

2.3. Calcul des pressions :

Les valeurs des pressions appliquées aux surfaces dépendent de la direction, du sens, de l'intensité du vent, des endroits considérés de la construction, de la forme de la construction (géométrie) ainsi des ouvertures.

Si l'action élémentaire unitaire intérieure exercée sur une paroi est orientée de la face extérieure vers la face intérieure, la valeur de coefficient de pression est négative. Si l'action élémentaire unitaire intérieure exercée sur une paroi est orientée de la face intérieure vers la face extérieure, la valeur de coefficient de pression est positive.

Pour notre projet on a une symétrie selon l'axe longitudinale et un bloc à la face droite de l'axe transversale, donc on peut dire qu'on aura deux directions au vent V1, V2.

2.3.1. Vent sur façade principale (direction V1) :

a- Coefficient de pression extérieur C_{pe} :

➤ Parois verticales :

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5-1, ch 5 RNV99. les valeurs de C_{pe} sont données dans le **tableau 5-1 chapitre 5 RNVA99**

Dans notre cas :

$b = 24,95\text{m}$ $d = 27,1\text{m}$ $h = 5,06\text{m}$ $e = \min [b ; 2 \times h]$

$e = \min [24,95 ; 11] = 11\text{m}$ $e/5 = 2,2\text{m}$

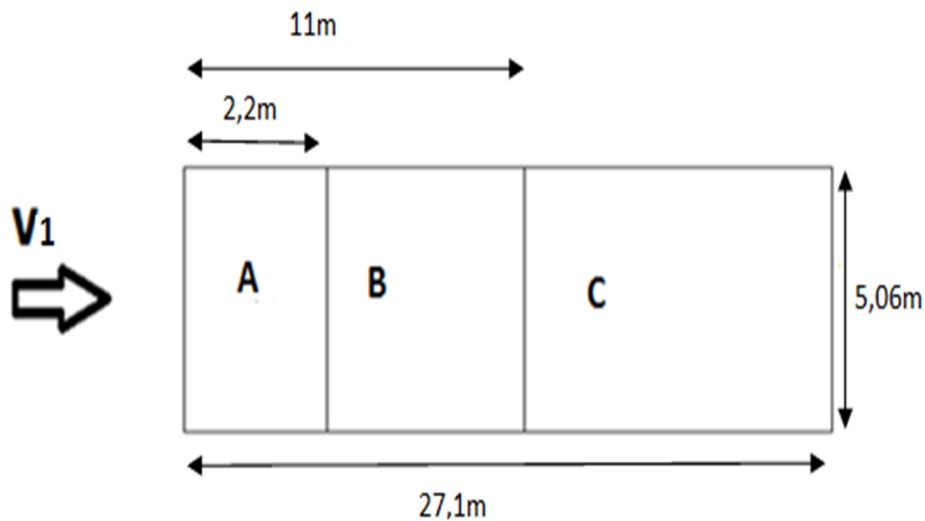


Figure2.3. Vue en élévation cas ou d>e

les surfaces des parois sont $S \geq 10\text{m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$ (§ 1.1.1.2 chapitre 5 RNVA99)

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante : (tableau5.1 chapitre 5 RNVA99)

Zone	A	B	C	D	E
C _{pe}	-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

Tableau2.3. Les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticales.

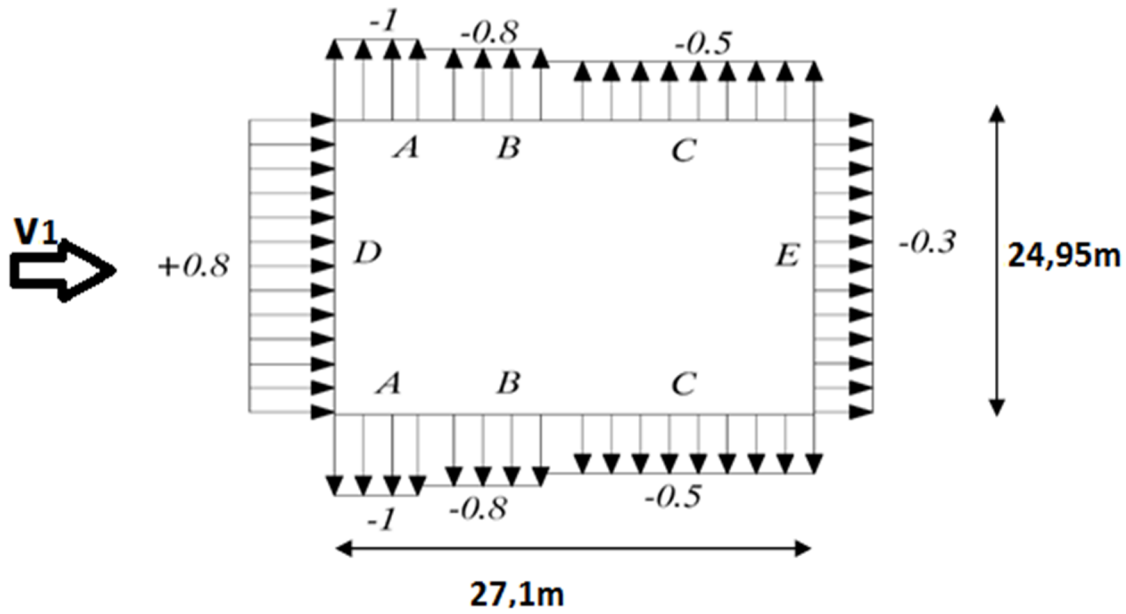


Figure2.4. Légende pour les parois verticales.

➤ Toiture :

1) $\theta = 0^\circ$ correspond à un vent dont la direction perpendiculaire aux génératrices.

On se réfère au paragraphe 1-1-4 chapitre 5 les différents zones de pression sont données par la figure ci dessous :

$$e = \min [b, 2h] \Rightarrow e = \min [29,2 \text{ m} , 2 \times 6] = 12 \text{ m}$$

$$e/4 = 3\text{m} \quad e/10 = 1,2\text{m}$$

$$h = 6\text{m} \quad b = 29,2\text{m}$$

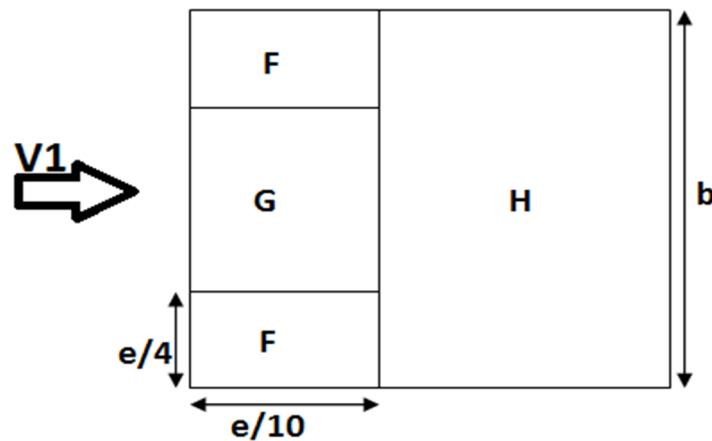


Figure2.5. Légende pour la toiture à un versant.

On a $15^\circ < \alpha = 22^\circ < 30^\circ$ donc :

C_{pe} s'obtient par l'interpolation linéaire présentée dans la figure 5.3, § 1.1.4 chapitre 5.

Zone	Auvent 1		F		G		H		ntAuve 2	
C_{pe}	0.09	1.29	-0.71	0.43	-0.66	0.43	-0.25	0.43	-0.55	0.13

Tableau 2.4. Les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de la toiture.

b- Coefficient de pression intérieure (C_{pi}) :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} bâtiments sans cloisons intérieure (hall industriel par exemple) est donné par la figure 5.15 du RNVA 99 en fonction de l'indice de perméabilité μ_p

Avec :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces ouvertes au vent net par la vent}}{\sum \text{des surfaces des ouvertures}}$$

(§ 2.1.1 chapitre 5 RNVA 99)

On a une construction sans cloisons intérieure, donc C_{pi} est compris entre (0,8) et (-0,5): (§ 2.2.1 chapitre 5 du RNVA 99).

c- Calcul des surfaces :

➤ façade principale :

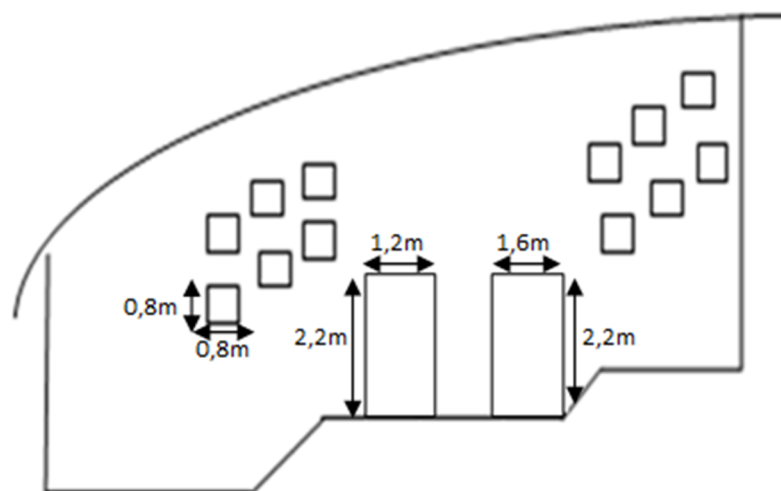


Figure 2.6. Surfaces des ouvertures sur la façade principale.

- Fenêtres :

$$S_1=(0,8\times0,8)\times12=7,68\text{cm}^2$$

- Portes:

$$S_2=(1,6\times2,2)+(1,2\times1,6)=5,44\text{ cm}^2$$

$$S=S_1+S_2=13,12\text{ cm}^2$$

➤ **Façade gauche:**

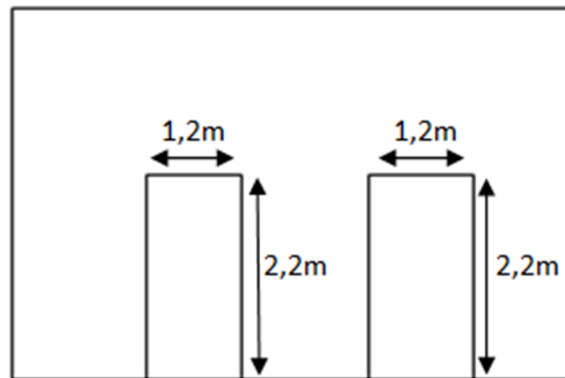


Figure2.7.surfaces des ouvertures sur la façade latérale gauche.

$$S_3=(1,2\times2,2)\times2=5,28\text{ cm}^2$$

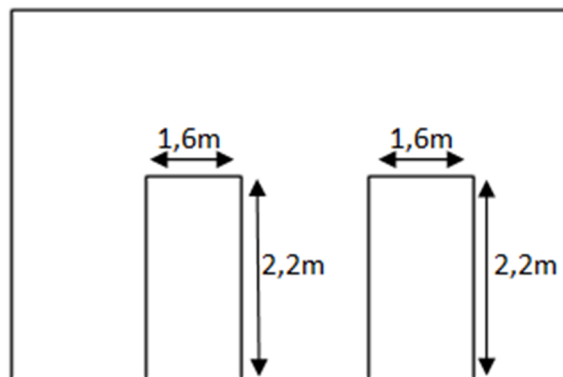


Figure2.8.surfaces des ouvertures sur la façade latérale droite.

Façade droite

$$S_4=(1,6\times2,2)\times2=7,04\text{ cm}^2$$

1- Les portes ouvertes :

$$\mu_p = \frac{1,3 \cdot 1,2 \times 2 + 5,28}{1,3 \cdot 1,2 \times 2 + 5,28 + 7,04} = 0,81 \quad \rightarrow \quad C_{pi} = -0,37 \quad (\text{figure 5.15 chapitre 5 RNVA99})$$

- Tableau de calcul des pressions :

Les pressions q_j sont calculées à l'aide de la formule suivante :

- $q_j = C_d \cdot w_j$ (formule 2.5 chapitre 5 RNVA99)
- $w_j = q_{dyn}(z_j) [C_{pe} - C_{pi}]$ (formule 2.6 chapitre 5 RNVA99)

1-1- Parois verticales :

- Dépression intérieure : $C_{pi} = -0,37$

zones	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_j (N/m^2)$	$q_j (N/m^2)$
A	0.92	612.375	-1	-0.37	-385.796	-354.932
B	0.92	612.375	-0.8	-0.37	-263.321	-242.255
C	0.92	612.375	-0.5	-0.37	-79.608	-73.240
D	0.92	612.375	+0.8	-0.37	+716.478	+659.160
E	0.92	612.375	-0.3	-0.37	+42.866	+39.436

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..5.valeur de la pression correspondant a chaque zones de paroi verticale avec $C_{pi} = -0.37$

1-2- Toiture :

- Dépression intérieure : $C_{pi} = -0,37$

zone	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_j (N/m^2)$	$q_j (N/m^2)$
Auvent1	0,92	612.375	+0.09	-0,37	+281,692	+259,157
			+1,29		+979,8	+901,416
F	0,92	612.375	-0,71	-0,37	-208,207	-191,55
			+0,43		+489,9	+450,708
G	0,92	612.375	-0,66	-0,37	-177,588	-163,381
			+0,43		+489,9	+450,708
H	0,92	612.375	-0,25	-0,37	+73,485	+67,606
			+0,43		+489,9	+450,708
Auvent2	0,92	612.375	-0,55	-0,37	-101,227	-101,409
			+0,13		+306,187	+281,692

Tableau 2.6.valeur de la pression correspondant a chaque zones de toiture avec $C_{pi} = -0.37$

2- Les portes fermées :

$$\mu_p=0 \rightarrow C_{pi}=0,8$$

(figure 5.15 chapitre 5 RNVA99)

2-1- Parois verticales :

➤ Surpression intérieure : avec $C_{pi}=0,8$

zones	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
A	0.92	612.375	-1	+0.8	-1102.275	-1014.093
B	0.92	612.375	-0.8	+0.8	-979.8	-901.416
C	0.92	612.375	-0.5	+0.8	-796.087	-732.400
D	0.92	612.375	+0.8	+0.8	0	0
E	0.92	612.375	-0.3	+0.8	-673.612	-619.723

Tableau 2.7.valeur de la pression correspondant à chaque zones de paroi verticale avec $C_{pi}=0.8$

2-2- Toiture :

➤ Surpression intérieure : avec $C_{pi}=0,8$

zone	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
Auvent1	0,92	612.375	+0.09	+0,8	-434,586	-400,003
			+1,29		+263,321	+242,255
F	0,92	612.375	-0,71	+0,8	-924,686	-850,711
			+0,43		-226,578	-208,452
G	0,92	612.375	-0,66	+0,8	-894,067	-822,542
			+0,43		-226,578	-208,452
H	0,92	612.375	-0,25	+0,8	-642,993	-591,554
			+0,43		-226,578	-208,452
Auvent2	0,92	612.375	-0,55	+0,8	-826,706	-760,569
			+0,13		-410,291	-377,467

Tableau2.8.valeur de la pression correspondant a chaque zones de la toiture avec $C_{pi}=0.8$

d- Calcule de force de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèle à la direction du vent.

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculés sont celle pour lesquelles soit le rapport $d/h \geq 3$, soit le rapport $d/b \geq 3$ ou $b(m)$ est la dimension de la construction perpendiculaire au vent(m) est la hauteur de construction, et $d(m)$ est la dimension de la construction parallèle au vent. (§ 1.4 chapitre2 RNVA99)

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(z_j) \cdot C_{fr,j} \cdot S_{fr,j}) \quad (\text{formule (2.8) ,RNVA99})$$

$S_{fr,j}$: est l'aire de l'élément de surface j (en m^2) . (Tableau 2.2 chapitre 2 RNVA99)

$C_{fr,j}$: est le coefficient de frottement pour l'élément de surface j

(Tableau 2.1 chapitre 2 RNVA99)

➤ paroi :

$d/h = 27,1/5,06 = 5,35$ on a $d/h > 3$ donc on tient compte des forces de frottements.

$C_{fr,j \text{ paroi}} = 0,01$ (ondulations parallèles au vent).

$S_{fr} = h \times d$.

$S_{fr} = 27,1 \times 5,06 = 137,126 \text{ m}^2$

$F_{fr \text{ paroi}} = 612,375 \times 0,01 \times 137,126$

$F_{fr \text{ paroi}} = 839,725 \text{ N}$

➤ la toiture :

$d/h = 31,20/7,37 = 4,233$ on a $d/h > 3$ donc on tient compte des forces de frottements.

$C_{fr,j \text{ toiture}} = 0,01$ (ondulations parallèles au vent).

$S_{fr} = (\text{longueur de l'arc AB}) \times d$.

$S_{fr} = 31,81 \times 31,20 = 992,472 \text{ m}^2$

$F_{fr \text{ toiture}} = 612,375 \times 0,01 \times 992,472$

$F_{fr \text{ toiture}} = 6077,650 \text{ N}$

2.3.2. Vent sur façade latérale (direction V2) :

a- Coefficient de pression extérieur C_{pe} :

➤ Parois verticales :

Dans ce cas :

(figure 5.1 chapitre 5 RNVA99)

$b=27,1m$ $d=24,95m$ $h=7,37m$ $e=\min[27,1 ; 14,74]=14,74m$ $e/5=2,94m$

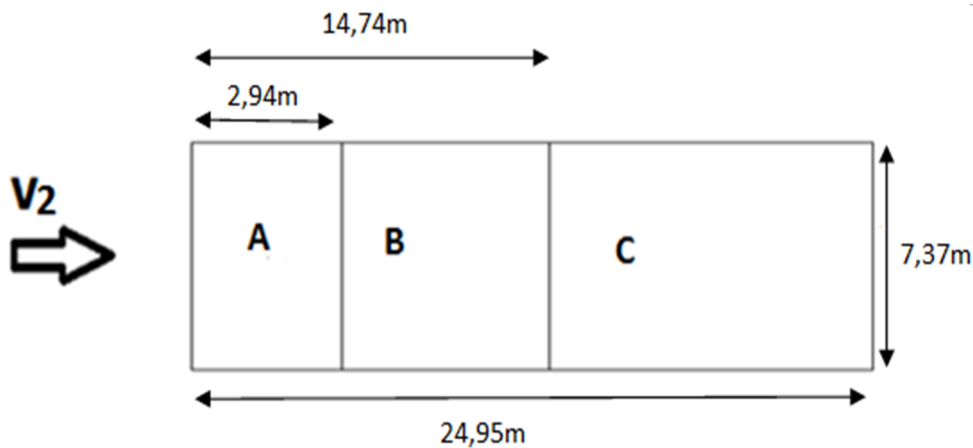


Figure2.9. Vue en élévation cas ou $d > e$

Les surfaces des parois sont $>10m^2$ donc $C_{pe}=C_{pe,10}$ (§ 1-1-1,2 chapitre 5 RNVA99)

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante : (tableau 5.1 chapitre 5 RNVA99)

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

Tableau 2.9. Les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales

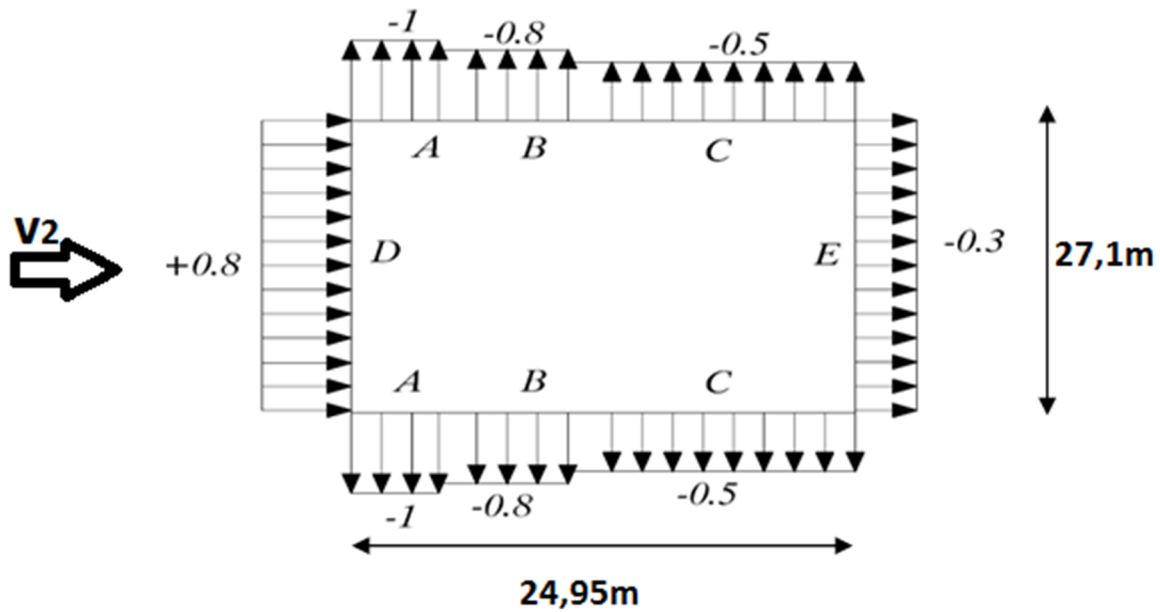


Figure2.10. Légende pour les parois verticales

➤ **Toiture :**

Pour un vent parallèle aux génératrices on adopte pour C_{pe} la valeur correspondante à une toiture à un versant, pour $\theta=90^\circ$ en prenant pour $\alpha=22^\circ$ l'angle entre l'horizontale et la corde reliant la naissance de la voûte et son sommet.

- **Toiture a un seul versant :**

Il convient de diviser la toiture comme l'indique le (§ 1-1-4-1, chapitre5, RNV99).

Pour cette direction du vent V_2 : $d=29,20m$, $b=31,2m$, $h=7,37m$, $e=\text{Min}[b; 2 \times h]$

$$e = \text{Min}[31,2; 14,74] = 14,74m$$

$$\frac{e}{10} = \frac{14,74}{10} = 1,47m$$

$$\frac{b}{2} = \frac{31,2}{2} = 15,6m$$

$$\frac{2e}{5} = 2 \frac{14,74}{5} = 5,89m$$

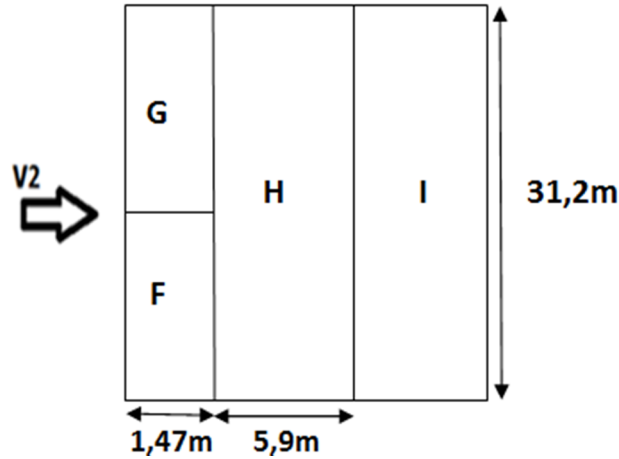


Figure2.11. Légende pour les toitures à un versant.

Les valeurs de $\alpha=22^\circ$ n'existe pas dans le tableau 5.4 RNVA99, les valeurs de C_{pe} s'obtient par l'interpolation linéaire entre les valeurs correspondantes a $\alpha=15^\circ$ et celle de $\alpha=30^\circ$ (tableau 5 .3 chapitre 5 RNVA99)

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondants à ces zones sont données sur le tableau suivant :

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1,25	-1,71	-0,89	-0.74

Tableau2.10. Les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.

b- Coefficient de pression intérieur C_{pi} :

1- Portes ouvertes :

1-1- Parois vertical :

$$\mu_p = \frac{1.31 \cdot 2 + 5.2 \cdot 7.0}{2 \times 1.31 \cdot 2 + 5.2 \cdot 7.0} = 0,66 \rightarrow C_{pi} = -0,11$$

➤ Dépression intérieure $C_{pi} = -0.11$

zones	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
A	0.93	612.37	-1	-0.11	-545.013	-506.862
B	0.93	612.37	-0.8	-0.11	-422.538	-392.961
C	0.93	612.37	-0.5	-0.11	-238.826	-222.108
D	0.93	612.37	+0.8	-0.11	+557.261	+518.252
E	0.93	612.37	-0.3	-0.11	-116.351	-108.206

Tableau2.11. Valeur de la pression correspondant a chaque zones des parois avec $C_{pi} = -0.11$

1-2- Toiture :

- Dépression intérieure $C_{pi} = -0,11$

zones	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
F	0.93	612,375	-1,25	-0,11	-698,107	-649,239
G	0.93	612,375	-1,71	-0,11	-97,98	-91,121
H	0.93	612,375	-0,89	-0,11	-477,652	-444,216
I	0.93	612,375	-0,74	-0,11	-385,796	-358,790

Tableau2.12. Valeur de la pression correspondant a chaque zones de toiture avec $C_{pi} = -0.11$

2- les portes fermées :

2-1- Paroi verticale :

$\mu_p = 0.$

$C_{pi} = 0.8$

(figure 5.15 chapitre 5 RNVA99)

- Surpression intérieure $C_{pi} = 0.8$

zones	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
A	0.93	612.375	-1	+0.8	-1102.27	-1025.15
B	0.93	612.375	-0.8	+0.8	-979.8	-911.214
C	0.93	612.375	-0.5	+0.8	-796.087	-740.361
D	0.93	612.375	+0.8	+0.8	0	0
E	0.93	612.375	-0.3	+0.8	-673.612	-626.459

Tableau 2.13. Valeur de la pression correspondant a chaque zones des parois verticales avec $C_{pi} = 0.8$

2-2- Toiture :

- Surpression intérieure $C_{pi} = 0.8$

zones	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
F	0.93	612,375	-1,25	0,8	-1273,74	-1184,578
G	0.93	612,375	-1,71	0,8	-1537,061	-1429,466
H	0.93	612,375	-0,89	0,8	-1034,913	-962,469
I	0.93	612,375	-0,74	0,8	-943,057	-877,043

Tableau 2.14.valeur de la pression correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = 0.8$.

c- Calcule de force de frottement :

➤ **paroi :**

$d/h=24,95/7,02=3,55$ on a $d/h >3$ donc on tient compte des forces de frottements.

$C_{fr,j\ paroi}=0.01$ (ondulations parallèles au vent).

$S_{fr}=h \times d$.

$S_{fr}=24,95 \times 7,02=175,149\ m^2$

$F_{fr\ paroi}=612,375 \times 0,01 \times 175,149$

$F_{fr\ paroi} = 1072,568N$

➤ **la toiture :**

$d/h=29,20/7,37=3,962$ on a $d/h >3$ donc on tient compte des forces de frottements.

$S_{fr}=(\text{longueur de l'arc AB}) \times d$.

$S_{fr}=31,81 \times 29,20=928,852\ m^2$

$C_{fr,j\ toiture}=0.04$ (ondulations perpendiculaire au vent)

$F_{fr\ toiture}=612,375 \times 0,04 \times 928,852$

$F_{fr\ toiture} = 22752,229$

2.4. Action de la neige :

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \quad (\S\ 3-1-1, \text{ formule1, RNV99}).$$

S_k (en KN/m^2): est la charge de neige sur le sol donnée par le règlement RNVA 99 dans le paragraphe 4, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

Pour la zone A (paragraphe 4.2 RNVA 99)

$$S_k = \frac{0,07 \cdot H + 1}{100}{}^5 (KN/m^2)$$

μ : est un coefficient d'ajustement de charge en fonction de la forme de toiture appelé coefficient de forme donné au paragraphe 6 RNVA 99 .

Comme la structure sera implanté à Bejaia qui est classée dans la zone A selon RNVA 99 , au niveau de mer $H=100\ m$.

$$S_k = \frac{0,07 \cdot H + 1}{100}{}^5 \approx 0,22\ kN/m^2$$

2.4.1. Neige sur toiture :

Pour la toiture on la considère comme un seul versant, le calcul de coefficient de forme se fait comme suite :

$\alpha=22^\circ$ D'après le tableau 6.1 (première partie : action de la neige) RNVA 99

$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$ Donc $\mu=0.8$

$$S_1 = \mu \cdot S_k \Rightarrow S_1 = 0.22 \times 0.8 = 0.176 \text{ KN/m}^2$$

$$S_2 = 0.5\mu \cdot S_k \Rightarrow S_2 = 0.22 \times 0.4 = 0.088 \text{ KN/m}^2$$

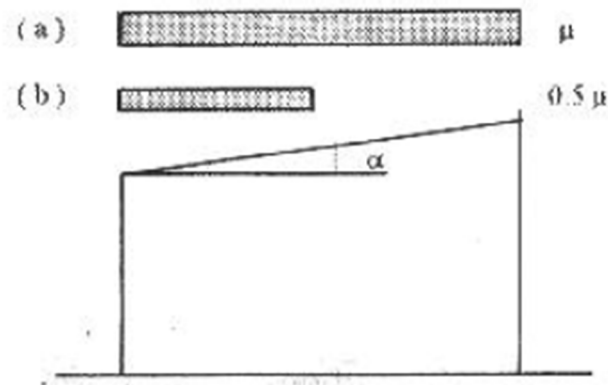


Figure 2.12. Représentation du versant de la toiture.

2.5. Etude de la variation de la température :

Selon le CCM97 article 2.2.3.1 (actions de la variation de la température climatique), on adopte dans le cas d'une construction située à l'air libre au nord de l'Algérie (climat tempéré), une variation uniforme de température qui est de 35°C à -15°C .

La température de montage est prise égale à 20°C .

Donc le gradient de température est :

- $\Delta T_1 = 35 - 20 = 15^\circ\text{C}$
- $\Delta T_2 = 15 + 20 = 35^\circ\text{C}$
- $\Delta T = \max(\Delta T_1, \Delta T_2) = 35^\circ\text{C}$.

Les déformations linéaires à considérer, entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprises entre $+10^\circ\text{C}$ et $+25^\circ\text{C}$) et les températures extrêmes peuvent être évaluées en admettant un coefficient de dilatation thermique $\alpha = 12 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$.

3.1. Etude des pannes :

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharge de la couverture à la traverse ou bien à la ferme, elles peuvent agir comme éléments comprimés en tant que partie du système de contreventement et participent à la stabilité vis-à-vis au déversement de la traverse

Elle sont réalisées, soit en profilé laminé I ou [ainsi que des éléments formés a froid en Z,C,U, soit a treillis pour les portées supérieures a 6m .

3.2. Données de calcul:

On étudie la panne la plus sollicitée qui est la panne intermédiaire de portée $l=4,35m$ et incliné d'un angle $\alpha = 22^\circ$ et d'un entraxe de 1,5m.

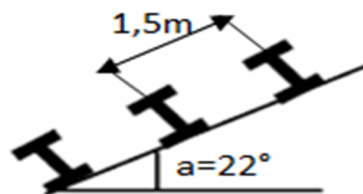


Figure 3.1. La pente de calcul

Dans notre structure on a deux types de panne a étudié celles qui sont posées avec des pentes $\alpha = 22^\circ$ qui sont sollicitées a la flexion déviée et celles avec des pentes $\alpha = 0^\circ$ qui sont sollicitées a la flexion plane.

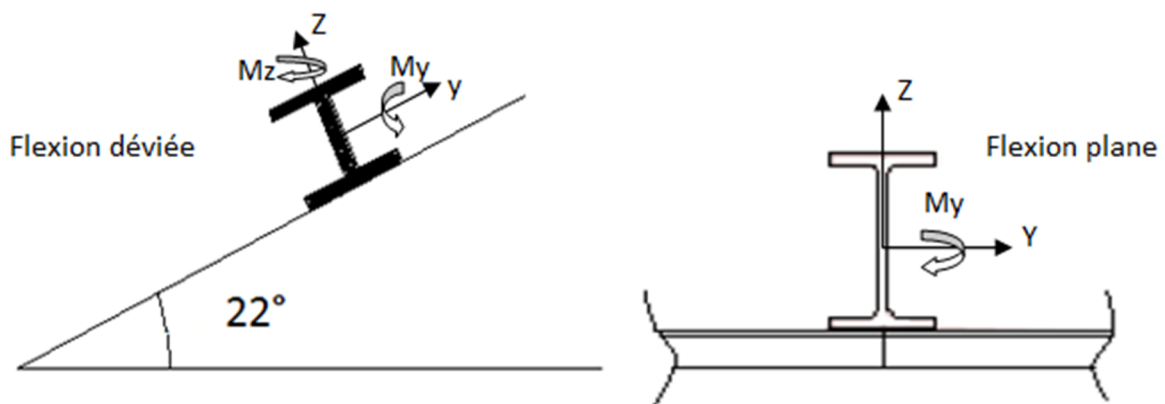


Figure 3.2. Les différents types des pannes

Le cas le plus défavorable est le cas des pannes qui sont sollicitées à la flexion déviée pour cela on se limite à l'étude de ces pannes.

3.3. Évaluation des charges et surcharges :

3.3.1. Charge permanent G :

- Poids propre de la tôle en panneau sandwich11Kg/m²
- Poids propre d'accessoire d'attache5Kg/m²
- Poids propre des pannes est estimées à12Kg/m

$$G_{total} = [(P_{tôle} + P_{access}) \times e] + P_{panne}$$

e : espacement entre les pannes e=1,5 m.

$$G_{total} = [(11+5) \cdot 1.5] + 12$$

$$G_{total} = 36 \text{ Kg /ml}$$

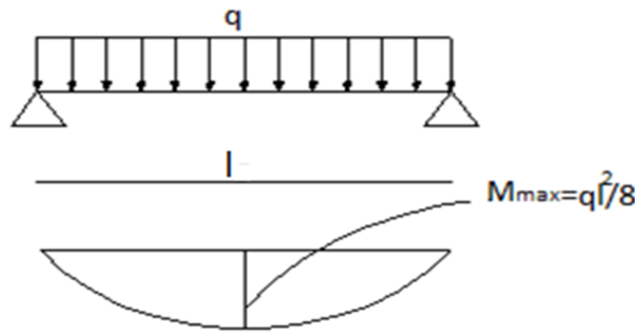


Figure.3.3. Schémas statique de panne sous charge permanente

3.3.2. Surcharge d'entretien P :

Dans le cas de toitures inaccessibles on considère uniquement dans les calculs, une charge d'entretien qui est égale aux poids d'un ouvrier et son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100Kg chacune située à $\frac{1}{2}$ et $\frac{2}{3}$ de la portée.

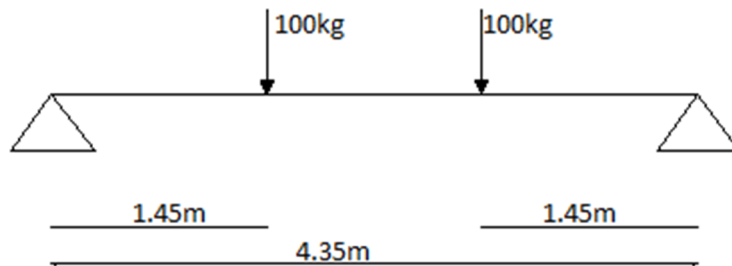


Figure.3.4. Schéma statique de panne sous surcharge d'entretien

Afin d'unifier l'expression de la flèche sous les charges (charges permanentes) et surcharges (charges d'entretiens), on cherche les charges uniformes répartie équivalentes qui nous a donné le moment trouvé par les deux charges concentrés.

$$M_{\max} = 100 \times 1.45 = 145 \text{ Kg.m}$$

$$M_{\max} = P.L/3 = P_{\text{eq}}.L^2/8 \rightarrow P_{\text{eq}} = 8p/3L$$

$$P_{\text{eq}} = 61.3 \text{ Kg/ml}$$

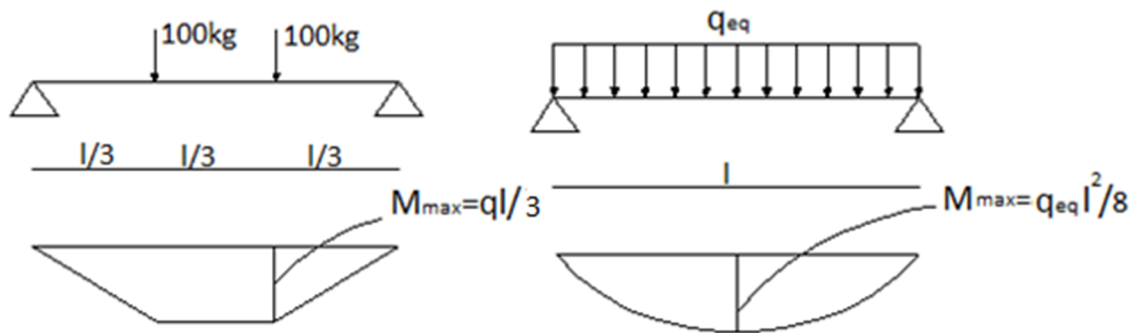


Figure.3.5. Poutre équivalente

3.3.3. Surcharges climatiques :

a) surcharge du vent (w) :

La charge du vent est également fonction de l'implantation du site de construction et de la forme de construction, le plus souvent, ces charges agissent en soulèvement

$$W = -1,429 \text{ KN/m}^2$$

La charge linéaire du vent est égal a : $-1,429 \times 1,5 = -2,143 \text{ KN/m}^2$

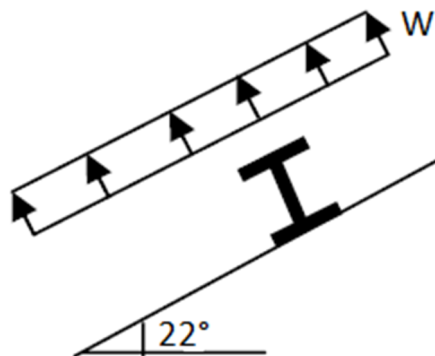


Figure.3.6. Schéma statique de panne sous surcharge du vent.

b) surcharge de la neige (s) :

la surcharge de la neige est fonction de l'implantation du site de construction (région, altitude) et de la forme de la toiture (inclinaison, possibilité d'accumulation)

S : charge de la neige.

Sur le sol : $S_k=0,22 \text{ KN/m}^2$.

Sur la toiture : $0,8 S_k=0,176 \text{ KN/m}^2$.

La charge linéaire de neige est égale a : $0,176 \times 1,5=0,264 \text{ KN/m}$

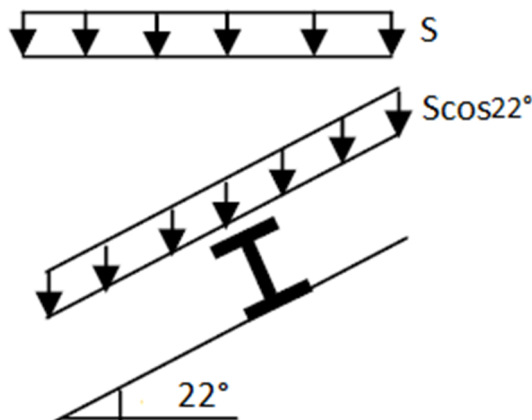


Figure.3.7. Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.

3.4. Combinaisons de charge les plus défavorables :

3.4.1. Les charges et surcharges appliquées :

- $G=0,36 \text{ KN/ml}$
- $W=-2,143 \text{ KN/ml}$
- $S=0,264 \text{ KN/ml}$
- $Q=0,613 \text{ KN/ml}$

3.4.2. Décomposition des charges :

➤ **Suivant l'axe Z-Z:**

$$G_{zz}=G.\cos\alpha=0,333 \text{ KN/ml}$$

$$W_{zz}=-2,143 \text{ KN/ml}$$

$$S_{zz}=S.\cos\alpha=0,2447 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{zz}=Q.\cos\alpha=0,5683 \text{ KN/ml}$$

➤ **Suivant l'axe y-y:**

$$G_{yy}=G.\sin\alpha=0,134 \text{ KN/ml}$$

$$W_{yy}=0 \text{ KN/ml}$$

$$S_{yy}=S.\sin\alpha=0,1 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{yy}=Q.\sin\alpha=0,2296 \text{ KN/ml}$$

3.5. Combinaison d'action:

3.5.1. E.L.U :

$$G_{\min}+1,5.W$$

$$1,35G_{z,\max}+1,5S_{zz}$$

$$1,35G_{z,\max} +1,5Q_z$$

➤ **Axe Z-Z**

$$G_{\min}+1,5W=0,333+1,5 \times (-2.143)=- 2,881 \text{ KN/ml}$$

$$1,35G_{z,\max}+1,5S_{zz}=1,35 \times 0,333+1,5 \times 0,244=0,815 \text{ KN/ml}$$

$$1,35G_{z,\max} +1,5Q_z=1,35 \times 0,333+1,5 \times 0,568=1,301 \text{ KN/ml}$$

➤ **Axe Y-Y**

$$1,35G_y+1,5S_y=1,35 \times 0,134+1,5 \times 0,1=0,330 \text{ KN/ml}$$

$$1,35G_y+1,5.Q_y=1,35 \times 0,134+1,5 \times 0,229=0,524 \text{ KN/ml}$$

3.5.2. E.L.S

$$G+W$$

$$G+S$$

$$G+Q$$

➤ **Axe Z-Z**

$$G_z+W=0,333-2,143 =-1,81\text{KN/ml}$$

$$G_z+S_z=0,333+0,244=0,577 \text{ KN/ml}$$

$$G_z+Q_z=0,333+0,568 =0,901\text{KN/ml}$$

➤ **Axe Y-Y**

$$G_y+S_y=0,134+0,1=0,234\text{KN/ml}$$

$$G_y+Q_y=0,134+0,229=0,363\text{KN/ml}$$

3.6. Principe de dimensionnement :

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale).

Elles doivent satisfaire les deux conditions :

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

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

3.6.1. Vérification a l'état limite ultime :

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes :

a) Vérification a la flexion :

Se fait comme suit :

- Section de classes 1 et 2 :
$$\left[\frac{M_Y}{M_{pl,y}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_Z}{M_{pl,z}} \right]^\beta \leq 1$$
- Section de classe 3 :
$$\frac{M_Y}{M_{el,y}} + \frac{M_Z}{M_{el,z}} \leq 1$$
- Section de classe 4 :
$$\frac{M_Y}{M_{eff,y}} + \frac{M_Z}{M_{eff,z}} \leq 1$$

Pour les sections en I et H : $\alpha=2$ et $\beta=5n \geq 1$ où $n = \frac{N}{N_{pl}}$, dans le cas où $N=0 \Rightarrow \beta=1$.

b) Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement se fait par les formules suivantes :

$$V_Z \leq V_{pl,z} \frac{A_{v,z}}{\gamma_{m0}} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} \quad , \text{ tel que : } \quad V_Z = V \cos \alpha$$

$$V_Y \leq V_{pl,y} \frac{A_{v,y}}{\gamma_{m0}} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} \quad , \text{ tel que : } \quad V_Y = V \sin \alpha$$

c) Vérification au déversement :

Dans le cas de la flexion simple : $M_Y \leq M_b = \chi_{lt} \beta_w \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{m1}} = \chi_{lt} M_{pl,y}$

M_b : moment résistant au déversement.

$\beta_w = 1$ pour les sections de classe 1 et 2.

Dans le cas de flexion déviée : $\frac{M_Y}{M_b} + \frac{M_z}{M_{pl,z}} \leq 1$

3.6.2. Vérification a l'état limite de service :

La vérification à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondéré) : $f \leq f_{adm}$

- Pour une poutre sur deux appuis (simplement appuyée) uniformément chargée :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{Q_z L^4}{E I_y} \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{L}{200}$$

- Pour une poutre sur trois appuis uniformément chargée :

$$f_y = \frac{2,5}{384} \frac{Q_y (L/2)^4}{E I_x} \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{L/2}{200}$$

3.7. Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_s L^4}{E I_y} \leq f_{adm} \quad \text{Avec} \quad f_{adm} = L/200 = 2.175$$

$$I_y \geq \frac{5}{2.175 \cdot 384} \frac{q_s L^4}{E}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} I_y \geq \frac{5 \times 1.81 \times 4^4 \times 250}{2.175 \times 384 \times 251 \times 10} \\ I_z \geq \frac{5 \times 0.363 \times 4^4 \times 150}{2.175 \times 384 \times 251 \times 10} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} I_y \geq 184.754 \text{ cm}^4 \\ I_z \geq 37.05 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

Donc on choisit **IPE 140**.

Ses caractéristiques sont :

- $G=12,9 \text{ kg/m}$ $I_y=541,2 \text{ cm}^4$ $I_z=44,92\text{cm}^4$ $W_{pl,y}= 88,34 \text{ cm}^3$
- $W_{el,z}=12,31 \text{ cm}^3$ $W_{pl,z}=19,25 \text{ cm}^3$ $H=14\text{cm}$ $W_{el,y}=77,32 \text{ cm}^3$
- $b=7,3\text{cm}$ $A=16,4\text{cm}^2$ $A_V z=7,64\text{cm}^2$
- $t_w=0,47\text{cm}$ $t_f=0,66\text{cm}$ $A_V y=2bt_f=9,63\text{cm}^2$
- $I_t=2,45\text{cm}^4$, $I_w=1,98 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$

➤ **Poids propre réel :**

$$G=[(11+5) \cdot (1,5)]+12,9=36.9 \text{ kg /ml}$$

$$G=0,369 \text{ KN/ml}$$

$$G_z=0,369 \cos 22= 0,342 \text{ KN/ml}$$

$$G_y=0,369 \sin 22= 0,138 \text{ KN/ml}$$

3.8. Dimensionnement des pannes:

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

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

3.8.1. Vérification a l'ELU :

a) Les combinaisons de calcul :

- 1) $1,35G_{,max} + 1,5Q$
- 2) $G_{min} + 1,5W$
- 3) $1,35G_{,max} + 1,5S$

$$(1) \begin{cases} q_{1z}=1,35 G_z+1,5Q_z=1,35 \times 0,342+1,5 \times 0,568=1,315 \text{ KN/ml} \\ q_{1y}=1,35 G_y+1,5Q_y=1,35 \times 0,138+1,5 \times 0,229=0,529 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_{2z}=G_z+1,5W=0,342+1,5 \times (-2,143)=-2,872 \text{ KN/ml} \\ q_{2y}= G_y+1,5W= 0,138+1,5 \times 0 =0,138 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_{3z}=1,35G_z+1,5S_z=1,35 \times 0,342+1,5 \times 0,244=0,827\text{KN/ml} \\ q_{3y}= 1,35G_y+1,5S_y= 1,35 \times 0,138+1,5 \times 0,1=0,336 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

b) Détermination des sollicitations:

➤ Moments:

Sous le vent :

Axe Z-Z $M_y = q_z l^2 / 8 = -2,872 \cdot 4,35^2 / 8 = -6,793 \text{ KN.m}$

Axe Y-Y $M_z = q_y l^2 / 8 = 0,138 \cdot 4,35^2 / 8 = 0,326 \text{ kN.m}$

Sous charge d'exploitation:

Axe Z-Z $M_y = q_z l^2 / 8 = 1,315 \cdot 4,35^2 / 8 = 3,110 \text{ KN.m}$

Axe Y-Y $M_z = q_y l^2 / 8 = 0,529 \cdot 4,35^2 / 8 = 1,251 \text{ KN.m}$

Sous charge de la neige:

Axe Z-Z $M_y = q_z l^2 / 8 = 0,827 \cdot 4,35^2 / 8 = 1,956 \text{ KN.m}$

Axe Y-Y $M_z = q_y l^2 / 8 = 0,336 \cdot 4,35^2 / 8 = 0,794 \text{ KN.m}$

➤ Effort tranchant :

Effort tranchant due au vent:

$$V_{Wz} = \frac{q L}{2} = \frac{2,872 \cdot 4,35}{2} = 6,246 \text{ KN}$$

$$V_{Wy} = \frac{q L}{2} = \frac{0,138 \cdot 4,35}{2} = 0,3 \text{ KN}$$

Effort tranchant due au neige :

$$V_S = \frac{q L}{2} = \frac{0,827 \cdot 4,35}{2} = 1,798 \text{ KN}$$

$$V_S = \frac{q L}{2} = \frac{0,336 \cdot 4,35}{2} = 0,73 \text{ KN}$$

Effort tranchant due aux charges d'exploitations :

$$V_Q = 1 \cos 22^\circ = 0,927 \text{ KN}$$

$$V_Q = 1 \sin 22^\circ = 0,374 \text{ KN}$$

Effort tranchant due au poids propre:

$$V_G = \frac{q L}{2} = \frac{0,342 \cdot 4,35}{2} = 0,743 \text{ KN}$$

$$V_G = \frac{q L}{2} = \frac{0,138 \cdot 4,35}{2} = 0,3 \text{ KN}$$

1^{ere} combinaison :	$V_{1z} = V_G + 1,5V_W = 0,743 + 1,5(-6,246) = -8,626 \text{ KN}$
	$V_{1y} = V_G + 1,5V_W = 0,3 + 1,5(0,3) = 0,75 \text{ KN}$
2^{ere} combinaison :	$V_{2z} = 1,35 V_G + 1,5V_Q = 1,35(0,743) + 1,5(0,927) = 2,393 \text{ KN}$
	$V_{2y} = 1,35 V_G + 1,5V_Q = 1,35(0,3) + 1,5(0,374) = 0,966 \text{ KN}$
3^{ere} combinaison :	$V_{3z} = 1,35 V_G + 1,5V_S = 1,35(0,743) + 1,5(1,798) = 3,7 \text{ KN}$
	$V_{3y} = 1,35 V_G + 1,5V_S = 1,35(0,3) + 1,5(0,73) = 1,5 \text{ KN}$

3.8.2. Vérification de la résistance des pannes:

a) Vérification a l'effort tranchant :

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} V_Z < V_{plz} \\ V_y < V_{ply} \end{cases}$$

$$V_{plz} = \frac{A_v z \cdot F_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

EC3 Art 5.4.6 (2)

$$V_{plz} = \frac{7,64 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 94,234 \text{ KN}$$

$$V_{ply} = \frac{A_v y \cdot F_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

$$V_{ply} = \frac{9,63 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 118,779 \text{ K}$$

Sous le vent :	$V_Z = 3,7 \text{ KN} < V_{plz} = 94,234 \text{ KN}$	Vérifié
	$V_y = 1,5 \text{ KN} < V_{ply} = 118,779 \text{ KN}$	Vérifié
Sous charge verticale :	$V_Z = 2,393 \text{ KN} < V_{plz} = 94,234 \text{ KN}$	Vérifié
	$V_y = 0,966 \text{ KN} < V_{ply} = 118,779 \text{ KN}$	Vérifié
Sous charge de la neige :	$V_Z = 3,7 \text{ KN} < V_{plz} = 94,234 \text{ KN}$	Vérifié
	$V_y = 1,5 \text{ KN} < V_{ply} = 118,779 \text{ KN}$	Vérifié

b) Vérification au déversement :

La vérification à faire est :

$$M_{sd} \leq M_{rd} \quad \text{avec} \quad M_{rd} = \chi_{LT} \beta_w W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.2 (1)}$$

$$\beta_w = 1 \rightarrow \text{section de classe 01}$$

χ_{LT} : coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda_{LT}}$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} \quad \text{(CCM97 art 5.5.2)}$$

M_{cr} : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\} \quad \text{EC3 Art F.1.2 (1)}$$

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendent des conditions de charge et d'encastrement

K et K_w : facteurs de longueur effective.

L : longueur de la poutre entre points latéralement maintenus.

Z_a : coordonnée de point d'application de la charge

Z_s : coordonnée de centre de cisaillement

$$K=1 \quad \text{appui simple} \quad C_1=1,132 \quad , \quad C_2=0,459 \quad C_3=0,525 \quad K_w=1 \quad L=435 \text{ cm}$$

$$Z_g = Z_a - Z_c$$

$$\begin{cases} Z_a = -h/2 = -7 \text{ cm} & \text{sous le vent} \\ Z_a = h/2 = 7 \text{ cm} & \text{sous charge verticale} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique} \end{cases}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -7 \text{ cm} \quad I_t = 2,45 \text{ cm}^4 \quad , \quad I_w = 1,98 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$$

➤ **Sous le vent**

$$M_{c\bar{r}} = \frac{1,1 \times 3 \times 2 \times 2,1 \times 2 \times 7,6 \times 7 \times 1}{(1 \times 4 \times 3 \times 3)} \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \times \frac{0,8 \times 9 \times 1 \times 0}{2 \times 7,6 \times 7} + \frac{1 \times 4 \times 3^2 \times 0,4 \times 1,7 \times 4}{3,1 \times 2 \times 7,6 \times 7} + (0,459(-6))^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459(-6))$$

$$M_{c\bar{r}} = 13,88 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{L\bar{r}} = \sqrt{(1 \times 88,34 \times 235 \times 10^{-3}) / 13,88}$$

$$\bar{\lambda}_{L\bar{r}} = 1,49$$

$\bar{\lambda}_{L\bar{r}} = 1,49 \geq 0,4$ Donc il y'a risque de déversement

Profilé laminé $\alpha = 0,21$; courbe(a) $\rightarrow \chi_{L\bar{r}}$ **tableau 55.1 de CCM97**

On calcule $\chi_{L\bar{r}}$ à l'aide de tableau 55.2 de CCM97 par interpolation linéaire entre

$$\bar{\lambda}_{L\bar{r}} = 1,4 \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_{L\bar{r}} = 1,5$$

$$\chi_{L\bar{r}} = 0,3785$$

$$M_{s\bar{d}y} = 6,793 \text{ KN.m}$$

$$M_{r\bar{d}y} = 0,378 \times 1 \times 88,34 \times \frac{2 \times 3 \times 5 \times 1 \times 10^6}{1,1}$$

$$M_{r\bar{d}y} = 7,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{s\bar{d}y} < M_{r\bar{d}y}$$

Vérifié

Il y'a pas risque de déversement, donc on utilise **IPE 140**.

c) Condition de résistance :

La condition à vérifier est:

$$\left[\frac{M_y}{M_{Ry}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_z}{M_{Plz}} \right]^\beta \leq 1 \quad \text{EC3 Art 5.4.8.1(11)}$$

$$\alpha = 2$$

$$\beta = 1$$

➤ **Sous le vent :**

$$M_y = -6,793 \text{ KN.m}$$

$$M_z = 0,326 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ry} = \frac{f_y \cdot W_{pl,y}}{\gamma_{m1}} = \frac{2 \times 3 \times 5 \times 8 \times 8,3 \times 10^6}{1,1} = 18,872 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{f_y \cdot W_{plz} \cdot \gamma_{m1}}{\gamma_{m1}} = 4,112 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{6,79}{18,8} \right]^2 + \left[\frac{0,32}{4,112} \right]^2 = 0,208 < 1$$

vérifié

3.8.3. Vérification à l'ELS :

a) Les combinaisons de calcul :

➤ Axe Z-Z

$$q_{zser} = G_z + W = 0,342 - 2,143 = -1,801 \text{ KN/ml}$$

$$q_{zser} = G_z + S_z = 0,342 + 0,244 = 0,586 \text{ KN/ml}$$

$$q_{zser} = G_z + Q_z = 0,342 + 0,568 = 0,910 \text{ KN/ml}$$

➤ Axe Y-Y

$$q_{yser} = G_y + W_y = 0,138 + 0 = 0,138 \text{ KN/ml}$$

$$q_{yser} = G_y + S_y = 0,138 + 0,1 = 0,238 \text{ KN/ml}$$

$$q_{yser} = G_y + Q_y = 0,138 + 0,229 = 0,367 \text{ KN/ml}$$

b) Calcul de la flèche:

$$f_z = \frac{5 q_s L^4}{384 E I_y} \leq \frac{L}{200}$$

➤ Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5 \times 1,801 \times 3,5^4}{384 \times 21000 \times 41,2} = 0,738 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = L/200 = 2,175 \text{ cm} \quad \text{on a } f_z < f_{adm}$$

vérifié

➤ Suivant l'axe y-y :

$$f_y = \frac{5 \times 0,367 \times 3,5^4}{384 \times 21000 \times 49,2} = 1,813 \text{ cm} < f_{adm}$$

vérifié

Donc on choisit pour toutes les pannes un **IPE 140**

3.9. Calcul de l'échantignolle :

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes, le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent)

3.9.1. Dimensionnement de l'échantignolle :

Pour IPE 140 $b=7,3 \text{ cm}$ $h=14 \text{ cm}$

L'excentrement (t) est limité par la condition suivante :

$$2\left(\frac{b}{2}\right) \leq t \leq 3\left(\frac{b}{2}\right) \Rightarrow 7,3 \leq t \leq 10,95$$

Donc on prend $t=10\text{cm}$

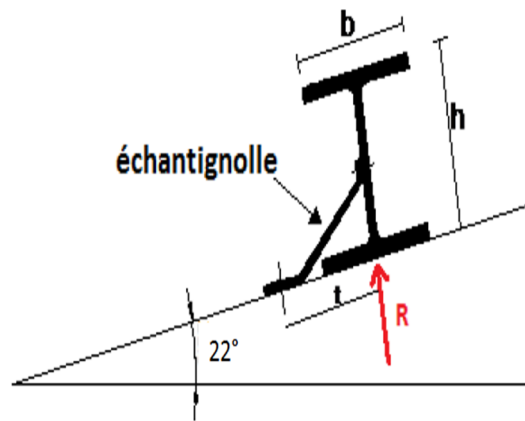


Figure.3.8.Echantignolle

3.9.2. Détermination des sollicitations :

a) Calcul des réactions :

L'échantignolle reprend 02 pannes, donc la réaction sera doublée.

➤ Sous le vent :

$$R_w = 2 \cdot R = 2 \cdot \frac{q \cdot l}{2} = 2 \cdot \frac{-2,14 \cdot 84,35}{2} = -9,322 \text{ KN}$$

$$V_z W = R_z G + 1,5 \cdot R_w = 1,487 \cdot 1,5 \times 9,322 = -12,496 \text{ KN}$$

$$V_y W = R_y G = 0,6 \text{ KN}$$

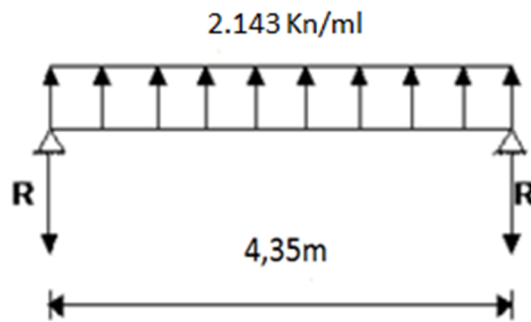


Figure.3.9.Réaction sous le vent

➤ Sous le poids propre :

$$R_{zG} = 2 \cdot \frac{q_z l}{2} = 2 \cdot \frac{0,34 \cdot 4,35}{2} = 1,487 \text{ KN}$$

$$R_{yG} = 2 \cdot \frac{q_y l}{2} = 2 \cdot \frac{0,13 \cdot 4,35}{2} = 0,600 \text{ KN}$$

➤ Sous la neige :

$$R_{zS} = 2 \cdot \frac{S_z l}{2} = 2 \cdot \frac{0,24 \cdot 4,35}{2} = 1,061 \text{ KN}$$

$$R_{yS} = 2 \cdot \frac{S_y l}{2} = 2 \cdot \frac{0,1 \cdot 4,35}{2} = 0,435 \text{ KN}$$

$$V_{zS} = 1,35 \cdot R_{zG} + 1,5 \cdot R_{zS} = 1,35 \times 1,487 + 1,5 \times 1,061 = 3,598 \text{ KN}$$

$$V_{yS} = 1,35 \cdot R_{yG} + 1,5 \cdot R_{yS} = 1,35 \times 0,6 + 1,5 \times 0,435 = 1,462 \text{ KN}$$

➤ Sous la charge d'exploitation :

$$R_{zQ} = 2 \cdot \frac{Q_z l}{2} = 2 \cdot \frac{0,56 \cdot 4,35}{2} = 2,470 \text{ KN}$$

$$R_{yQ} = 2 \cdot \frac{Q_y l}{2} = 2 \cdot \frac{0,22 \cdot 4,35}{2} = 0,996 \text{ KN}$$

$$V_{zQ} = 1,35 \cdot R_{zG} + 1,5 \cdot R_{zQ} = 1,35 \times 1,487 + 1,5 \times 2,470 = 5,712 \text{ KN}$$

$$V_{yQ} = 1,35 \cdot R_{yG} + 1,5 \cdot R_{yQ} = 1,35 \times 0,6 + 1,5 \times 0,996 = 2,304 \text{ KN}$$

b) Moment de renversement :

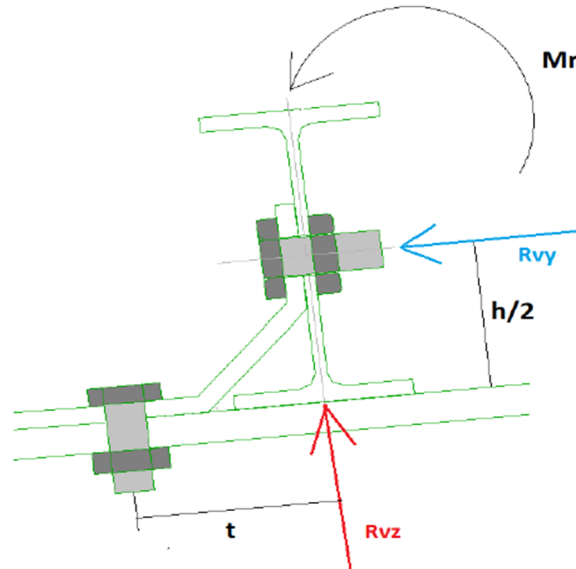


Figure.3.10.moment de renversement.

➤ Dû au vent :

$$M_r = V_z \cdot t + V_y \left(\frac{h}{2} \right) = 12,496 \times 1,5 + 0,582 \times 0,07$$

$$M_r = 1,29 \text{ KN.m}$$

c) Epaisseur de l'échantignolle :

Le moment de renversement est celui dû au vent :

$$M_r = 1,29 \text{ KN.m}$$

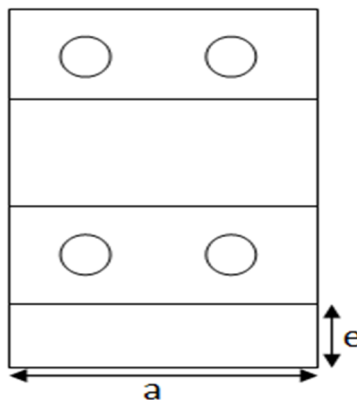


Figure.3.11.dimensionnement de l'échantignolle.

$$\sigma = \frac{M_r}{W_{e l}} \Rightarrow W_{e l} \geq \frac{M_r}{\sigma} \Rightarrow W_{e l} \geq \frac{1,2 \cdot 9}{2 \cdot 3 \cdot 5} \times 10^3 = 5,489 \text{ cm}^3$$

On a : $W_{e l} = \frac{a \cdot e^2}{6}$ (section rectangulaire)

$$\Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 W_{e l}}{a}} \Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times 5,489}{14}} = 1,533 \text{ cm}$$

Donc on prend **e=1,6 cm**

3.10. Calcul de la ferme:

Les fermes sont des poutres maitresses, constituées souvent d'un système triangulé dont la membrure supérieure appelée arbalétrier, la membrure inférieure appelée entrain, d'une âme treillis constituées d'éléments verticaux (montant) et oblique (diagonales), elle repose sur deux appuis (poteaux, murs, ...).

3.11. Hypothèse de calcul:

- les barres sont considérées comme rigides et indéformables.
- les barres sont considérées comme articulées, sans frottement, aux nœuds.
- la ferme est considérée comme reposante sur deux appuis.

L'étude se fait selon la combinaison la plus défavorable des deux combinaisons suivantes:

- Cas de soulèvement : $G+1,5W$
- Cas de la neige seule: $1,35G+1,5S$

La ferme a une longueur de 15 m avec des forces concentrées verticales dues à la charge transmise par la toiture par l'intermédiaire des pannes, le schéma statique sera comme le suivant:

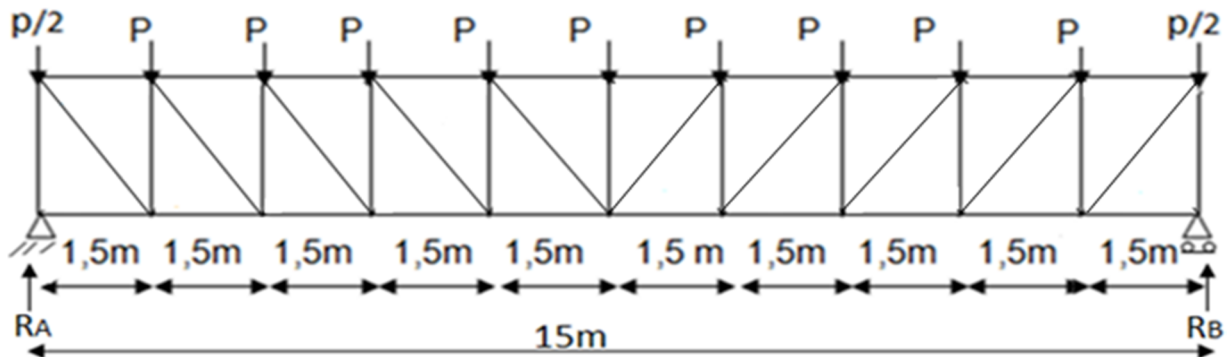


Figure.3.12.schéma statique de la ferme

3.12. Détermination des charges et surcharges agissantes sur la ferme :

3.12.1. Calcul des charges revenant à chaque nœud :

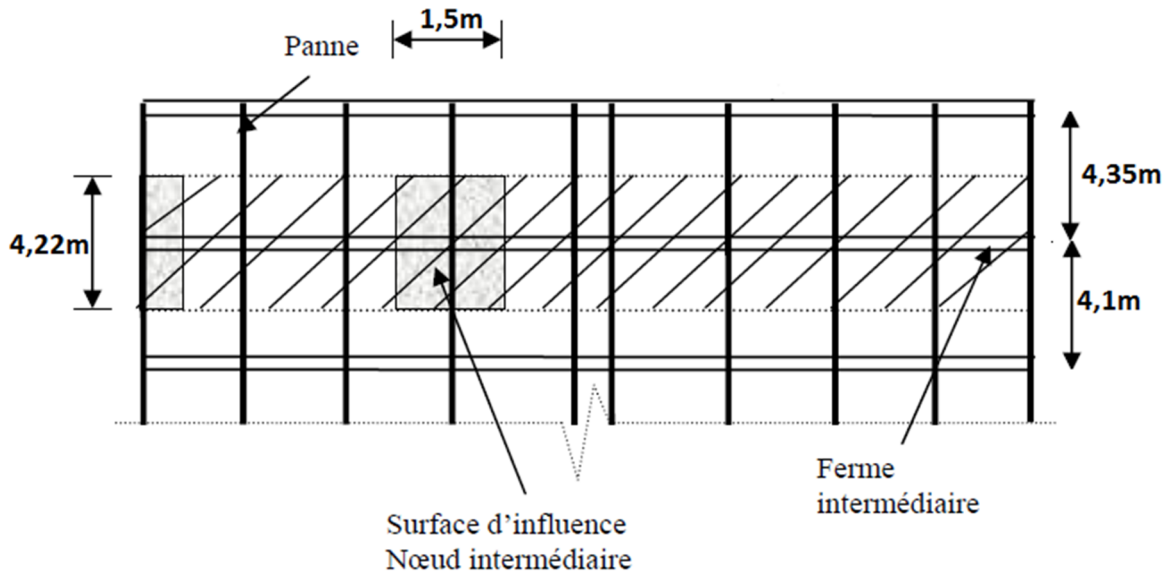


Figure.3.13. Surface afférente des nœuds

a) Nœud intermédiaire :

La surface horizontale d'influence qui revient pour le nœud intermédiaire :

$$S = \left(\frac{4,3 + 5 + 4,1}{2} \right) \times 1,5 = 6,33 \text{ m}^2$$

➤ Poids propre:

- Panne (IPE140).....12,9 × 4,22 = 54,43K $g = 0,544K N$
- Contreventements.....4,0 × 6,33 = 25,32K $g = 0,253KN$
- Ferme (poids forfaitaire).....18,0 × 6,33 = 113,94K $g = 1,139K N$
- Couverture + accessoires de pose16,0 × 6,33 = 101,28 kg=1,012KN
- Total2,948KN

➤ **surcharges climatiques :**

1) **Surcharge du vent :**

La zone la plus chargée est au vent 1 dont $C_{Pi} = +0,8$

$$q_j = -1,429 \text{ KN/m}^2$$

$$W = q_j \times S$$

$$W = -1,429 \times 6,33 = -9,045 \text{ K N}$$

2) **Surcharge de la neige :**

$$S_{\max} = 0,176 \text{ KN/m}^2$$

La surface revenant à chaque nœud intermédiaire est de $6,33 \text{ m}^2$

$$\text{Donc } S = 0,176 \times 6,33 = 1,114 \text{ K N}$$

b) **Nœud de rive :**

$$S = \left(\frac{4,35 + 4}{2} \right) \times \frac{1,5}{2} = 3,16 \text{ m}^2$$

➤ **Poids propre:**

- Panne (IPE 140).....	$12,9 \times 4,22 = 54,43 \text{ K g} = 0,544 \text{ K N}$
- Contreventements.....	$4 \times 3,16 = 12,64 \text{ K g} = 0,126 \text{ K N}$
- Ferme (poids forfaitaire).....	$18 \times 3,16 = 56,88 \text{ K g} = 0,568 \text{ K N}$
- Couverture + accessoires de pose	$16 \times 3,16 = 50,56 \text{ kg} = 0,505 \text{ KN}$
- Total	$1,743 \text{ KN}$

➤ **Surcharge climatique :**

1) **Surcharge du vent :**

La zone la plus chargée est la zone G dont $C_{Pi} = +0,8$

$$q_j = 1,429 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow W = -1,429 \times 3,16 = -4,515 \text{ K N}$$

2) **Surcharge de la neige :**

$$S_{\max} = 0,176 \text{ KN/m}^2$$

La surface revenant à chaque nœud de rive est de $3,16 \text{ m}^2$

$$\text{Donc } S = 0,176 \times 3,16 = 0,556 \text{ K N}$$

3.12.2. Calcul des forces selon les combinaisons de charges:

a) Nœud intermédiaire :

- soulèvement $F_V = G + 1,5V = 2,948 - 1,5(9,045) = -10,619 \text{ KN}$
- neige $F_S = 1,35G + 1,5.S = 1,35(2,948) + 1,5(1,114) = 5,650 \text{ KN}$

b) Nœud de rive :

- soulèvement $F_V = G + 1,5V = 1,743 - 1,5(4,515) = -5,029 \text{ KN}$
- neige $F_S = 1,35G + 1,5.S = 1,35(1,743) + 1,5(0,556) = 3,187 \text{ KN}$

3.13. Déterminations des efforts :

On va utiliser la méthode des nœuds pour trouver les efforts dans les barres.

- Cas d'une charge unitaire $P = 1 \text{ kg}$:

La ferme peut être considérée comme un ensemble de nœuds articulés et de barres soumises à des efforts axiaux. Comme elle est en équilibre, chaque nœud doit aussi se trouver parfaitement équilibré. Cet équilibre peut être mis en évidence par le schéma du nœud isolé à partir duquel nous pouvons facilement écrire les équations d'équilibre.

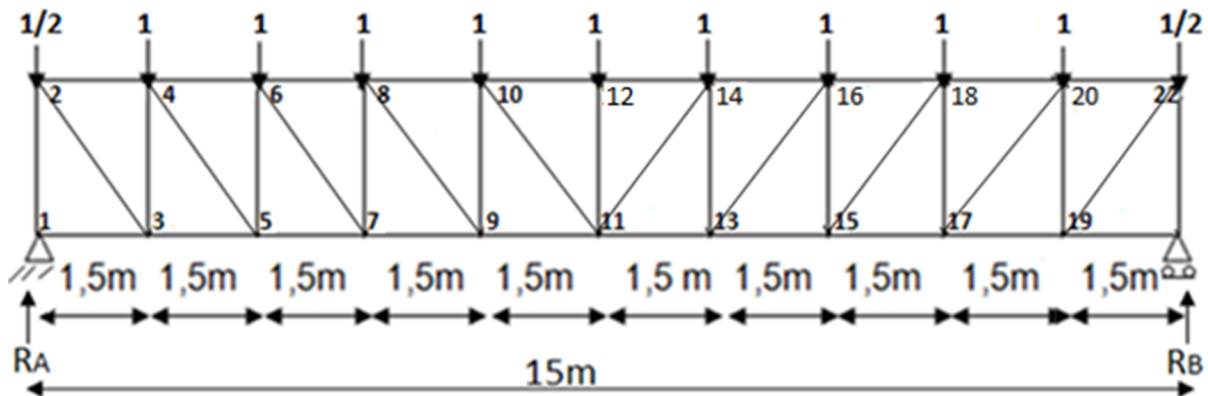
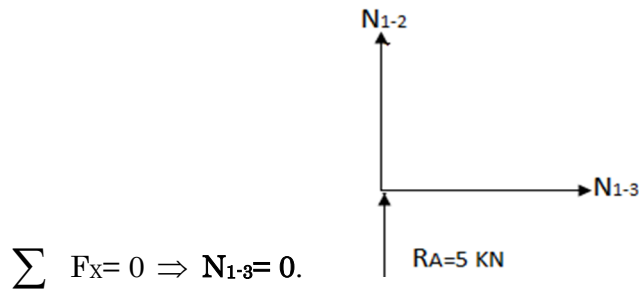


Figure.3.14. Schéma statique de la ferme sous charge unitaire.

3.13.1. Calcul des réactions :

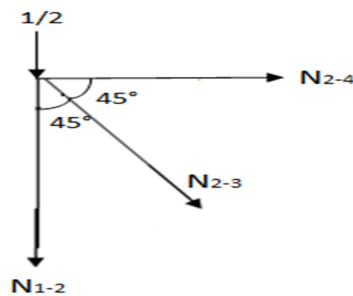
$$\begin{cases} \sum F_Y = 0 \\ \sum M / B = 0 \end{cases} \Rightarrow R_A = R_B = 5 \text{ KN}$$

a) Nœud 1:



$$\sum F_Y = 0 \Rightarrow N_{1-2} + 5 = 0 \Rightarrow N_{1-2} = -5 \text{ KN}$$

b) Nœud 2:



$$\sum F_X = 0 \Rightarrow N_{2-4} + N_{2-3} \cos 45 = 0.$$

$$\sum F_Y = 0 \Rightarrow N_{1-2} + N_{2-3} \cos 45 + \frac{1}{2} = 0$$

$$N_{2-3} = \frac{-N_{1-2} - 0,5}{\cos 45} \Rightarrow N_{2-3} = 6,36 \text{ KN}$$

$$N_{2-4} = -N_{2-3} \cos 45 \Rightarrow N_{2-4} = -4,5 \text{ KN}$$

❖ **Remarque:**

Tout les nœuds seront déterminés par la même méthode d'isolation des nœuds, les résultats sont données dans les tableaux suivant :

➤ Tableaux récapitulatifs des efforts dans les barres :

Elément	N°des barres	Effort P = 1.0 KN	G=2,948 KN	S=1,114 KN	V=-9,045 KN
Membrure supérieure	2-4	-4,5	-13,266	-5,013	+40,702
	4-6	-8	-23,504	-8,912	+72,36
	6-8	-10,5	-30,954	-11,697	+94,972
	8-10	-12	-35,376	-13,368	+108,54
	10-12	-12,5	-36,85	-13,925	+113,0625
	12-14	-12	-35,367	-13,368	+108,54
	14-16	-10,5	-30,954	-11,697	+94,972
	16-18	-8	-23,504	-8,912	+72,36
	18-20	-4,5	-13,266	-5,013	+40,702
	20-22	0	0	0	0
Membrure inférieure	1-3	0	0	0	0
	3-5	4,5	+13,266	+5,013	-40,702
	5-7	8	+23,504	+8,912	-72,36
	7-9	10,5	+30,954	+11,697	-94,972
	9-11	12	+35,376	+13,368	-108,54
	11-13	12,5	+36,85	+13,925	-113,062
	13-15	12	+35,376	+13,368	-108,54
	15-17	10,5	+30,954	+11,697	-94,972
	17-19	8	+23,504	+8,912	-72,36
19-21	4,5	+13,266	+5,013	-40,702	
diagonales	2-3	6,36	+18,749	+7,085	-57,526
	4-5	4,95	+14,592	+5,514	-44,772
	6-7	3,53	+10,406	+3,932	-31,928
	8-9	2,12	+6,249	+2,361	-19,175
	10-11	0,70	+2,063	+0,779	-6,331
	11-14	-0,70	-2,063	-0,779	+6,331
	13-16	-2,12	-6,249	-2,361	+19,175
	15-18	-3,53	-10,406	-3,932	+31,928
	17-20	-4,95	-14,592	-5,514	+44,772
19-22	-6,36	-18,749	-7,085	+57,526	
Montants	1-2	-5	-14,74	-5,57	+45,225
	3-4	-4,5	-13,256	-5,013	+40,702
	5-6	-3,5	-10,318	-3,899	+31,657
	7-8	-2,5	-7,37	-2,785	+22,612
	9-10	-1,5	-4,422	-1,671	+13,567
	11-12	-0,5	-1,474	-0,557	+4,522
	13-14	0,5	+1,474	+0,557	-4,522
	15-16	1,5	+4,422	+1,671	-13,567
	17-18	2,5	+7,37	+2,785	-22,612
	19-20	3,5	+10,318	+3,899	-31,657
	21-22	-0,5	-1,474	-0,557	+4,522

Tableau 3.1. Les efforts dans les différents éléments de la ferme

➤ Les combinaisons les plus défavorables :

Elément	N°des barres	Effort P = 1.0 KN	$F_s=1,35G+1,5S=5,65KN$	$F_v=G-1,5V=-10,619KN$
Membrure supérieure	2-4	-4,5	-25,425	+47,785
	4-6	-8	-45,2	+84,952
	6-8	-10,5	-59,325	+111,5
	8-10	-12	-67,8	+127,428
	10-12	-12,5	-70,625	+132,737
	12-14	-12	-67,8	+127,428
	14-16	-10,5	-59,325	+111,5
	16-18	-8	-45,2	+84,952
	18-20	-4,5	-25,425	+47,785
	20-22	0	0	0
Membrure inférieure	1-3	0	0	0
	3-5	4,5	+25,425	-47,785
	5-7	8	+45,2	-84,952
	7-9	10,5	+59,325	-111,5
	9-11	12	+67,8	-127,428
	11-13	12,5	+70,625	-132,737
	13-15	12	+67,8	-127,428
	15-17	10,5	+59,325	-111,5
	17-19	8	+45,2	-84,952
	19-21	4,5	+25,425	-47,785
diagonales	2-3	6,36	+35,934	-67,536
	4-5	4,95	+27,967	-52,564
	6-7	3,53	+19,944	-37,485
	8-9	2,12	+11,978	-22,512
	10-11	0,70	+3,955	-7,433
	11-14	-0,70	-3,955	7,433
	13-16	-2,12	-11,978	+22,512
	15-18	-3,53	-19,944	+37,485
	17-20	-4,95	-27,967	+52,564
	19-22	-6,36	-35,934	+67,536
Montants	1-2	-5	-28,25	+53,095
	3-4	-4,5	-25,425	+47,785
	5-6	-3,5	-19,775	+37,166
	7-8	-2,5	-14,125	+26,547
	9-10	-1,5	-8,475	+15,928
	11-12	-0,5	-2,825	+5,309
	13-14	0,5	+2,825	-5,309
	15-16	1,5	+8,475	-15,928
	17-18	2,5	+14,125	-26,547
	19-20	3,5	+19,775	-37,166
	21-22	-0,5	-2,825	+5,309

Tableau 3.2. Les efforts dans les différentes barres avec les combinaisons les plus défavorables

❖ Remarque :

Convention de signe : (+) traction et (-) Compression

3.13.2. Dimensionnement des barres :

1) Membrure supérieure :

$$N_{s\bar{d}} = -70,625 \text{ KN (compression)}$$

$$N_{s\bar{d}} = +132,737 \text{ KN (traction)}$$

Longueur de la barre $L_0=1,5\text{m}$

$$L_Y=0,9L_0=0,9 \times 1,5=1,35\text{m} \quad (\text{Dans le plan de la ferme.})$$

$$L_Z=L_0=1,5\text{m} \quad (\text{Dans le plan } \perp \text{ au plan de la ferme.})$$

$$L_{max} = \max(L_Y, L_Z) = 1,5\text{m} \rightarrow L_{max} = 1,5\text{m}$$

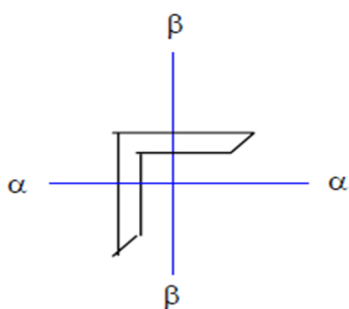
$$I_{ne} \geq \frac{L_{max}^2 \times N_{s\bar{d}}}{E \times \pi^2} = \frac{1,5^2 \times 132,737}{210 \times 10^9 \times \pi^2} = 7,67 \text{ cm}^4$$

soit une double cornière **2 L40 × 40 × 4**

- Une cornière :

$$I_\alpha = I_\beta = 4,47 \text{ cm}^4 \quad ; \quad i_\beta = i_\alpha = 1,21 \text{ cm}$$

$$A_C = 3,08 \text{ cm}^2 \quad ; \quad d = 1,12 \text{ cm}$$

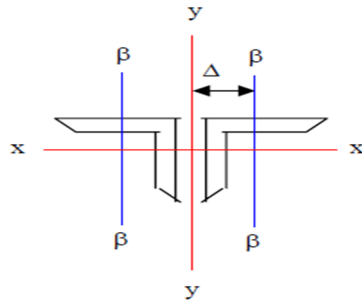


- Deux cornières :

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 4,47 = 8,94 \text{ cm}^4 \rightarrow I_y = 8,94 \text{ cm}^4$$

$$i_y = i_\alpha = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 1,21 \text{ cm} \rightarrow i_y = 1,21 \text{ cm}$$

$$\Delta = d + 0,5 = 1,12 + 0,5 = 1,62 \text{ cm}$$



$$I_z = 2[I_{\beta} + A_C + x] \rightarrow I_z = 25,106 \text{ cm}^4$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 4,07 \text{ cm} \rightarrow i_z = 4,07 \text{ cm}$$

1-1) Classe de la section :

$$\begin{cases} \frac{h}{t} = \frac{4,0}{4} = 10 < 15\varepsilon = 15 \quad \text{ok} \\ \frac{b+h}{2t} = \frac{4,0+4,0}{2 \times 4} = 10 < 11,5\varepsilon = 11,5 \quad \text{ok} \end{cases} \rightarrow \text{Classe 03}$$

$$\beta_A = 1 \quad (\text{pour les sections de classe 03})$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{13,5}{1,21} = 111,57 ; \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = \frac{111,57}{93,9} = 1,18$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{15,0}{4,07} = 36,85 ; \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = \frac{36,85}{93,9} = 0,39$$

$$\bar{\lambda}_{m a \bar{x}} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) \rightarrow \bar{\lambda}_{m a \bar{x}} = 1,18$$

$$\varphi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_{m a \bar{x}} - 0,2) + \bar{\lambda}_{m a \bar{x}}^2] = 0,5[1 + 0,49(1,18 - 0,2) + 1,18^2] = 1,436$$

$$\rightarrow \varphi = 1,436$$

Courbe de flambement C : pour les cornières ; $\alpha = 0,49$

$$\chi_{m i \bar{n}} = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \bar{\lambda}_{m a \bar{x}}^2]^{0,5}} = \frac{1}{2,436 + [1,436^2 - 1,18^2]^{0,5}} = 0,443$$

$$\rightarrow \chi_{m i \bar{n}} = 0,443$$

$$N_{b,R d} = \chi_{m i \bar{n}} \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = 0,443 \times \frac{3,08 \times 2 \times 235}{1,1} = 58,29$$

$$\rightarrow N_{b,R d} = 58,29 \text{ KN}$$

$$N_{s d} = 70,625 \text{ KN} > N_{b,R d} = 58,29 \text{ KN}$$

non vérifié

Donc on augmente la section : Soit une double cornière 2L 60x 60x6

1-2) Vérification à la compression:

- Une cornière :

$$A=6,91\text{cm}^2; \quad A_C=6,91\text{cm}^2; \quad d=1,69\text{cm}$$

$$I_\alpha=I_\beta=22,79\text{cm}^4 \quad ; \quad i_\beta=i_\alpha=1,82\text{cm}$$

- Deux cornières :

$$I_y=2I_\alpha=2 \times 22,79 = 45,58 \text{ cm}^4 \rightarrow I_y=45,58 \text{ cm}^4$$

$$i_y = i_\alpha = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 1,82\text{cm} \rightarrow i_y=1,82\text{cm}$$

$$\Delta=d+0,5=1,69+0,5=2,19 \text{ cm}$$

$$I_z=2[I_\beta+A_C+\Delta^2] \rightarrow I_z=111,862 \text{ cm}^4$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 2,845 \text{ cm} \rightarrow i_z=2,845 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{135}{1,82} = 74,175; \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = \frac{74,175}{93,9} = 0,79$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{150}{2,845} = 52,724; \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = \frac{52,724}{93,9} = 0,56$$

$$\bar{\lambda}_{m a \bar{x}} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) \rightarrow \bar{\lambda}_{m a \bar{x}} = 0,79$$

$$\varphi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_{m a \bar{x}}^2)] = 0,5[1 + 0,49(0,79^2)] = 0,956$$

$$\rightarrow \varphi = 0,956$$

Courbe de flambement C : pour les cornières $\alpha=0,49$

$$\chi_{m i \bar{n}} = \frac{1}{\varphi + \left[\frac{1}{\varphi^2 + \lambda_{m a \bar{x}}^2} \right]^{0,5}} = \frac{1}{0,956 + \left[\frac{1}{0,956^2 + 0,79^2} \right]^{0,5}} = 0,669$$

$$\rightarrow \chi_{m i \bar{n}} = 0,669$$

$$N_{b, R \bar{\alpha}} \chi_{m i \bar{n}} \frac{A \times f}{\gamma_{m 1}} = 0,669 \times \frac{6,91 \times 2 \times 2 \times 35}{1,1} = 197,52$$

$$\rightarrow N_{b, R \bar{\alpha}} = 197,52 \text{ KN}$$

$$N_{s \bar{d}} = 70,625 \text{ KN} < N_{b, R \bar{\alpha}} = 197,52 \text{ KN}$$

vérifié

Donc on aura des doubles cornières **2L 60×60×6** pour les membrures supérieures.

2) Membrane inférieure :

$$N_{s,d} = +70,625 \text{ KN} \quad (\text{Traction})$$

$$N_{s,d} = -132,737 \text{ KN} \quad (\text{Compression})$$

$$L_y = 1,35 \text{ m} \quad ; \quad L_z = 1,5 \text{ m}$$

$$A \geq \frac{N_{s,d} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{70,625 \times 1,1}{23,5} = 3,30 \text{ cm}^2 \rightarrow A \geq 3,30 \text{ cm}^2$$

Soit une double cornière 2L 40 × 40 × 4

$$A_c = 3,08 \text{ cm}^2 \quad A = 2A_c = 2 \times 3,08 = 6,16 \text{ cm}^2$$

2-1) Vérification à la traction :

$$N_{s,d} = +70,625 \text{ KN}$$

$$N_{s,d} \leq N_{t,R} \bar{\alpha} = \min [N_{p l,R} \bar{\alpha} ; N_{U,R} \bar{\alpha}]$$

$$N_{p l,R} \bar{\alpha} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{6,16 \times 23,5}{1,1} = 131,6 \text{ KN}$$

$$A_{ne} = 2(3,08 - 0,4 \times 1,3) = 5,12 \text{ cm}^2$$

$$N_{U,R} \bar{\alpha} = \frac{B_3 \times A_{ne} \times f_y}{\gamma_{m2}} = \frac{0,7 \times 5,12 \times 23,6}{1,25} = 103,219 \text{ KN}$$

$$N_{t,R} \bar{\alpha} = \min [131,6 ; 103,219]$$

$$\rightarrow N_{t,R} \bar{\alpha} = 103,219 \text{ KN}$$

$$N_{s,d} = +70,625 \text{ KN} < N_{t,R} \bar{\alpha} = 103,219 \text{ KN}$$

vérifié

2-2) Vérification à la compression :

$$N_{s,d} = -132,737 \text{ KN}$$

- Une cornière :

$$A = 3,08 \text{ cm}^2 \quad ; \quad d = 1,12 \text{ cm}$$

$$I_\alpha = I_\beta = 4,47 \text{ cm}^4 \quad ; \quad i_\beta = i_\alpha = 1,21 \text{ cm}$$

- Deux cornières :

$$I_y = 8,94 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_z = 17,372 \text{ cm}^4$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = 1,18 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = 0,95 > 0,2 \end{cases} \rightarrow \text{risque de flambement}$$

$$\overline{\lambda_{m a}} = 1,18 \quad ; \quad \varphi = 1,436 \quad ; \quad \chi_{m i} = 0,443$$

$$N_{b, R} = 58,29 \text{ KN}$$

$$N_{s d} = 132,737 \text{ KN} > N_{b, R} = 58,59 \text{ KN}$$

non vérifié

Donc on augmente la section : **2L60×60×6**

2-3) Vérification à la compression :

$$N_{b, R} = 197,52 \text{ KN (voir membrure supérieure).}$$

$$N_{s d} = 132,737 \text{ KN} < N_{b, R} = 197,52 \text{ KN}$$

vérifié

2-4) Vérification à la traction:

$$N_{s d} = +70,625 \text{ KN}$$

$$N_{s d} \leq N_{t, R} = \min [N_{p l, R} ; N_{U, R}]$$

$$N_{p l, R} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m 0}} = \frac{2 \times 6,91 \times 235}{1,1} = 295,245 \text{ KN}$$

$$N_{p l, R} = 295,245 \text{ KN}$$

$$A_{n e} = 2(6,91 - 0,6 \times 1,3) = 12,26 \text{ cm}^2$$

$$N_{U, R} = \frac{B_3 \times A_{n e} \times f_y}{\gamma_{m 2}} = \frac{0,7 \times 12,26 \times 360}{1,25} = 247,161 \text{ KN}$$

$$N_{t, R} = \min [295,24 ; 247,161]$$

$$N_{t, R} = 247,161 \text{ KN}$$

$$N_{s d} = +70,625 \text{ KN} < N_{t, R} = 247,161 \text{ KN}$$

vérifié

Donc en aura des doubles cornières **2L60×60×6** pour les membrures inférieures.

3) Les montants:

$$N_{s d} = +53,095 \text{ KN (Traction)}$$

Les montons travaillent à la traction

La longueur des montants $L_0 = 1,5 \text{ m}$

$L_y = 0,8 \times L_0 = 0,8 \times 1,5 = 1,2 \text{ m}$ (dans le plan de la ferme)

$L_z = L_0 = 1,5 \text{ m}$ (Dans le plan \perp au plan de la ferme.)

$$A \geq \frac{N_{s d} \times \chi_{m 0}}{f_y} = \frac{53,095 \times 1,1}{235} = 2,48 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 2,48 \text{ cm}^2$$

La section étant très faible, et pour des raisons constructives on opte pour une double cornière **2L45×45×5**.

$$A_C=4,3\text{cm}^2 \quad A=2A_C=2\times 4,3=8,6 \text{ cm}^2.$$

3-1) Vérification à la résistance :

$$N_{s,d} \leq N_{t,R,d} = \min [N_{p,R,d}; N_{U,R,d}]$$

$$N_{p,R,d} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{8,6 \times 235}{1,1} = 183,727 \text{ KN}$$

$$N_{p,R,d} = 183,727 \text{ KN}$$

$$A_{ne} = 2(4,3 - 0,5 \times 1,3) = 7,3 \text{ cm}^2$$

$$N_{U,R,d} = \frac{B_3 \times A_{ne} \times f_y}{\gamma_{m2}} = \frac{0,7 \times 7,3 \times 36}{1,25} = 147,168 \text{ KN}$$

$$N_{t,R,d} = \min [183,727 ; 147,168]$$

$$N_{t,R,d} = 147,168 \text{ KN}$$

$$N_{s,d} = +53,096 \text{ KN} < N_{t,R,d} = 147,168 \text{ KN}$$

vérifié

3-2) Vérification à la rigidité (flambement):

Les barres est susceptible de flamber uniquement sous l'action de son poids propre

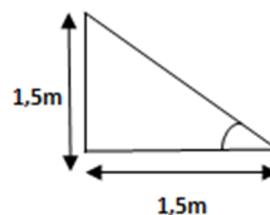
λ_{lim} l'élongement limite pour les éléments tendus : $\lambda_{lim} = 450$

$$\begin{cases} \lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{1,50}{2,23} = 67,26 < \lambda_{lim} = 450 \\ \lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{1,20}{1,35} = 88,88 < \lambda_{lim} = 450 \end{cases} \quad \text{ok}$$

Donc on aura des doubles cornières **2L 45×45×5** pour les montants.

4) Les diagonales :

$$N_{s,d} = -132,737 \text{ KN} \quad (\text{Compression})$$



$$L_0 = \sqrt{1,5^2 + 1,5^2} = 2,12\text{m}$$

$$L_Y = 0,8 \times L_0 = 0,8 \times 2,12 = 1,696 \text{ m}$$

$$L_Z = L_0 = 2,12 \text{ m}$$

$$L_{m a \bar{x}} = \max(L_Y, L_Z) = 2,12 \text{ m} \rightarrow L_{m a \bar{x}} = 2,12 \text{ m}$$

$$I_{n e} \geq \frac{L_{m a \bar{x}}^2 \times N_{s d}}{E \times \pi^2} = \frac{67,536 \times 212}{10^4 \times 2,1 \times \pi^2} = 14,66 \text{ cm}^4$$

Soit une double cornière **2L 45 × 45 × 5**

- **Une cornière :**

$$I_\alpha = I_\beta = 7,84 \text{ cm}^4 \quad ; \quad i_\beta = i_\alpha = 1,35 \text{ cm}$$

$$A_C = 4,30 \text{ cm}^2 \quad ; \quad d = 1,28 \text{ cm} \quad ; \quad A = 8,6 \text{ cm}^2$$

- **Deux cornières :**

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 7,84 = 15,68 \text{ cm}^4 \rightarrow I_y = 15,68 \text{ cm}^4$$

$$i_y = i_\alpha = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 1,35 \text{ cm} \rightarrow i_y = 1,35 \text{ cm}$$

$$\Delta = d + 0,5 = 1,28 + 0,5 = 1,78 \text{ cm}$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_C \Delta^2] \rightarrow I_z = 42,92 \text{ cm}^4$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 2,23 \text{ cm} \rightarrow i_z = 2,23 \text{ cm}$$

4-1) Classe de la section :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{t} = \frac{45}{5} = 9 < 15 \varepsilon = 15 \quad \text{ok} \\ \frac{b+h}{2t} = \frac{45+45}{2 \times 5} = 9 < 11,5 \varepsilon = 11,5 \quad \text{ok} \end{array} \right. \rightarrow \text{Classe 03}$$

$$\beta_A = 1 \quad (\text{pour les sections de classe 03})$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{1696}{1,35} = 125,63 \quad ; \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = \frac{125,63}{93,9} = 1,34$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{212}{2,23} = 95,06 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = \frac{95,06}{93,9} = 1,02$$

$$\bar{\lambda}_{m a \bar{x}} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) \rightarrow \bar{\lambda}_{m a \bar{x}} = 1,34$$

$$\varphi = 0,5 [1 + \alpha(\bar{\lambda}_{m a \bar{x}} - 0,2) + \bar{\lambda}_{m a \bar{x}}^2] = 0,5 [1 + 0,49(1,34 - 0,2) + 1,34^2] = 1,221$$

$$\varphi = 1,221$$

Courbe de flambement C : pour les cornières $\alpha = 0,49$

$$\chi_{mi n} = \frac{1}{\varphi + \left[\frac{2\varphi - \lambda_{ma}^2}{4} \right]^{0,5}} = \frac{1}{1,221 + \left[\frac{1,22 - 210^2}{4} \right]^{0,5}} = 0,528$$

$$\chi_{mi n} = 0,528$$

$$N_{b,R d} = \chi_{mi n} \frac{A \times f}{\gamma_{m1}} = 0,528 \times \frac{4,3 \times 2 \times 2 \times 3,5}{1,1} = 97,008 \text{ KN}$$

$$N_{b,R d} = 97,008 \text{ KN}$$

$$N_{s d} = 67,536 \text{ KN} < N_{b,R d} = 97,008 \text{ KN}$$

vérifié

4-2) Vérification à la rigidité :

λ_{lim} l'élancement limite pour les éléments tendus : $\lambda_{lim} = 450$

$$\begin{cases} \lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{2,12}{2,23} = 95,06 < \lambda_{lim} = 150 \\ \lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{1,69}{1,35} = 125,63 < \lambda_{lim} = 150 \end{cases}$$

Vérifié

Donc on opte des doubles cornières **2 L45×45×5** pour les diagonales.

Les sections choisies sont données dans le tableau suivant:

La barre	La section	G (kg/ml)
Membrure supérieure	2L60×60×6	10,84
Membrure inférieure	2L60×60×6	10,84
montants	2L45×45×5	6,76
diagonales	2L45×45×5	6,76

Tableau 3.3.les sections choisies des éléments de la ferme.

3.13.3. Poids réel de la ferme :

- **Membrure supérieure :** $2L60 \times 60 \times 6 = 10,84 \text{ kg/ml}$
 Longueur de la ferme = 15m
 $W_{m_s} = 10,84 \times 15 = 162,6 \text{ kg}$

- **Membrure inférieure :** $2L60 \times 60 \times 6 = 10,84 \text{ kg/ml}$
 $W_{m_i} = 10,84 \times 15 = 162,6 \text{ kg}$

- **Diagonales :** $2L45 \times 45 \times 5 = 2 \times 3,38 = 6,76 \text{ kg/ml}$
 $l_d = \text{longueur des diagonales}$
 $l_d = 2,12 \times 10 = 21,2 \text{ m}$
 $W_d = 21,2 \times 6,76 = 143,312 \text{ kg}$

- **Montants :** $2L45 \times 45 \times 5 = 2 \times 3,38 = 6,76 \text{ kg/ml}$
 $l_d = \text{longueur des montants}$
 $l_m = 1,5 \times 11 = 16,5 \text{ m}$
 $W_m = 16,5 \times 6,76 = 111,54 \text{ kg}$

3.13.4. Poids total de la ferme :

$$W_T = W_{m_s} + W_{m_i} + W_d + W_m = 162,6 \times 2 + 143,31 \times 2 = 580,05 \text{ kg}$$

A cela nous ajoutons forfaitairement 20% pour tenir du poids des goussets, des boulons, de contreventements verticaux entre ferme et de la peinture.

$$W_T = 580,05 \times 1,20$$

$$W_T = 696,06 \text{ Kg}$$

Introduction :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effet de séisme, choc etc. ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (« poutres au vent »), et en façade (« palée de stabilité ») et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

Notre structure contient dans les façades des parois en maçonnerie rigides, donc pas de nécessité de contreventement de façade (palée de stabilité).

4.1. Contreventement de toiture (poutre au vent) :

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

4.2. Calcul de la poutre au vent :

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures.

❖ Remarque :

- Les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres du moment qu'elles flambent au moindre effort.
- Le problème est ramené à un calcul isostatique et pour déterminer ces efforts, on utilise la méthode des sections.

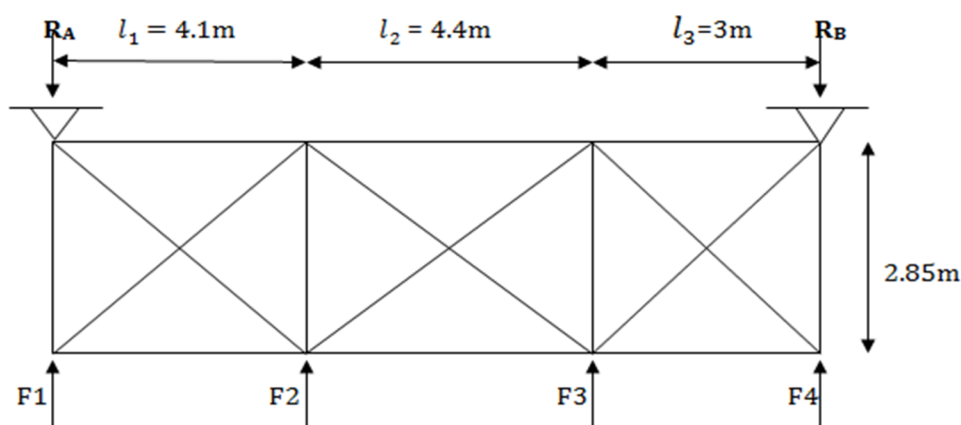
4.2.1. Calcul des efforts horizontaux :

Figure 4.1. Poutre au vent.

h_i : la hauteur des poteaux.

L_i : entre axe des pannes.

$$F_1 = V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{l_1}{2} + F_{f r 1} \quad \text{avec} \quad F_{f r 1} = F_{f r} \times \frac{l_1}{l}$$

$$F_2 = V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{l_1 + l_2}{2} + F_{f r 2} \quad \text{avec} \quad F_{f r 2} = F_{f r} \times \frac{l_1 + l_2}{l}$$

$$F_3 = V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{l_2 + l_3}{2} + F_{f r 3} \quad \text{avec} \quad F_{f r 3} = F_{f r} \times \frac{l_2 + l_3}{l}$$

$$V = C_d \times q_d \times \sum C_e$$

$$C_D = +0,8 \quad C_E = -0,3 \quad (\text{voir CH 2})$$

$$V = 0,93 \times 612,375 \times (0,8 + 0,3) = 626,459 \text{ N/m}^2$$

$$\Rightarrow V = 0,626 \text{ KN/m}^2$$

$$F_{f r} = 2,275 \text{ KN}$$

$$F_{f r 1} = 2,275 \times \frac{4,1}{11,5} \Rightarrow F_{f r 1} = 0,405 \text{ KN}$$

$$F_1 = 0,626 \times \frac{6,7}{2} \times \frac{4,1}{2} + 0,405 \Rightarrow F_1 = 4,705 \text{ KN}$$

$$F_{f r 2} = 2,275 \times \frac{4,1 + 4,4}{11,5} \Rightarrow F_{f r 2} = 0,840 \text{ KN}$$

$$F_2 = 0,626 \times \frac{6,4}{2} \times \frac{4,1 + 4,4}{2} + 0,840 \Rightarrow F_2 = 9,420 \text{ KN}$$

$$F_{f r 3} = 2,275 \times \frac{4,4 + 3}{11,5} \Rightarrow F_{f r 3} = 0,731 \text{ KN}$$

$$F_3 = 0,626 \times \frac{6,3}{2} \times \frac{4,4 + 3}{2} + 0,731 \Rightarrow F_3 = 8,027 \text{ KN}$$

$$F_{f r 4} = 2,275 \times \frac{3}{11,5} \Rightarrow F_{f r 4} = 0,296 \text{ KN}$$

$$F_4 = 0,626 \times \frac{6,7}{2} \times \frac{3}{2} + 0,296 \Rightarrow F_4 = 3,441 \text{ KN}$$

4.2.2. Calcul de l'effort de traction dans les diagonales:

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -R_A - R_B + F_1 + F_2 + F_3 + F_4 = 0$$

$$R_A + R_B = 4,705 + 9,420 + 8,027 + 3,441 \Rightarrow R_A + R_B = 25,593 \text{ KN}$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_A \times 11,5 - F_1 \times 11,5 - F_2 \times 7,4 - F_3 \times 3 = 0$$

$$R_A = \frac{4,705 \times 11,5 + 9,420 \times 7,4 + 8,027 \times 3}{11,5} \Rightarrow R_A = 12,860 \text{ KN}$$

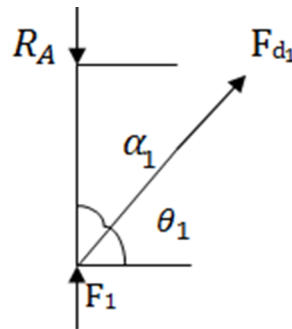
$$R_A + R_B = 25,593 \text{ KN} \Rightarrow R_B = 12,733 \text{ KN}$$

- $\text{tg } \alpha_1 = \frac{4,1}{2,85} \Rightarrow \alpha_1 = 55,2^\circ$

$$\theta_1 = 34,80^\circ$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -R_A + F_1 + F_{d1} \cos \alpha_1 = 0 \Rightarrow F_{d1} = \frac{R_A - F_1}{\cos \alpha_1}$$

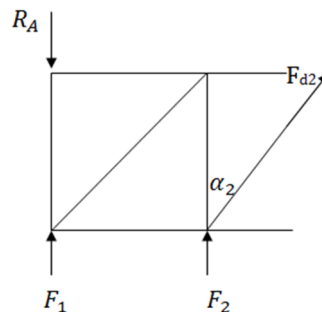
$$F_{d1} = \frac{1286 - 470,5}{\cos 52} \Rightarrow F_{d1} = 14,289 \text{KN}$$



- $\text{tg } \alpha_2 = \frac{4,4}{2,85} \Rightarrow \alpha_2 = 57^\circ$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -R_A + F_1 + F_2 + F_{d2} \cos \alpha_2 = 0 \Rightarrow F_{d2} = \frac{R_A - F_1 - F_2}{\cos \alpha_2}$$

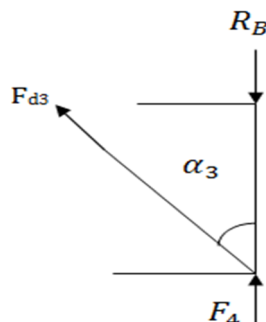
$$F_{d2} = \frac{1286 - 470,5 - 94,2}{\cos 57} \Rightarrow F_{d2} = -2,322 \text{KN}$$



- $\text{tg } \alpha_3 = \frac{3}{2,85} \Rightarrow \alpha_3 = 46,46^\circ$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -R_B + F_4 + F_{d3} \cos \alpha_1 = 0 \Rightarrow F_{d3} = \frac{R_B - F_4}{\cos \alpha_3}$$

$$F_{d3} = \frac{1273 - 334,4}{\cos 46,6} \Rightarrow F_{d3} = 13,489 \text{KN}$$



$$F_d = \max(F_{d1}, F_{d2}, F_{d3}) \Rightarrow F_d = 14,289 \text{ KN}$$

$$N_{s d} = 1,5 F_d \Rightarrow N_{s d} = 1,5 \times 14,289$$

$$N_{s d} = 21,43 \text{ KN}$$

$$N_{s d} \leq N_{p l, R} \bar{\alpha} \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m 0}} \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_{m 0} N_{s d}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{21,43 \times 1,1}{23,5} \Rightarrow A \geq 1,003 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de L45 × 45 × 5 avec un boulon de 12mm et trou de 13mm.

4.3. Vérification des éléments de la poutre au vent :

4.3.1. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance :

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charge verticale, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée.

La formule de vérification est la suivante :

$$\left(\frac{M_{y, S d}}{M_{p l y, R d}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z, S d}}{M_{p l z, R d}} \right)^\beta < 1$$

4.3.2. Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire :

a) Flexion déviée :

G=0,369 KN/ml (voir calcul des pannes)

S=0,264 KN/ml

b) Compression :

V=F₂=9,420KN

4.3.3. Combinaison de charge :

$$\begin{cases} Q_{s,d} = 1,35G + 1,35S \\ N_{s,d} = 1,35V \end{cases}$$

$$Q_{sd} = 1,35 \times 0,369 + 1,35 \times 0,264 \Rightarrow Q_{sd} = 0,854 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos \alpha \Rightarrow Q_{z,sd} = 0,854 \times \cos 22$$

$$Q_{z,sd} = 0,792 \text{ KN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \cdot l^2}{8} \Rightarrow M_{y,sd} = \frac{0,792 \times 2,85^2}{8}$$

$$M_{y,sd} = 0,804 \text{ KN.m}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha \Rightarrow Q_{y,sd} = 0,854 \times \sin 22$$

$$Q_{y,sd} = 0,32 \text{ KN/ml}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \cdot l^2}{8} \Rightarrow M_{z,sd} = \frac{0,32 \times 2,85^2}{8}$$

$$M_{z,sd} = 0,324 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 1,35 \times 9,420 \Rightarrow N_{sd} = 12,717 \text{ KN}$$

➤ Caractéristiques géométrique de l'IPE 140 :

- $W_{el,z} = 12,31 \text{ cm}^3$	$W_{el,y} = 77,32 \text{ cm}^3$	$W_{pl,z} = 19,25 \text{ cm}^3$	$W_{pl,y} = 88,34 \text{ cm}^3$
- $t_w = 0,47 \text{ cm}$	$t_f = 0,69 \text{ cm}$	$b = 7,3 \text{ cm}$	$A = 16,4 \text{ cm}^2$

$$M_{pl,y,R} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \Rightarrow M_{pl,y,R} = \frac{88,34 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1}$$

$$M_{pl,y,R} = 18,872 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z,R} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \Rightarrow M_{pl,z,R} = \frac{19,25 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1}$$

$$M_{pl,z,R} = 4,112 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,R} = \frac{A \cdot f}{\gamma_{m0}} \Rightarrow N_{pl,R} = \frac{16,4 \times 235}{1,1}$$

$$N_{pl,R} = 350,36 \text{ KN}$$

➤ Incidence de l'effort normal:

$$N_{sd} \leq \min(0,25 N_{p l, R} \text{ à } 0,5 A_w f_y / \gamma_{m 0})$$

$$0,25 N_{p l, R} = 0,25 \times 350,36 = 87,59 \text{ kN}$$

$$A_w = A \cdot 2 b t_f = 16,4 \cdot 2 \times 7,3 \times 0,69 \Rightarrow A_w = 6,326 \text{ m}^2$$

$$0,5 \frac{A_w f_y}{\gamma_{m 0}} = 0,5 \times 6,326 \times 23,5 / 1,1 = 67,57 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 12,717 \text{ kN} < \min(87,59; 67,59) = 67,59 \text{ kN}$$

L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée

⇒ Pas de réduction des moments de résistance plastique

$$M_{p l y, R d} = M_{N y, R d}$$

$$M_{p l z, R d} = M_{N z, R d}$$

La formule de vérification est :

$$\left(\frac{M_{y, S d}}{M_{p l y, R d}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z, S d}}{M_{p l z, R d}} \right)^\beta < 1$$

$$\alpha = 2$$

$$\beta = 5 n = 5 \cdot \frac{N_{s d}}{N_{p l, R d}} = 5 \cdot \frac{12,717}{350,36} = 0,181 \Rightarrow \beta = 1$$

$$\left(\frac{0,804}{18,872} \right)^2 + \left(\frac{0,324}{4,112} \right)^1 = 0,08 < 1$$

vérifié

4.3.4. Vérification de l'élément aux instabilités (Déversement et Flambement) :

➤ Combinaison à l'ELU :

$$Q = G \cdot 1,5V$$

$$N_{sd} = 1,5V$$

$$G = 0,369 \text{ kN/ml}$$

$$V = -2,143 \text{ kN/ml} : \text{Vent de soulèvement}$$

$$V = 9,47 \text{ kN} : \text{Effort de compression revenant à la panne intermédiaire (montant de la poutre au vent)}$$

➤ Charge de flexion :

$$Q_{z,s} \bar{a} = G \cos \alpha = 1,5V \quad \Rightarrow \quad Q_{z,s} \bar{a} = 0,369 \cos 22 = 1,5 \times 2,143$$

$$Q_{z,s} \bar{a} = 2,872 \text{ KN/ml}$$

$$M_{y,s} \bar{a} = \frac{Q_{z,s} \bar{a}^2}{8} \quad \Rightarrow \quad M_{y,s} \bar{a} = \frac{2,872 \times 2,85^2}{8}$$

$$M_{y,s} \bar{a} = 2,91 \text{ KN.m}$$

$$Q_{y,s} \bar{a} = 1,35G \sin \alpha \quad \Rightarrow \quad Q_{y,s} \bar{a} = 1,35 \times 0,369 \times \sin 22$$

$$Q_{y,s} \bar{a} = 0,186 \text{ KN/ml}$$

$$M_{z,s} \bar{a} = \frac{Q_{y,s} \bar{a}^2}{8} \quad \Rightarrow \quad M_{z,s} \bar{a} = \frac{0,186 \times 2,85^2}{8}$$

$$M_{z,s} \bar{a} = 0,188 \text{ KN.m}$$

➤ Charge de compression :

$$V = F_2 = 9,47 \text{ KN}$$

$$N_{s,d} = 1,5V \quad \Rightarrow \quad N_{s,d} = 1,5 \times 9,47$$

$$N_{s,d} = 14,205 \text{ KN}$$

1) Vérification au flambement:

$$\frac{N_{s,d}}{\chi_{mi} N_{pl,Rd}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{pl,y,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{pl,z,Rd}} \leq 1$$

Avec:

$$N_{pl,Rd} = 350,36 \text{ KN} \quad M_{pl,y,Rd} = 18,872 \text{ KN.m} \quad M_{pl,z,Rd} = 4,112 \text{ KN.m}$$

a) Flambement par rapport à l'axe fort y-y :

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

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

α : Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement approprié.

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) [\beta]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^5}{235} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$l_y = l_z = 285 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{285}{5.74} = 49.65$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{49.65}{93.9} \right)^2 = 0.53$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{14}{7.3} = 1.91 > 1.2 \\ t_f = 6.9 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{La courbe a} \\ \text{Axe de flambement YY}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe a} \\ \bar{\lambda}_y = 0.53 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Par interpolation linéaire entre } \bar{\lambda}_y = 0.5 \text{ et } \bar{\lambda}_y = 0.6 \text{ on obtient } \chi_y = 0.914$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \beta_{M_y} - 4) + \frac{w_{pl,y} \cdot w_{el,y}}{w_{el,y}}$$

β_{M_y} : Facteur des moments uniformes équivalent pour le flambement par rapport à l'axe y-y

Pour une poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie

$$\beta_{M_y} = 1.3$$

$$\mu_y = 0.53(2 \times 1.3 - 4) + \frac{8.34 - 7.732}{7.732} \Rightarrow \mu_y = -0.6$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A f}$$

$$k_y = 1 - \frac{-0.6 \times 14.205}{0.914 \times 16.4 \times 23.5} \Rightarrow k_y = 1.024$$

b) Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z

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

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

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

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

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{285}{1.65} = 172.72$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{172.72}{93.9} \right)^2 = 1.84$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{14}{7.3} = 1.91 > 1.2 \\ t_f = 6.9 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \Rightarrow \text{La courbe b} \\ \text{Axe de flambement ZZ} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe b} \\ \bar{\lambda}_z = 1.84 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Par interpolation linéaire entre } \bar{\lambda}_z=1.8 \text{ et } \bar{\lambda}_z=1.9 \text{ on obtient } \chi_z = 0.26$$

$$\chi_{mi} = \bar{\chi} \cdot \text{Min}(\chi_y; \chi_z)$$

$$\chi_{mi} = \bar{\chi} \cdot \text{Min}(0.914; 0.26) \Rightarrow \chi_{mi} = \bar{\chi} \cdot 0.26$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \beta_{Mz} - 4) + \frac{w_{plz} w_{elz}}{w_{elz}}$$

β_{Mz} : Facteur des moments uniformes équivalents pour le flambement par rapport à l'axe z-z

Pour une poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie

$$\beta_{Mz} = 1.3$$

$$\mu_z = 1.84(2 \times 1.3 - 4) + \frac{1.9 \cdot 2.5 - 1.2 \cdot 3.1}{1.2 \cdot 3.1} \Rightarrow \mu_z = -2.012$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{sd}}{\chi_z A f_y}$$

$$k_z = 1 - \frac{-2.012 \times 14 \cdot 205}{0.26 \times 16.4 \times 23.5} \Rightarrow k_z = 1.285$$

La vérification est:

$$\frac{14 \cdot 205}{0.26 \times 350} + \frac{1.024 \times 2.911 \cdot 285 \times 0.188}{4.112} = 0.372 \leq 1$$

vérifié

2) Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl,Rd}} + \frac{k_L T M_{y,sd}}{\chi_L T M_{pl,y,Rd}} + \frac{k_z M_{z,sd}}{M_{pl,z,Rd}} \leq 1$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}}$$

χ_{LT} : Coefficient de réduction pour le déversement

$$\varphi_z = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

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

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) [\beta]^{0.5}$$

$\bar{\lambda}_{LT}$: l'élanecment réduit pour le déversement

λ_{LT} : Élanecment de l'élément vis-à-vis du déversement

Pour les profilés laminés en I ou en H

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{L/i_z}{h/e_s} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$e_s = t_f = 0.69 \text{ cm}$$

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

$$M_a = 0 \Rightarrow \psi = 0$$

$$C_1 = 1.88$$

$$\lambda_{LT} = \frac{285}{1.88^{0.5} \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{285}{140.69} \right)^2 \right]^{0.25}} \Rightarrow \lambda_{LT} = 85.9$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{85.9}{93} \right) \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0.91$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21(0.91 - 0.2) + 0.91^2]$$

$$\varphi_{LT} = 0.988$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.988 + 0.988^2} \Rightarrow \chi_{LT} = 0.728$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} = 0.15$$

β_{MLT} : Facteur des moments uniformes équivalents pour le déversement

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} = 0.15$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.81 \times 1.3 = 0.208 \Rightarrow \mu_{LT} = 0.208$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{Sd}}{\chi_{zA} f} \Rightarrow k_{LT} = 1 - \frac{0.208 \times 14205}{0.26 \times 164 \times 235}$$

$$k_{LT} = 0.97$$

$$\frac{14205}{0.26 \times 350} + \frac{0.97 \times 291}{0.728 \times 188.72} + \frac{1.285 \times 0.188}{4.112} = 0.42 \leq 1$$

Vérfié

Donc : on opte pour le contreventement des cornières de L 45 × 45 × 5

Introduction :

Les poteaux sont les éléments porteurs verticaux de l'ossature de la construction. Ils sont soumis à la compression avec éventuellement de la flexion, selon le système statique adopté.

Les profils laminés en I, H sont les plus utilisés comme poteau de charpente métallique, ils conviennent particulièrement bien à l'assemblage des poutres dans les deux directions perpendiculaire avec facilité d'assemblage.

5.1. Pré dimensionnement et calcul des poteaux :

5.1.1. Calcul des charges verticales sur le portique le plus sollicité :

a) charge permanentes :

- Couverture et accessoires de pose16 kg/m²
- Les pannes (IPE140)12,9 kg/ml $\Rightarrow \frac{1,29}{1,5} = 8,7$ kg/m².
- La ferme696,06 kg ≈ 11 kg/m².
- Poids total: $G = 16 + 8,7 + 11 = 35,7$ kg/m².
- L'entraxe des portiques : $\frac{4,3 + 5 + 4,1}{2} = 4,225$ m

$$G = 35,7 \times 4,225 = 150,83 \text{ kg/ml} = 1,5 \text{ KN/ml.}$$

b) Effet de la neige : (Voir CH 2)

$$S = 0,176 \text{ KN / m}^2.$$

$$S = 0,176 \times 4,225 = 0,743 \text{ KN / ml.}$$

c) Effet du vent :

$$V = q_d \times m \times c_d (c_{e1} - c_{e2}) = 612,375 \times 0,92 (+0,8 - (-0,3)) = 619,723 \text{ N/ m}^2.$$

$$V = 0,619 \text{ KN/ m}^2$$

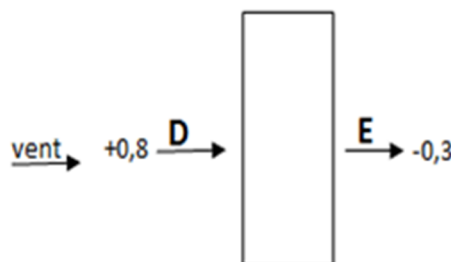


Figure 5.1. Schéma statique des coefficients extérieurs du vent sur les parois

5.1.2. Calcul des moments à la tête du poteau :

Le moment à l'encastrement poteau ferme vaut :

$$M = \frac{Q \times l^2}{4(2k + 3)}$$

Avec : $k = \frac{I_t}{l_t} \times \frac{h}{I_p}$

I_p : inertie du poteau ($I_p = 5409,7 \text{ cm}^4$).

I_t : inertie de la ferme (à déterminer).

h : hauteur du poteau ($h = 6\text{m}$).

l : portée de la ferme ($l = 15\text{m}$).

On a choisi de façon primaire un **HEA 220** en acier S235 à des caractéristiques suivantes :

- $I_y = 5409,7 \text{ cm}^4$	$I_z = 1954,5 \text{ cm}^4$	$W_{pl,y} = 568,5 \text{ cm}^3$	$W_{pl,z} = 270,6 \text{ cm}^3$
- $W_{el,z} = 177,7 \text{ cm}^3$	$W_{el,y} = 515,2 \text{ cm}^3$	$H = 21 \text{ cm}$	$d = 15,2 \text{ cm}$
- $b = 22 \text{ cm}$	$A = 64,3 \text{ cm}^2$	$t_w = 0,7 \text{ cm}$	$t_f = 1,1 \text{ cm}$
- $i_z = 5,51 \text{ cm}$	$i_y = 9,17 \text{ cm}$		

Le moment d'inertie de la ferme est calculé en substituant à sa place une poutre pleine équivalente (vis-à-vis de la flèche) dont l'axe est confondu avec la membrure inférieure de la ferme.

Le moment d'inertie de la poutre équivalente est déterminé d'une manière approximative à l'aide de la formule suivante :

$$I_t = (I_{\text{sup}} + S_{\text{sup}} \times v_{\text{sup}}^2 + I_{\text{inf}} + S_{\text{inf}} \times v_{\text{inf}}^2)$$

Avec :

S_{sup} et S_{inf} aire de section des membrures supérieure et inférieure de la ferme respectivement.

V_{sup} et V_{inf} les distances entre le centre de gravité (axe) de la ferme et les axes des membrures supérieures et inférieures à mi-travée.

➤ Position du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum A_i}$$

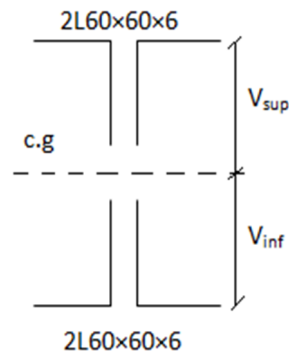


Figure 5.2. Centre de gravité de la ferme

- **Membrure supérieure : 2 L60 ×60×6 :**

$$I_X = 45,58 \text{ cm}^4.$$

$$A = 13,02 \text{ cm}^2.$$

$$Y = 150 \text{ cm}.$$

- **Membrure inférieure : 2 L60 ×60×6 :**

$$I_X = 45,58 \text{ cm}^4.$$

$$A = 13,02 \text{ cm}^2.$$

$$Y = 0,00 \text{ cm}.$$

$$Y_G = \frac{13,02 \times 150 + 13,02 \times 0}{13,02 + 13,02} = 75 \text{ cm}.$$

$$V_{\text{sup}} = 150 - 75 = 75 \text{ cm}.$$

$$V_{\text{inf}} = 75 \text{ cm}.$$

$$I_t = [45,58 + (13,02 \times 75^2)] + [45,58 + (13,02 \times 75^2)] = 146566,16 \text{ cm}^4.$$

D'où
$$k = \frac{146566,16 \times 6}{15 \times 5409,7} = 10,84$$

Soit :
$$M_G = \frac{1,5 \times 15^2}{4(2 \times 10,84 + 3)} = 3,82 \text{ KN.m}$$

$$M_N = \frac{0,743 \times 15^2}{4(2 \times 10,84 + 3)} = 1,7 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort en tête des poteaux :**

$$F = 0,619 \times 4,225 \times 6 / 2 = 7,845 \text{ KN.}$$

➤ **Moment en tête des poteaux :**

$$M_V = \frac{F}{2} \times h = 6 \times \frac{7,845}{2} = 23,54 \text{ KN.m}$$

➤ **Les efforts verticaux :**

$$N_V = \pm \frac{7,845 \times 6}{15} = 3,138 \text{ KN}$$

$$N_G = \frac{1,5 \times 15}{2} = 11,25 \text{ KN}$$

$$N_N = \frac{0,743 \times 15}{2} = 5,57 \text{ KN}$$

5.1.3. Les combinassions les plus défavorables :

$$N_{s,d} = N_{m,a,x} = 1,35 \times N_G + 1,35 \times (N_V + N_N)$$

$$N_{s,d} = 1,35 \times 11,25 + 1,35 \times (3,138 + 5,57) \Rightarrow N_{s,d} = 26,94 \text{ KN}$$

$$M_{y,s,d} = M_{m,a,x} = 1,35 \times M_G + 1,35 \times (M_V + M_N)$$

$$M_{y,s,d} = 1,35 \times 3,82 + 1,35 \times (1,7 + 23,54) \Rightarrow M_{y,s,d} = 39,23 \text{ KN.m}$$

5.2. Vérification à la flexion composée avec risque de flambement : CC M97

➤ **Calcul de $\chi_{m,i}$:**

$\chi_{m,i} = \min [\chi_y ; \chi_z]$ coefficient de réduction minimal pour le flambement

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{c,r}} \sqrt{\beta_A} \quad \lambda_{c,r} = 93,9 \text{ } \varepsilon$$

$$\varepsilon = \left[\frac{2}{3} \frac{3}{5} \right]^{0,5} \leq 1 \Rightarrow \lambda_{c,r} = 93,9$$

$$l_{k y} = l_{k z} = 2h \sqrt{1 + \frac{0,4}{k}} = 2 \times 6 \sqrt{1 + \frac{0,4}{10,84}} = 12,22 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{l_{k y}}{i_y} = \frac{12,22}{9,17} = 133,26 \\ \lambda_z = \frac{l_{k z}}{i_z} = \frac{12,22}{5,51} = 221,77 \end{cases}$$

Classe 01 $\rightarrow \beta_A = 1$

CC M97

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \sqrt{\beta_A} = \frac{133,26}{93,9} = 1,42 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \sqrt{\beta_A} = \frac{221,77}{93,9} = 2,36 \end{cases}$$

Section en **H** laminée

$$\begin{cases} t_f = 11 \text{ mm} < 100 \\ \frac{h}{b} = \frac{21}{22} = 0,95 < 1,2 \Rightarrow \text{Courbe b} \quad \text{tableau 5.3 CC M97} \\ \text{Axe flambement } y - y \end{cases}$$

α : Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée donnée dans le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3

$$\alpha_y = 0,34$$

$$\phi_y = 0,5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 [1 + 0,34 (1,42 - 0,2) + 1,42^2]$$

$$\phi_y = 1,71$$

$$X_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} = \frac{1}{1,71 + [1,71^2 - 1,42^2]^{0,5}}$$

$$X_y = 0,37$$

$$\begin{cases} t_f = 11 \text{ mm} < 100 \\ \frac{h}{b} = \frac{21}{22} = 0,95 < 1,2 \Rightarrow \text{Courbe c} \\ \text{Axe flambement } Z - Z \end{cases}$$

$$\alpha_z = 0,49$$

$$\phi_z = 0,5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 [1 + 0,49 (2,36 - 0,2) + 2,36^2]$$

$$\phi_z = 3,81$$

$$X_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} = \frac{1}{3,81 + [3,81^2 - 2,36^2]^{0,5}}$$

$$X_z = 0,14$$

$$X_{\min} = \min(X_y; X_z) = \min(0,37; 0,14) = 0,14$$

$$X_{\min} = 0,14$$

➤ Calcul de k_y :

$$k_y = 1 - \frac{N_s d_{ty}}{X_y A f_y} \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M_y} - 4) + \left[\frac{W_{pl,y} W_{el,y}}{W_{el,y}} \right] \leq 0,9$$

$$\beta_{M_y} = \beta_{M\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M_Q} - \beta_{M\psi})$$

$$\beta_{M\psi} = 1,8 - 0,7 \Psi$$

$$\Psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{39,23} = 0$$

$$\rightarrow \beta_{M_y} = \beta_{M\psi} = 1,8$$

$$\mu_y = 1,42[(2 \times 1,8) - 4] + \left[\frac{568,5 - 5}{515,2} \right] = 0,46 \leq 0,9 \quad \text{ok}$$

$$k_y = 1 - \frac{-0,46 \times 26,94}{0,37 \times 64,3 \times 23,5} = 1,022 \leq 1,5 \quad \text{ok}$$

$$k_y = 1,022$$

$$N_{p1} = \frac{A f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{64,3 \times 23,5}{1} = 1511,05 \text{ KN}$$

$$M_{p1} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{568,5 \times 23,5}{1} \times 10^{-2} = 13359,75 \text{ KN.m}$$

$$\frac{N_s d}{N_{p1} \chi_{min}} + \frac{M_y s d_{ty}}{M_{p1} \gamma_{m1}} = \frac{26,94}{1,1 \times 1511,05} + \frac{1,022 \times 13359,75}{1,1 \times 13359,75} = 0,47 < 1$$

vérifié

5.3. Vérification à la flexion composée avec risque de déversement: CC M97

$$\frac{N_s d}{N_{p1} \chi_z} + \frac{M_y s d_{LT}}{M_{p1} \gamma_{m1}} \leq 1$$

$$\beta_{M_{LT}} = \beta_{M\psi} = 1,8$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \beta_{M_{LT}} = 0,15 = 0,1 \times 2,36 \times 1,8 = 0,48 \leq 0,9$$

$$\mu_{LT} = 0,48$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{N_s d_{LT}}{X_z A f_y} = 1 - \frac{0,48 \times 26,94}{0,14 \times 64,3 \times 23,5} = 0,93 < 1 \quad \text{OK}$$

$$k_{LT} = 0,93$$

α_{lt} : Facteur d'imperfection pour le déversement

$\alpha_{lt} = 0,21$ pour les sections laminées

$$\Psi=0 \rightarrow C_1=1,88-1,40\Psi+0,52\Psi^2 =1,88$$

$$C_1=1,88$$

➤ Calcul de l'élanement λ_{LT} :

L : longueur de la poutre entre points latéralement maintenues

On n'a pas les lisses de bardage donc L=6m

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]} = \frac{\frac{600}{5,51}}{1,88^{0,5} \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{\frac{600}{5,51}}{\frac{21}{1,1}} \right)^2 \right]} = 61,8$$

$$\lambda_{LT} = 61,8$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{61,8}{93,9} = 0,65$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_L (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5 [1 + 0,21(0,65 - 0,2) + 0,65^2] = 0,758$$

$$\phi_{LT} = 0,758$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,758 + [0,758^2 - 0,65^2]^{0,5}} = 0,87$$

$$\chi_{LT} = 0,87$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{26,94}{0,14 \times 1511} + \frac{0,93 \times 39,23}{0,87 \times 133,6} = 0,48 \leq 1$$

vérifié

Conclusion :

Le profilé choisi HEA 220 est adéquat comme poteau.

5.4. Les bases des poteaux :

Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations, ce sont des dispositifs de liaisons.

Ces derniers sont constitués d'une plaque d'assise appelée platine assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée par écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

5.4.1. Dimensionnement de la platine :

On a $G=35,7$ Kg (voir calcul des poteaux)

Afin de tenir compte du poids propre du poteau ainsi que d'éventuelle charges permanentes additionnelles telles que les différents isolants phoniques et thermiques... on arrondi la valeur de G à 50kg/m^2 .

La surface tributaire du poteau est :

$$S_t = 4,225 \times 6 = 25,35\text{m}^2$$

➤ **Charge permanente :**

$$G = 50 \times 25,35 = 1267,5\text{kg}$$

➤ **Surcharge de la neige :**

$$S = 17,6 \times 25,35 = 446,16\text{kg}$$

➤ **Surcharge du vent :**

$$V = 61,9 \times 25,35 = 1569,16\text{kg}$$

N_c = L'effort de compression sous la combinaison $1,35(G+S)$

$$1,35 \times (1267,5 + 446,16) = 29,12\text{KN}$$

L'effort de soulèvement sous la combinaison $(G-1,5V)$

$$N_t = 1267,5 - 1,5 \times 1569,16 = -10,86\text{KN}$$

5.4.2. Surface d'appuis de la platine :

$$\text{On a } \sigma = \frac{N_c}{a \cdot b} \leq f_{b\bar{u}} = 14,2 \Rightarrow a \cdot b \geq \frac{29,12}{14,2} = 2,1\text{cm}^2$$

On prend: $a \times b = 35 \times 35$

$a \times b$: section de la platine

➤ **Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de fondation :**

$$\sigma = \frac{29,12}{35} = 0,832\text{ MPa} \leq \sigma_{b\bar{u}} = 0,8\text{ MPa}$$

vérifié

$\sigma_{b\bar{u}} = 0,8\text{ MPa}$ pour un béton à 350kg/m^3 de ciment

5.4.3. Calcul de l'épaisseur de la platine :

$$t \geq \mu \sqrt{\frac{3 \cdot \sigma}{f_y}} = 70 \times \sqrt{\frac{3 \times 23,7^2}{23810}} = 3,85 \text{ mm}$$

Soit : $t=15 \text{ mm}$

t : épaisseur de la platine

5.4.4. Dimensionnement de la tige d'ancrage :

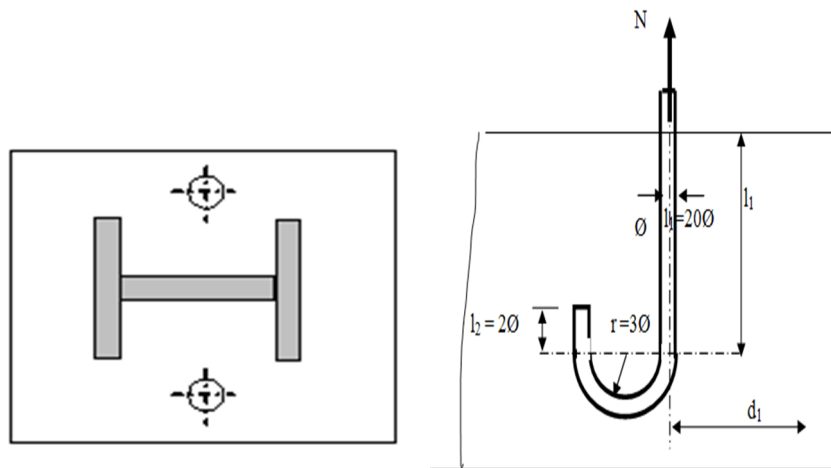


Figure 5.3.tige d'ancrage du pied de poteau

Les tiges d'ancrage se dimensionnent à la traction simple sous un effort de traction

$$N_t \leq \frac{N_t}{n}$$

n : nombre de tiges

N_t : Effort sollicitant de traction (combinaison de soulèvement)

Comme on a un poteau articulé à la base l'ancrage est réalisé par deux tiges

$$\frac{N_t}{2} \leq \frac{\pi \phi^2}{4} \times f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{2 N_t}{\pi f_y}} = \sqrt{\frac{2 \times 108610}{3,14 \times 235}} = 0,54 \text{ cm}$$

Soit $\phi=1,4 \text{ cm}$

5.4.5. Vérification de la tige d'encrage :

L'effort admissible de scellement est fixé par la règle suivante :

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(\frac{\phi}{d_1} + 1 \right)} (I_1 + 6,4r + 3,5I_2) \quad \text{CCM97}$$

N_a : effort normal résistant d'une tige par scellement.

$$r = 3 \Phi = 4,2 \text{ cm}$$

$$I_1 = 20 \Phi = 28 \text{ cm}$$

$$I_2 = 2 \Phi = 2,8 \text{ cm}$$

$$d_1 = 25 \text{ cm}$$

g_c : le dosage en ciment = 350 Kg/m³

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{14}{\left(\frac{14}{25} + 1 \right)} (280 + 268,8 + 98) = 27,66 \text{ KN} > \frac{N_t}{2} = 5,43 \text{ KN}$$

vérifié

Donc la tige $\Phi 14$ est acceptable.

Introduction :

Un assemblage est un dispositif (moyen) de liaison qui permet de réunir et de solidariser plusieurs éléments métalliques entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations (N_s , V_s , M_d) entre les éléments assemblés sans générer de sollicitations parasites.

Les principaux modes d'assemblages sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage

6.1. Les différents types d'assemblages :

Dans notre construction on a les différents types d'assemblages suivants :

- Poteau-ferme
- Eléments de ferme
- Ferme-ferme
- Panne-échantignole
- Gousset-contreventement

6.2. Assemblage dans la ferme :**6.2.1. Assemblage diagonale-membrure :**

Effort maximal dans les diagonales et les membrures est $N_{S_d} = 67.536 \text{ K N}$

Les boulons sont sollicités au cisaillement chaque boulon repris un effort.

$$F_{V,S_d} = \frac{N_{S_d}}{n \cdot p}$$

Avec n=nombre de boulons

p=nombre de plan de contact

$$F_{V,S_d} = \frac{67.536}{3 \cdot 2} \Rightarrow F_{V,S_d} = 11.256 \text{ KN}$$

a) Vérification des boulons ordinaires au cisaillement :

$$F_{V,S} \leq F_{V,Rd}$$

$$F_{V,S} \leq F_{V,Rd} = \frac{\alpha_v f_u b A}{\gamma_{mb}}$$

Lorsque le plan de cisaillement passe par la partie non filetée de boulon

$$\alpha_v = 0.6$$

$$\gamma_{mb} = 1.25$$

f_{ub} = contrainte limite de rupture du boulon

$$f_{ub} = 100 \cdot x$$

$$\text{On a des boulons de classe 6.8} \Rightarrow f_{ub} = 100 \times 6 = 600 \text{ MPa}$$

A = section de boulon

$$F_{V,S} \leq F_{V,Rd} = \frac{\alpha_v f_u b A}{\gamma_{mb}} \Rightarrow A \geq \frac{F_{V,S} \gamma_{mb}}{\alpha_v f_u b}$$

$$A \geq \frac{1.25 \times 1.25 \times 6 \times 10^3}{0.6 \times 600} = 3.908 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A = 39.08 \text{ mm}^2$$

On prend des boulons de M10

b) Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{V,S} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \alpha_u t}{\gamma_{m2}} \quad \text{Résistance à la pression diamétrale.}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 d_0}; \frac{p_1}{3 d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

e_1 = pince longitudinale

p_1 = pas longitudinale

d_0 = diamètre de trou

$$d_0 = d + 1$$

f_{ub} = limite de rupture de boulon

f_u = limite de rupture de la plaque

t = épaisseur de plaque

Le tableau suivant donne l'épaisseur t en fonction de l'effort appliqué :

Effort appliqué	>200KN	450 – 750 KN	450 – 750 KN	750–1150 KN	1150–1650 KN
t	8mm	10mm	12mm	14mm	16mm

Tableau 6.1 épaisseur de la plaque en fonction de l'effort appliqué

$$F_{V,S} = 11.256 \text{ KN} < 200 \text{ kN} \Rightarrow t = 8 \text{ mm}$$

γ_m = coefficient partiel de sécurité pour les assemblages

$$\gamma_m = 1.25$$

$$F_{b,R} = \frac{2.5 \alpha_u f_t}{\gamma_m}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$e_1 \leq \min(12t, 150 \text{ mm}) \Rightarrow e_1 \leq \min(12 \times 11; 150 \text{ mm})$$

$$e_1 \leq 132 \text{ mm}$$

$$e_1 \geq 1.2d_0 \Rightarrow e_1 = 1.2 \times 11 = 13.2$$

On prend $e_1 = 15 \text{ mm}$

$$p_1 \geq 2.2d_0 = 2.2 \times 11 = 24.2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 25 \text{ mm}$$

Alors : $e_1 = 15 \text{ mm}$

$$p_1 = 25 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{15}{3 \times 11}; \frac{25}{3 \times 11} - \frac{1}{4}; \frac{600}{340}; 1\right) \Rightarrow \alpha = \min(0.45; 0.5; 1.76; 1)$$

$$\alpha = 0.45$$

$$F_{b,R} = \frac{2.5 \times 0.45 \times 8 \times 10 \times 340 \times 10}{1.25}$$

$$F_{b,R} = 24.48 \text{ KN}$$

$$F_{V,S} = 11.256 \text{ KN} \leq F_{b,R} = 24.48 \text{ KN}$$

Vérfifié

6.2.2. Assemblage membrure-gousset-membrure :

L'effort max dans les membrures $N_{Sd} = 132.737 \text{KN}$

Les boulons sont sollicités au cisaillement chaque boulon repris un effort

$$F_{V,Sd} = \frac{N_{Sd}}{n_p} = \frac{132.737}{2 \times 6}$$

$$F_{V,Sd} = 11.061 \text{KN}$$

a) Vérification des boulons ordinaires au cisaillement :

$$F_{V,Sd} \leq F_{V,Rd}$$

$$F_{V,Rd} = \frac{\alpha_v f_u b A}{\gamma_{mb}}$$

Lorsque le plan de cisaillement passe par la partie non filetée de boulon

$$\alpha_v = 0.6$$

$$\gamma_{mb} = 1.25$$

$$F_{V,Sd} \leq F_{V,Rd} = \frac{\alpha_v f_u b A}{\gamma_{mb}} \Rightarrow A \geq \frac{F_{V,Sd} \gamma_{mb}}{\alpha_v f_u b}$$

$$A \geq \frac{1.25 \times 11.061 \times 1.25}{0.6 \times 600} = 3.840 \times 10^{-5} \text{m}^2$$

$$A = 38.40 \text{mm}^2$$

On prend des boulons de M10

$$d = 10 \text{mm} \quad d_0 = 11 \text{mm}$$

b) Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{V,Sd} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \alpha_u \beta_t t}{\gamma_{m2}} \quad \text{Résistance à la pression diamétrale}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_u b}{f_u}; 1 \right)$$

$$\gamma_{m2} = 1.25$$

$$F_{V,Sd} = 11.061 \text{KN} < 200 \text{KN} \Rightarrow t = 8 \text{mm}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \alpha_u \beta_t t}{\gamma_{m2}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$e_1 \leq \min(12t, 150m) \Rightarrow e_1 \leq \min(12 \times 11; 150m)$$

$$e_1 \leq 132\text{mm}$$

$$e_1 \geq 1.2d_0 \Rightarrow e_1 = 1.2 \times 11 = 13.2$$

On prend $e_1=15\text{mm}$

$$p_1 \geq 2.2d_0 = 2.2 \times 11 = 24.2\text{mm}$$

$$p_1=25\text{mm}$$

Alors : $e_1=15\text{mm}$

$$p_1=25\text{mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{15}{3 \times 11}; \frac{25}{3 \times 11} - \frac{1}{4}; \frac{600}{340}; 1\right) \Rightarrow \alpha = \min(0.45; 0.5; 1.76; 1)$$

$$\alpha=0.45$$

$$F_{b,R} = \frac{2.5 \times 0.45 \times 8 \times 10 \times 340 \times 10}{1.25}$$

$$F_{b,R} = 24.48\text{KN}$$

$$F_{V,S} = 11.061\text{KN} \leq F_{b,R} = 24.48\text{KN}$$

Vérifié

6.3. Assemblage de contreventement :

$N_{s,d} = 21,43\text{KN}$: Effort max de traction dans les diagonales de contreventement

On prend des boulons ordinaires M10 avec $A=78.5\text{mm}^2$

a) Vérification des boulons ordinaires au cisaillement :

$$F_{V,S} \leq F_{V,R}$$

$$F_{V,R} = \frac{\alpha_v f_u A}{\gamma_{mb}}$$

Lorsque le plan de cisaillement passe par la partie non filetée de boulon :

$$\alpha_v=0.6$$

$$F_{V,R} = \frac{0.6 \times 600 \times 78.5 \times 10}{1.25} \Rightarrow F_{V,R} = 22.608\text{KN}$$

P=1

$$n \geq \frac{F_{V,Rd}}{N_S d p} \Rightarrow n \geq \frac{22.608}{21.43}$$

$$n \geq 1.05$$

On prend n=2 boulons

b) Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{V,Sd} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \alpha_u f_t t}{\gamma_{m2}} \quad \text{Résistance à la pression diamétrale}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$e_1 \leq \min(12t, 150m) \Rightarrow e_1 \leq \min(12 \times 11; 150m)$$

$$e_1 \leq 132\text{mm}$$

$$e_1 \geq 1.2d_0 \Rightarrow e_1 = 1.2 \times 11 = 13.2 \text{ mm}$$

On prend $e_1=15\text{mm}$

$$p_1 \geq 2.2d_0 = 2.2 \times 11 = 24.2\text{mm}$$

$$p_1=25\text{mm}$$

Alors : $e_1=15\text{mm}$

$$p_1=25\text{mm}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{15}{3 \times 11}; \frac{25}{3 \times 11} - \frac{1}{4}; \frac{600}{340}; 1 \right) \Rightarrow \alpha = \min(0.45; 0.5; 1.76; 1)$$

$$\alpha=0.45$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.45 \times 8 \times 10 \times 340 \times 10}{1.25}$$

$$F_{b,Rd} = 24.48\text{KN}$$

$$F_{V,Sd} = \frac{N_S d}{n \cdot p} \Rightarrow F_{V,Sd} = \frac{21.43}{2 \times 1}$$

$$F_{V,Sd} = 10.715\text{KN} \leq F_{b,Rd} = 24.48\text{KN}$$

vérifié

6.4. Assemblage de l'échantignole :

6.4.1. Assemblage de l'échantignole sur la panne :

On dimensionnera les boulons au cisaillement ($\frac{R_{vz}}{2}$), chaque boulon reprend une seule panne.

Voir la figure suivante :

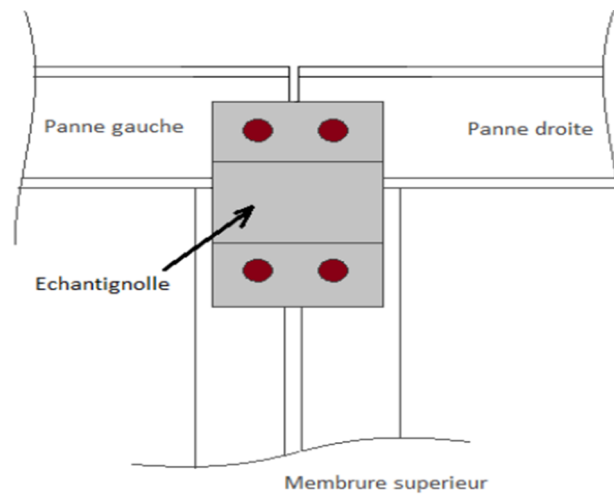


Figure 6.1. Vue de face de l'échantignole

Soit un boulon ordinaire M10

$$N_{S d} = \frac{R_{vz}}{2} \Rightarrow N_{S d} = \frac{12496}{2}$$

$$N_{S d} = 6.248 \text{ KN}$$

$$F_{V, S d} = \frac{N_{S d}}{n.p} \Rightarrow F_{V, S d} = \frac{6.248}{1 \times 1}$$

$$F_{V, S d} = 6.248 \text{ KN}$$

$$F_{V, R d} = \frac{0.6 \times 600785 \times 10^{-3}}{1.25} \Rightarrow F_{V, R d} = 22.608 \text{ KN}$$

$$F_{V, S d} = 6.248 \text{ KN} \leq F_{V, R d} = 22.608 \text{ KN}$$

vérifié

6.4.2. Assemblage de l'échantignole sur la membrure supérieure :

Dans ce cas le boulon est soumis simultanément à l'effort de traction et de cisaillement, on risque quatre modes de ruptures :

- Rupture du boulon sous interaction
- Déchirement de la plaque
- Pression diamétrale
- Poinçonnement de la plaque

Le cas le plus défavorable est celui du vent

$$R_{v y} = 0.62 \text{ KN}$$

$$N_{S d, y} = \frac{R_{v y}}{2} \Rightarrow N_{S d, y} = \frac{0.62}{2}$$

$$N_{S d, y} = 0.31 \text{ KN}$$

$$R_{v z} = -12.496 \text{ KN}$$

$$N_{S d, z} = \frac{R_{v z}}{2} \Rightarrow N_{S d, z} = \frac{12.496}{2}$$

$$N_{S d, z} = 6.248$$

$$F_{V, S d} = \frac{N_{S d, y}}{n \cdot p} \Rightarrow F_{V, S d} = \frac{0.31}{1 \times 1}$$

$$F_{V, S d} = 0.62 \text{ KN}$$

$$F_{t, S d} = \frac{N_{S d, z}}{n} \Rightarrow F_{t, S d} = \frac{6.248}{1}$$

$$F_{t, S d} = 6.248 \text{ KN}$$

a) Boulon sous interaction :

$$\frac{F_{V, S d}}{F_{V, R d}} + \frac{F_{t, S d}}{1.4 F_{t, R d}} \leq 1$$

$$F_{V, R d} = 22.608 \text{ KN}$$

$$F_{t, R d} = \frac{0.9 f_b A}{\gamma_{m b}} \Rightarrow F_{t, R d} = \frac{0.9 \times 600 \times 78.5 \times 10^{-6}}{1.5}$$

$\gamma_{m b} = 1.5$: pour les boulons qui travaillent à la traction

$$F_{t, R d} = 28.26 \text{ KN}$$

$$\frac{0.62}{22.608} + \frac{6.248}{1.4 \times 28.26} = 0.17 \leq 1$$

$$F_{t, S d} = 6.248 \text{ KN} \leq F_{t, R d} = 28.26 \text{ KN}$$

Vérfié

b) Poinçonnement de la plaque :

$$F_{t,s d} \leq B_{l,R d} = 0,6\pi \cdot d_m \cdot t \cdot \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$d_m = 18,3\text{mm} \quad t = 8\text{mm}$$

$$B_{l,R d} = 0,6\pi \times 18,3 \times 8 \times \frac{348 \text{ MPa}}{1,5} \Rightarrow B_{l,R d} = 62,52 \text{ kN}$$

$$F_{t,s d} = 6,248 \text{ kN} \leq B_{l,R d} = 62,52 \text{ kN}$$

Vérifié

c) Plaque sous la pression diamétrale :

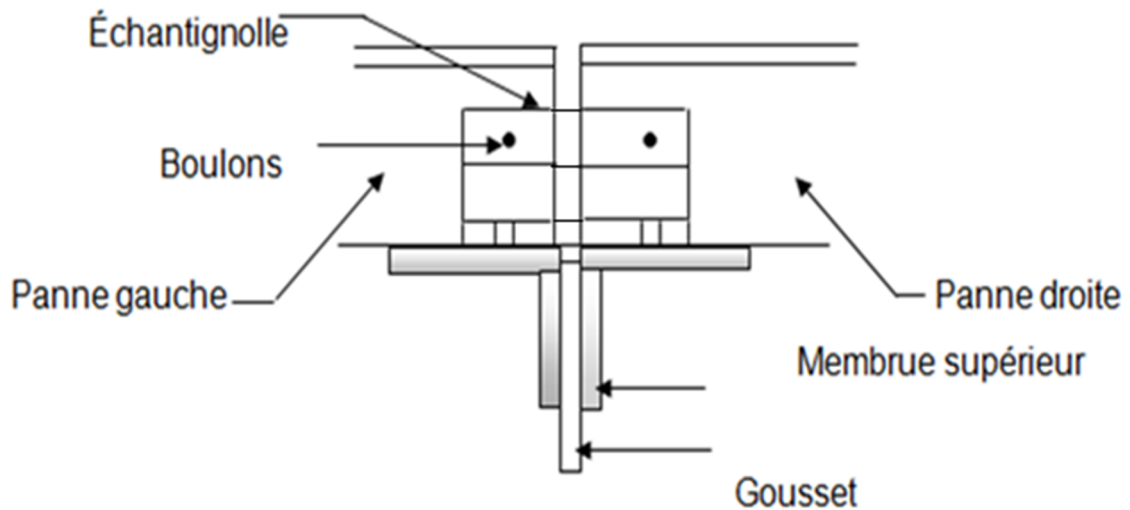


Figure 6.2. Assemblage membrure supérieure-échantignolle

$$F_{t,s d} \leq F_{b,R d} = 2,5 \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{b,R d} = 2,5 \times 0,45 \times 10 \times 8 \times \frac{348 \text{ MPa}}{1,5}$$

$$F_{b,R d} = 20,4 \text{ kN}$$

$$F_{t,s d} = 6,248 \text{ kN} \leq F_{b,R d} = 20,4 \text{ kN}$$

Vérifié

6.5. Assemblage ferme-ferme :

a) Calcul de couvre joint :

La longueur des profilés étant nécessairement limitée à cause des conditions de laminage et les fermes trop longues ($L \geq 18$ m) étant difficiles à transporter en une seule pièce, on est amenés à expédier les fermes par blocs séparés ; les joints prévus pour l'exécution sur chantier sont disposés généralement au milieu de la portée.

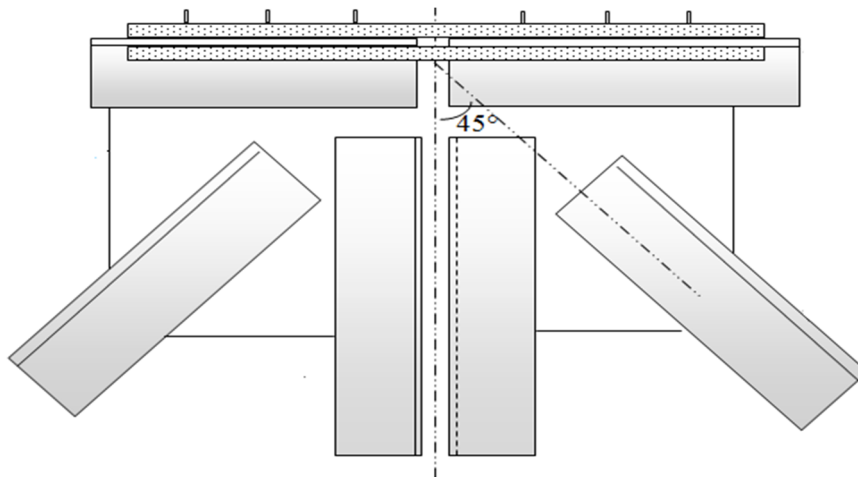


Figure 6.3. Assemblage ferme-ferme.

➤ Le joint d'ail horizontal :

L'effort dans chaque membrure est transmis par trois couvre-joints (un à l'extérieur du profilé et deux à l'intérieur)

Calcul de la pression diamétrale

Dans cet assemblage on utilise des boulons HR8.8

On détermine la section des boulons par la condition au glissement :

$$F_s = k_s \times m \times \mu \times F_p / \gamma_{ms}$$

F_s : Effort résistant d'un boulon précontraint

k_s : Facteur de forme=1

F_p : Force de précontraint

μ : Coefficient de frottement

γ_{ms} : Coefficient de sécurité

$\gamma_{ms}=1.25$ pour les trous nominaux

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_{ssd} = \frac{N}{n} = \frac{13237}{12} = 11.06 \text{KN}$$

$$A_s \geq \frac{F_{ssd} \times \gamma_{ms}}{K_s \times m \times \mu \times 0.7 \times f_{ub}} = \frac{11.06 \times 10^3 \times 1.25}{1.2 \times 2 \times 0.4 \times 0.7 \times 800} = 30.86 \text{mm}^2$$

On choisit des boulons M12 avec $A_s=84.3 \text{mm}^2$

b) Vérification des boulons au cisaillement :

$$F_{vrd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.6 \times 800 \times 84.3}{1.25} = 33.72 \text{KN}$$

$$F_{ssd} = 11.06 \text{KN} \leq F_{vrd} = 33.72 \text{KN}$$

Vérifié

➤ **Disposition constructive :**

On a $t=8 \text{mm}$ $d_0=13 \text{mm}$

$$1,2 \times d_0 \leq e_1 \leq (12 \times t \text{ ou } 150 \text{ mm})$$

$$\Rightarrow 19.5 \text{ mm} \leq e_1 \leq 96 \text{ mm} \dots \dots \text{on prend } e_1 = 25 \text{ mm}$$

$$2.2 \times d_0 \leq p_1 \leq (12 \times t \text{ ou } 150 \text{ mm})$$

$$\Rightarrow 28.6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 96 \text{ mm} \dots \dots \text{on prend } p_1 = 40 \text{ mm}$$

$$1,5 \times d_0 \leq e_2 \leq (12 \times t \text{ ou } 150 \text{ mm})$$

$$\Rightarrow 19.5 \text{ mm} \leq e_2 \leq 96 \text{ mm} \dots \dots \text{on prend } e_2 = 35 \text{ mm}$$

$$3 \times d_0 \leq p_2 \leq (12 \times t \text{ ou } 150 \text{ mm})$$

$$\Rightarrow 39 \text{ mm} \leq p_2 \leq 96 \text{ mm} \dots \dots \text{on prend } p_2 = 55 \text{ mm}$$

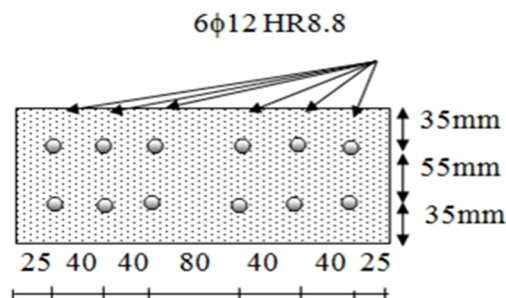


Figure 6.4. Vue en plan du couvre-joint extérieur

c) Vérification de la pression diamétrale :

On doit vérifier : $F_{vsd} \leq F_{brd}$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot d \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

d : Diamètre des boulons = 12 mm

t_p : Epaisseur de la pièce assemblée = 8 mm

$$\gamma_{mb} = 1,25$$

$$f_u = 340 \text{ Mpa}$$

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

$$\alpha = \min \left(\frac{25}{3 \times 12}; \frac{40}{33 \times 12} - \frac{1}{4}; \frac{600}{340}; 1 \right) \Rightarrow \alpha = \min(0,64; 0,77; 1,76; 1)$$

$$\alpha = 0,64$$

$$F_{vsd} = \frac{N}{n} = \frac{132,737}{12} = 11,06 \text{ KN}$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,64 \times 12 \times 8 \times \frac{340 \times 10^6}{1,25}$$

$$F_{b,Rd} = 41,78 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 11,06 \text{ K} \leq F_{brd} = 41,78 \text{ KN}$$

vérifié

➤ Vérification de l'assemblage trop long :

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15d}{200d}$$

$$0,75 \leq \beta_{Lf} \leq 1,0$$

L_j : la distance entre les centres des éléments d'attache situés aux extrémités, mesurée dans la direction de transmission des efforts.

$$L_j = 290 - 25 \times 2 = 240 \text{ mm}$$

$$15d = 15 \times 12 = 180 \text{ mm}$$

$$L_j = 240 \text{ mm} > 15d = 180 \text{ mm} \Rightarrow \text{assemblage trop long}$$

Donc la résistance au cisaillement doit être minorée par le coefficient β_{Lf}

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{240 - 180}{200 \times 12}$$

$$\beta_{L f}=0.975$$

$$\beta F_{R d}=0.975 \times 33.72 = 32.877 \text{ K N}$$

$$F_{v s d}=11.06 \text{ K N} < \beta F_{R d}=32.877 \text{ K N}$$

vérifié

6.6. Assemblage poteau – ferme :

6.6.1. Assemblage montant – poteau :

L'attache se fait par des boulons H.R de classe 8.8

Les montants sont des doubles cornières alors on aura deux rangés de boulons chaque comporte 4 boulons.

a) Calcul de la section des boulons :

L'assemblage sera sollicité par un effort qui est du à l'effort de traction max (entre la membrure supérieure et inférieure) et un effort de cisailent qui est du à l'effort du montant.

$$\text{Avec : } N_{s d}=53.095 \text{ K N}$$

$$V_{s d}=47.785 \text{ K N}$$

$$M_{s d}=47.785 \times \frac{1.5}{2} = 35.84 \text{ K N}$$

b) Calcul de la section des boulons :

L'assemblage sera sollicité par un effort qui est du a un effort de traction max (entre la membrure supérieure et inférieure) et un effort de cisaillement qui est du à un effort du montant.

$$\text{Avec : } N_{s d}=53.095 \text{ K N}$$

$$V_{s d}=47.785 \text{ K N}$$

$$M_{s d}=47.785 \times \frac{1.5}{2} = 35.84 \text{ K N}$$

c) Distribution des efforts sur les boulons :

- Effort du à N :

$$F_{t, s d}^N = \frac{N_{s d}}{n} = \frac{47.785}{8} = 5.97 \text{ K N}$$

- Effort du à V :

$$F_{V,S} = \frac{V}{n} = \frac{53.025}{1.8} = 29.45 \text{ KN}$$

- Effort du à M :

$$F_{t,S}^M = \frac{M d}{d_1^2 + d_2^2 + d_3^2}$$

$$d_1 = 160 - 25 = 135 \text{ mm}$$

$$d_2 = d_1 - 35 = 100 \text{ mm}$$

$$d_3 = d_2 - 35 = 65 \text{ mm}$$

$$F_{t,S}^M = \frac{35.84 \times 135}{135^2 + 100^2 + 65^2} = 149.1 \text{ KN}$$

Pour un seul boulon $F_{t,S}^M = \frac{149.1}{2} = 74.55 \text{ KN}$ (car on a deux rangées de boulon)

L'effort total dans le boulon le plus sollicité

$$F_{t,S}^T = F_{t,S}^V + F_{t,S}^M = 29.45 + 74.55 = 104 \text{ KN}$$

Donc le boulon sera sollicité simultanément à l'effort de traction et de cisaillement

Il faut vérifier :

- Le cisaillement $F_{V,S} \leq F_{S,R} = k_s n (F_p - 0.8 F_{t,S}) / \gamma_{ms}$

- La traction : $F_{t,S} \leq F_{t,R} = 0.9 A_s \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{t,S} \gamma_{mb}}{0.9 f_u}$

$$A_s \geq \frac{80.52 \times 1.25}{0.9 \times 480} = 167.75 \times 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$A_s \geq 167.75 \text{ mm}^2$$

On prend des M18 avec $A_s = 192 \text{ mm}^2$

$$F_{V,S} \leq F_{S,R} = k_s n (F_p - 0.8 F_{t,S}) / \gamma_{ms} \Rightarrow A_s \geq \left[\frac{F_{V,S} \gamma_{ms}}{n \mu k} + 0.8 F_{t,S} \right] \times \frac{1}{0.9 f_u}$$

$$A_s \geq \left[\frac{6.64 \times 1.25}{1 \times 0.3 \times 1} + 0.8 \times 80.52 \times 10^{-3} \right] \times \frac{1}{0.9 \times 480} = 127.89 \times 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$\rightarrow A_s \geq 127.89 \text{ mm}^2$$

On a des boulons de M16 avec $A_s = 157 \text{ mm}^2$

Finalement on opte des boulons de M18.

d) Vérification au poinçonnement :

$$F_{t,S} \leq B_{P,R} = 0.6\pi d_m t_p f_u / \gamma_{mb}$$

$$t_p = 11 + 8 + 7 = 26 \text{ mm}$$

d_m : Diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit à la tête du boulon

$$d_m = 29.1 \text{ mm}$$

$$B_{P,R} = 0.6\pi \times 29.1 \times 26 \times 360 \times 10^{-3} / 1.5 = 342.10 \text{ KN}$$

$$F_{t,S} = 80.52 \text{ KN} \leq B_{P,R} = 342.1 \text{ KN}$$

Vérifié

Donc pas de poinçonnement

e) Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{v,S} \leq F_{b,R} = 2.5\alpha \cdot d \cdot t_u f_{yb} / \gamma_{ms}$$

➤ Disposition constructive :

On a $t = 8 \text{ mm}$ $d_0 = 20 \text{ mm}$

$$1.2 \times d_0 \leq e_1 \leq (12 \times t \text{ ou } 150 \text{ mm})$$

$$\Rightarrow 24 \text{ mm} \leq e_1 \leq 96 \text{ mm} \dots \dots \text{on prend } e_1 = 25 \text{ mm}$$

$$2.2 \times d_0 \leq p_1 \leq (12 \times t \text{ ou } 150 \text{ mm})$$

$$\Rightarrow 44 \text{ mm} \leq p_1 \leq 96 \text{ mm} \dots \dots \text{on prend } p_1 = 45 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{yb}}{f_u}; 1 \right) \Rightarrow \alpha = \min \left(\frac{25}{3 \times 20}; \frac{45}{3 \times 20} - \frac{1}{4}; \frac{360}{360}; 1 \right)$$

$$\alpha = \min(0.42; 0.5; 2.22; 1) \Rightarrow \alpha = 0.42$$

$$F_{b,R} = 2.5 \times 0.42 \times 18 \times 8 \times 360 \times 10^{-3} / 1.25 \Rightarrow F_{b,R} = 43.54 \text{ KN}$$

$$F_{v,S} = 6.64 \text{ KN} \leq F_{b,R} = 43.54 \text{ KN}$$

Vérifié

Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types des fondations:

- Fondation superficielle:
 - Semelle isolée
 - Semelle filante
 - Radier général
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Le poids de la structure.
- La distance entre axes des poteaux.

Dans notre projet on a utilisé des semelles isolées.

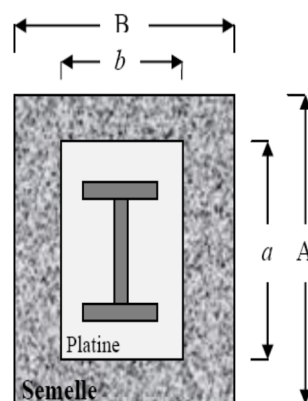
7.1. Pré dimensionnement de la semelle isolée :

Figure 7.1. Les dimensions de la semelle

On suppose qu'on a une semelle rectangulaire (A×B) :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad d'ou \quad B \geq \sqrt{\frac{N}{\frac{b}{a} \times \sigma_{sol}}} \quad , \quad A \geq \sqrt{\frac{N}{\frac{a}{b} \times \sigma_{sol}}}$$

a et b : dimension du la platine a=b=35cm

A et B : dimension de la semelle.

Touts les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	Nu (KN)	$\sigma_{s o}$ (KPa)	B cal(m)	A cal (m)	B choix(m)	A choix (m)
amphi	32	160	0.45	0.45	1	1

Tableau 7.1.dimension de fondation

Les dimensions des semelles sont :

$$A=B=1m$$

Les dimensions des semelles doivent respecter :

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B - b}{4} \\ \frac{A - a}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL91-Ch 15})$$

on prend d=0.20m

Hauteur totale : $h_t = d+c$ avec $c = 5$ cm.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après :

	A(m)	B(m)	c(cm)	d(cm)	h(cm)
valeurs	1	1	5	20	25

Tableau 7.2.Dimension des semelles

7.2. Vérification de contrainte à l'ELS :

il faut que : $\sigma_{cal} = \frac{N_t}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$S = B^2$

$N_t = N_{structure} + N_{semelle}$

$N_{semelle} = B^2 \cdot h \cdot \rho_b = 1^2 \times 0.25 \times 25 = 6.25 \text{ KN}$

h : Hauteur de la semelle.

ρ_b : Poids volumique du béton armé = 25 KN/m³

D : profondeur de la semelle par rapport à la cote de terrain actuel = 1.70m

$N_t = 23 + 6.25 = 29.25 \text{ KN}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\sigma \leq \bar{\sigma}$

$\bar{\sigma} = 0.16 \text{ MPa}$

$\sigma = \frac{N_t}{S} = \frac{29.25 \times 10^3}{1} = 0.03 \text{ MPa} \leq 0.16 \text{ MPa}$

vérifié

Donc on a des semelles isolées carrées **S=1x1 m²**

7.2.1. Ferrailage de la semelle : (selon le BAEL 91)

➤ **ELU :**

$N_U = 40.45 \text{ KN}$

$A_S^{//A} = A_S^{//B} = \frac{N_U \cdot (B - d)}{8 \cdot d \cdot \sigma_t} = \frac{40.45 \cdot (1 - 0.35)}{8 \cdot 0.2 \cdot 201.63} = 0.48 \text{ cm}^2$

➤ **ELS :**

$N_S = 23 + 6.25 = 29.25 \text{ KN}$

$A_S^{//A} = A_S^{//B} = \frac{N_S \cdot (B - d)}{8 \cdot d \cdot \sigma_t}$

Avec :

$\sigma_{st} = m i n \left(\frac{2}{3} (f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t2}}) \right) = m i n \left(\frac{2}{3} (400; 110 \cdot \sqrt{1.6 \cdot 2.1}) \right) = 201.63 \text{ MPa}$

$A_S^{//A} = A_S^{//B} = \frac{N_S \cdot (B - d)}{8 \cdot d \cdot \sigma_t} = \frac{29.25 \cdot (1 - 0.35)}{8 \cdot 0.2 \cdot 201.63} = 0.6 \text{ cm}^2$

Le calcul à l'ELS est le plus défavorable, alors on choisit :

$$A_x = A_y = 8HA10 = 6.28c \text{ m}^2/m \text{ l}$$

$$A_{m \text{ i } n} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 20 \cdot \frac{2,1}{400} = 2.415c \text{ m}^2$$

$$A_{m \text{ i } n} = 2.415c \text{ m}^2 \leq A_x = A_y = 6.28c \text{ m}^2/m \text{ l}$$

Vérifié

$$S t = \frac{100}{8} = 12,5c \text{ m}$$

7.2.2. Ancrage des barres :

La longueur d'ancrage est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{f_e \cdot \phi}{4 \cdot \tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835M P a$$

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow HA$$

$$l_s = \frac{f_e \cdot \phi}{4 \cdot \tau_s} = \frac{400 \cdot 1,0}{4 \cdot 2,835} = 35,28c \text{ m}$$

On a : $l_s = 35.28cm > B/4=25cm$

Donc, toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.

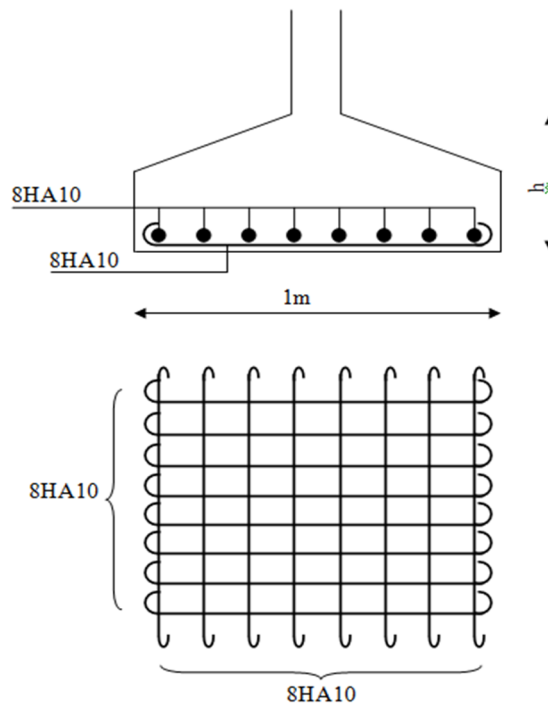


Figure 7.2.Ferrailage des semelles

7.3. Calcul des longrines :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Et elles sont soumises à des forces axiales de traction

7.3.1. Pré dimensionnement : (RPA99 art 10.1.1.b)

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

$$25c \text{ m} \times 30c \text{ m} \rightarrow S$$

Pour notre cas on optera pour des longrines de section $30c \text{ m} \times 30c \text{ m}$

➤ Ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20K N \quad (\text{R P A a r t 1 0 . 1 . 1 . b})$$

Avec :

N : Effort normale ultime du poteau le plus sollicité.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré »

Dans notre cas, on a un site ferme (S_2) et une zone $I_b \Rightarrow \alpha = 15$

$$E L U \rightarrow N = \frac{40.45}{15} = 2.7K N < 20K N$$

Non vérifié

$$E L S \rightarrow N = \frac{29.25}{15} = 1.95K N < 20K N$$

Non vérifié

On ferraille avec A_{min}

$$A_{min} = 0,6\% \cdot b \cdot h = 0,6\% \cdot 30 \cdot 30 = 5,4c \text{ m}^2$$

Donc, on ferraille avec A_{min} soit 4HA14 = $6,16c \text{ m}^2$

7.3.2. Armatures transversales :

Soit des cadres de diamètre $\varnothing 8$ dont l'espacement maximal est donné par le RPA,

$$S_t = \min(20c, 15 \cdot \varnothing_l) = \min(20c, 15 \cdot 0,8) = 12c \text{ m}$$

On prend $S_t = 15c \text{ m}$

Les cadres sont espacés de 15cm en travée et de 10cm en zone nodale.

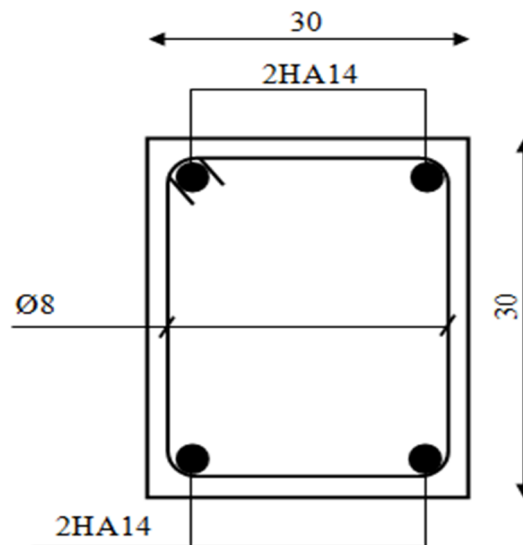


Figure 7.3. Ferrailage des longrines

Introduction :

Après le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure à la résistance, on doit la vérifier à la stabilité sous le vent.

8.1. Principe de vérification :

L'effort global du vent se décompose en :

- Une composante horizontale $T = R_x$ (traînée) produisant un effet d'entraînement.
- Une composante verticale ascendante $U = R_z$ (portance) produisant un effet de soulèvement.

Ces deux composantes donnent un moment de renversement « MR », il faut que ce moment de renversement reste inférieur au moment stabilisant « MS » dû au poids propre du bâtiment.

$$R = \sum (P_{h_i} \times S_i) + \sum F_{fr.}$$

Avec :

- p_{h_i} (en KN/m²) : pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface i.
- s_i (en m²) : l'aire de l'élément de surface i.
- F_{fr} (en daN) : les forces de frottement (d'entraînement) éventuelles.

8.2. Détermination des forces renversantes :

Cas du vent :

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- une composante horizontale (F_h)
- une composante verticale (F_v)

8.2.1. Vent sur façade latérale gauche avec surpression intérieur ($C_{pi}=-0,37$):

Zone	qj (N/m2)	S (m2)	F _h (KN)	F _v (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	659,16	149,7	98,676	0	0	12,475	3
E	39,436	149,7	5,9	0	27,1	12,475	3
F1	450,708	3,6	0	1,5	0,6	1,5	6
F2	450,708	3,6	0	1,5	0,6	27,7	6
G	450,708	27,84	0	11,634	0,6	14,6	6
H	450,708	756,28	0	316,04	14,37	14,6	6
Auvent1	901,416	58,4	0	48,809	-1	14,6	6
Auvent2	281,692	58,4		15,252	28,1	14,6	6
Ffr(toiture)	-	-	6,077	-	15,6	14,6	6
Ffr(paroi)	-	-	0,839	-	13,55	24,95	3
			R_x=111,492	R_z=394,735			

Tableau 8.1. Vent sur la façade latérale gauche C_{pi}= -0,37

$$X_T = \frac{\sum T_i x_i}{\sum T_i} = \frac{98,676 \times 0 + 5,9 \times 27,1 + 0,839 \times 13,55 + 6,077 \times 15,6}{98,676 + 0,839 + 6,077 + 5,9} = 1,55m$$

$$Y_T = \frac{\sum T_i y_i}{\sum T_i} = \frac{98,676 \times 12,475 + 5,9 \times 12,475 + 0,839 \times 24,95 + 6,077 \times 14,6}{98,676 + 0,839 + 6,077 + 5,9} = 12,684m$$

$$Z_T = \frac{\sum T_i z_i}{\sum T_i} = \frac{98,676 \times 3 + 0,839 \times 24,95 + 6,077 \times 14,6 + 5,9 \times 12,475}{98,676 + 0,839 + 6,077 + 5,9} = 3,163m$$

T(x, y, z) = (1,55m ; 12,684m ; 3,163m)

$$X_U = \frac{\sum U_i x_i}{\sum T_i} = \frac{2 \times (1,5 \times 0) + 11,634 \times 0,6 + 316,04 \times 14,37 + 48,809 \times 1 + 15,252 \times 28,1}{(2 \times 1,5) + 11,634 + 316,04 + 48,809 + 15,252} = 12,489m$$

$$Y_U = \frac{\sum U_i y_i}{\sum T_i} = \frac{1,5 \times 1,5 + 1,5 \times 27,7 + 11,634 \times 14,6 + 316,04 \times 14,6 + 15,252 \times 14,6 + 48,809}{(2 \times 1,5) + 11,634 + 316,04 + 48,809 + 15,252} = 14,6m$$

$$Z_U = \frac{\sum U_i z_i}{\sum T_i} = \frac{2(1,5 \times 6) + 11,634 \times 6 + 316,04 \times 6 + 15,252 \times 6 + 48,809 \times 6}{(2 \times 1,5) + 11,634 + 316,04 + 48,809 + 15,252} = 6m$$

U(x, y, z) = (12,814m ; 14,6m ; 6m)

R_x=111,492

R_z=394,735

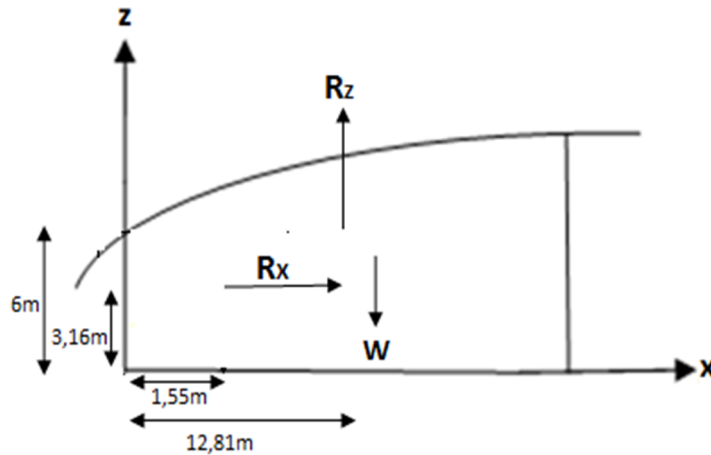


Figure 8.1. Résultantes des forces horizontales et verticales sur la façade latérale gauche avec surpression intérieur

$$\sum M_{R/Y}=0 \rightarrow M_{R/Y}=3,163R_x + R_z(27,1-12,814) = 5,991 \times 10^3 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{R/Y}=5,991 \times 10^3 \text{ KN.m}$$

$$\sum M_{R/x}=0 \rightarrow M_{R/x}=R_z y = 394,735 \times 14,6 = 5,763 \times 10^3 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{R/x}=5,763 \times 10^3 \text{ KN.m}$$

8.2.2. Vent sur façade latérale gauche avec dépression intérieur ($C_{pi}=0,8$) :

Zone	q_j (N/m ²)	S (m ²)	F_h (KN)	F_v (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	149,7	0	0	0	12,475	3
E	-619,723	149,7	-92,772	0	27,1	12,475	3
F ₁	-850,711	3,6	0	1,5	0,6	1,5	6
F ₂	-850,711	3,6	0	1,5	0,6	27,7	6
G	-822,542	27,84	0	11,634	0,6	14,6	6
H	-591,554	756,28	0	316,04	14,37	14,6	6
Auvent1	-400,003	58,4	0	48,809	-1	14,6	6
Auvent2	-760,559	58,4		15,252	28,1	14,6	6
F _{fr(toiture)}	-	-	6,077	-	15,6	14,6	6
F _{fr(paroi)}	-	-	0,839	-	13,55	24,95	3
				R _x = -85,856	R _z = -504,553		

Tableau 8.2 Vent sur la façade latérale gauche C_{pi} = 0,8

$$T(x, y, z) = (27,893\text{m} ; 12,202\text{m} ; 2,787\text{m})$$

$$U(x, y, z) = (14,345\text{m} ; 14,682\text{m} ; 6\text{m})$$

$$M_{R/Y} = -6,99 \times 10^3 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/X} = -7,4 \times 10^3 \text{ KN.m}$$

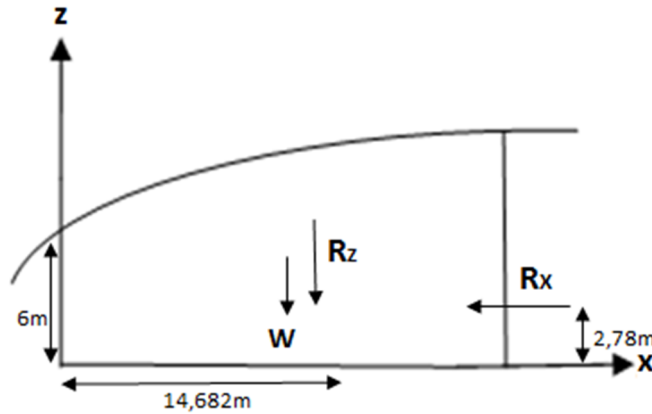


Figure 8.2. Résultantes des forces horizontales et verticales sur la façade latérale gauche avec dépression intérieur

8.2.3. Vent sur façade principale avec surpression intérieur (Cpi=-0,41) :

Zone	q _i (N/m ²)	S (m ²)	F _h (KN)	F _v (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	518,252	199,727	103,5	0	13,55	0	3,685
E	-108,206	199,727	-21,611	0	13,55	24,95	3,685
F	-649,239	22,932	0	-13,804	7,8	0,735	7,37
G	-91,121	22,932	0	-1,937	23,4	0,735	7,37
H	-444,216	184,08	0	-75,817	15,6	4,42	7,37
I	-358,79	681,096	0	-226,576	15,6	18,28	7,37
F _{fr(paroi)}	-		1,072	-	27,1	12,47	3,685
F _{fr(toiture)}	-		22,752	-	15,6	14,6	7,37
			R _x = 105,713	R _z = -316,197			

Tableau 8.3. Vent sur la façade principale Cpi=-0,41

$$T(x, y, z) = (14,128\text{m} ; -1,831\text{m} ; 4,478\text{m})$$

$$U(x, y, z) = (15,309\text{m} ; 14,108\text{m} ; 7,37\text{m})$$

$$M_{R/Y} = -2,575 \times 10^3 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/X} = -4,46 \times 10^3 \text{ KN.m}$$

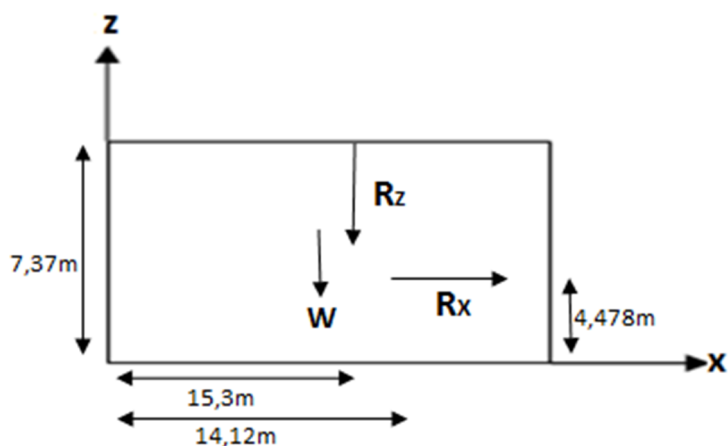


Figure 8.3. Résultantes des forces horizontale et vertical sur façade principale avec surpression intérieure

8.2.4. Vent sur façade principale avec dépression intérieur ($C_{pi}=0,8$)

Zone	q_j (N/m ²)	S (m ²)	F_h (KN)	F_v (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	199,727	0	0	13,55	0	3,685
E	-626,459	199,727	-125,12	0	13,55	24,95	3,685
F	-1184,578	22,932	0	-25,186	7,8	0,735	7,37
G	-1429,466	22,932	0	-30,393	23,4	0,735	7,37
H	-962,469	184,08	0	-164,27	15,6	4,42	7,37
I	-877,043	681,096	0	-553,853	15,6	18,28	7,37
$F_{fr}(\text{paroi})$	-		1,072	-	27,1	12,47	3,685
$F_{fr}(\text{toiture})$	-		22,752	-	15,6	14,6	7,37
			$R_x=-101,296$	$R_z=-773,7$			

Tableau 8.4. Vent sur la façade principale $C_{pi}=0,8$

$$T(x, y, z) = (12,946\text{m} ; 27,406\text{m} ; 2,857\text{m})$$

$$U(x, y, z) = (15,652\text{m} ; 13,227\text{m} ; 7,37\text{m})$$

$$M_{R/Y} = -6,9 \times 10^3 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/X} = -1,02 \times 10^3 \text{ KN.m}$$

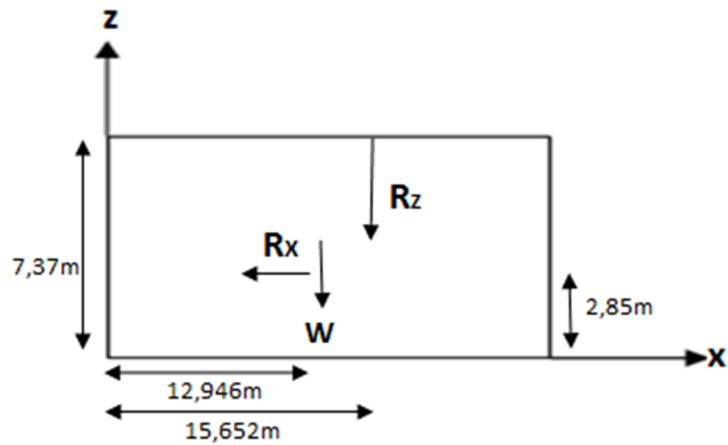


Figure 8.4. Résultantes des forces horizontale et vertical sur façade principale avec dépression intérieure

8.3. Calcul du poids de la structure :

➤ Poids des poteaux de H=6m :

$$\left. \begin{array}{l} G_{H E 2 2 \sigma} = 0,505 \text{ K N/m} \\ H = 6 \text{ m} \\ \text{Nombre} = 10 \end{array} \right\} \rightarrow P = G_{H E 2 2 \sigma} H \cdot \text{Nombre} = 30.3 \text{ K N}$$

➤ Poids des poteaux de H=6.7m :

$$\left. \begin{array}{l} G_{H E 2 2 \sigma} = 0,505 \text{ K N/m} \\ H = 6.7 \text{ m} \\ \text{Nombre} = 14 \end{array} \right\} \rightarrow P = G_{H E 2 2 \sigma} H \cdot \text{Nombre} = 47.36 \text{ K N}$$

Poids total des poteaux $P_p=77.66\text{KN}$

➤ Poids des murs extérieurs :

$$\left. \begin{array}{l} G = 2,22 \text{ K N/m}^2 \\ S_1 = 24.95 \times 6 = 149.7 \text{ m}^2 \end{array} \right\} \rightarrow P = G \cdot S = 332.33 \text{ K N}$$

$$\left. \begin{array}{l} G = 2,22 \text{ K N/m}^2 \\ S_2 = 27.1 \times 6.7 = 181.57 \text{ m}^2 \end{array} \right\} \rightarrow P = G \cdot S = 403.08 \text{ K N}$$

➤ Poids des murs intérieurs :

$$\left. \begin{array}{l} G = 1.11 \text{ K N/m}^2 \\ S_3 = 24.95 \times 6.7 = 167.165 \text{ m}^2 \end{array} \right\} \rightarrow P = G \cdot S = 185.51 \text{ K N}$$

Poids total des murs $P_m=920.96\text{KN}$

➤ Poids de la ferme :

$$\left. \begin{array}{l} G_{F1} = 13.92K N \\ \text{Nombre} = 6 \end{array} \right\} \rightarrow P_{F1} = G_{F1} \text{Nombre} = 83.52K N$$

$$\left. \begin{array}{l} G_{F2} = 2.69K N \\ \text{Nombre} = 2 \end{array} \right\} \rightarrow P_{F1} = G_{F1} \text{Nombre} = 5.38K N$$

Poids total de la ferme $P_f = 88.9KN$

➤ Poids de la toiture :

$$\left. \begin{array}{l} G = 0.16K N / m^2 \\ S = 29.2 \times 31.2 = 613.2m^2 \end{array} \right\} \rightarrow P_t = G \cdot S = 911.04K N$$

➤ Poids des fondations :

$$\left. \begin{array}{l} G_b = 25K N / m^3 \\ S = 9.31m^2 \\ \text{Nombre} = 24 \end{array} \right\} \rightarrow P_{F1} = G_b \text{Nombre} \cdot S = 5586K N$$

➤ Poids total de la structure :

$$P = \sum P_i = 7584.56K N$$

Donc le poids total de la structure est :

$$W_T = 7584.56K N$$

8.4. Calcul des moments stabilisateurs :

$$M_{S/y} = W_T \times X_G = 7584.56 \times 13.55 = 10.3 \times 10^4 KN.m$$

$$M_{S/x} = W_T \times Y_G = 7584.56 \times 12.475 = 9.46 \times 10^4 KN.m$$

8.4.1. Vérification au renversement de la structure:

		C_{pi}	Moment résistant (KN.m)		Moment stabilisateur (KN.m)		Rapport M_{st}/M_r	
			/xx	/yy	/xx	/yy	/xx	/yy
Cas du vent	Vent sur façade principale	-0,41	4460	2575	94600	103000	21.21	40
		0,8	1020	6900			92.74	14.92
	Vent sur façade latérale gauche	-0,37	5763	5991			16.41	17.19
		0,8	7400	6990			12.78	14.73

Tableau 8.5. Vérification au renversement de la structure.

Tous les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants, donc il n'a pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

Liste des symboles

A : Section brute d'une pièce ($c\ m^2$)

A_v : Aire de cisaillement ($c\ m^2$)

A_w : Section de l'âme d'une pièce ($c\ m^2$)

A_s : Section résistante de la tige d'un boulon en fond de filet ($c\ m^2$)

I_t : Moment d'inertie de torsion ($c\ m^4$)

I_w : Facteur de gauchissement d'une section ($c\ m^4$)

I_y : Moment d'inertie de flexion maximal ($c\ m^4$)

I_z : Moment d'inertie de flexion minimal ($c\ m^4$)

$W_{e\ l}$: Module de résistance élastique ($c\ m^3$)

$W_{p\ l}$: Module de résistance plastique ($c\ m^3$)

a : Épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure ($m\ m$)

b : Largeur d'une semelle de poutre ($c\ m$)

d_0 : Diamètre nominal des tiges des boulons ($c\ m$)

N_R : Effort normal résistant ($K\ N$)

$N_{p\ l}$: Effort normal de plastification ($K\ N$)

N_u : Effort normal ultime ($K\ N$)

V : Effort tranchant sollicitant ($K\ N$)

$V_{p\ l}$: Effort tranchant de plastification ($K\ N$)

f : Flèche d'une poutre ($c\ m$)

f_u : Contrainte de rupture d'une pièce ($M\ P\ \mu$)

f_{ub} : Contrainte de rupture d'un boulon (M P) μ

f_y : Contrainte limite d'élasticité d'un acier (M P) μ

f_{red} : Contrainte limite d'élasticité réduite pour l'aire de cisaillement (K N)

σ : Contrainte normale (M P) μ

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement (K N)

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)

β_w : Facteur de corrélation (soudures)

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier

$\bar{\lambda}$: Élancement réduit

$\bar{\lambda}_{LT}$: Élancement de déversement Sans unité

μ : Coefficient de frottement entre 2 pièces en contact

h : Hauteur d'une pièce en général (m m , c) n

i : Rayon de giration d'une section (m m , c) n

l : Longueur en général ou portée d'une poutre (m m , c m) m

l_d : Longueur de déversement d'une poutre (m m , c m) m

l_k : Longueur de flambement d'une poutre (m m , c m) m

K : Rigidité d'une barre (c m³)

t : Épaisseur d'une pièce ou d'une tôle (m m , c) n

t_f : Épaisseur d'une semelle (m m , c) n

t_w : Épaisseur d'une âme (m m , c) n

v_s : Distance de la fibre extrême supérieure à l'axe neutre d'une section (m m , c) n

v_i : Distance de la fibre inférieure à l'axe neutre d'une section (m m , c) n

γ_{M_0} : Coefficient partiel de sécurité.

Conclusion générale

L'étude de ce modeste projet, nous a permis d'exprimer et d'appliquer nos connaissances acquises durant les cinq années de notre formation. Ainsi que d'avoir une vue générale sur les démarches et les étapes à suivre lors de l'étude et la réalisation d'une construction.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- les actions du vent sont généralement les plus défavorables dans les structures métalliques.
- La forme de la structure joue un rôle favorable sur les actions du vent.
- le poids de la structure métallique nous a donné des démentions économiques des fondations, qui sont des fondations superficielles type semelle isolées.
- dans le cas ou on a un mauvais sol et pour éviter le radier général et le pieux, on peut réaliser une structure métallique ou lieu d'une structure en béton armé.
- Dans le cas des portées de grandes dimensions, l'utilisation de la ferme est la solution la plus idéale.
- L'assemblage par boulons au niveau des nœuds de la ferme nous a permet d'obtenir un assemblage articulé.

De ce fait cette étude constitue la première expérience dans notre métier, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine de la construction métallique et d'autre part d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Bibliographie

- [1] *Règlement neige et vent 99 "RNV1999"; document technique réglementaire : DTR B-C 2.48, Ministère de l'habita.*
- [2] *L'eurocode 3 ; document d'application nationale, préface de jacques BROZZOTI. Eyrolles 1996.*
- [3] *Règles de conception de calcul des structures en acier "CCM 97".*
- [4] *Calcul des éléments de construction métallique selon l'eurocode 3 ; Dahmani Lahlou.*
- [5] *Construction métallique : Règle de calcul et de vérifications ; Minoune Mostefa+ Minoune Zohra.*
- [6] *Calcul des structures métalliques selon l'eurocode 3 ; Jean Morel.*
- [7] *Recommandation pour l'exécution des structure en acier centre national de recherche appliquée en génie parasismique Ministère de l'habitat.*
- [8] *Règles Parasismique Algériennes: RPA99/ version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliqué en Génie Parasismique, 2003.*
- [9] *Charges permanentes et surcharge d'exploitations, Document Technique Réglementaire DTR B-C, Ministères de l'Equipement et de Logement, 1992.*
- [10] *B.A.E.L91 : Béton Armé aux Etats Limites.*

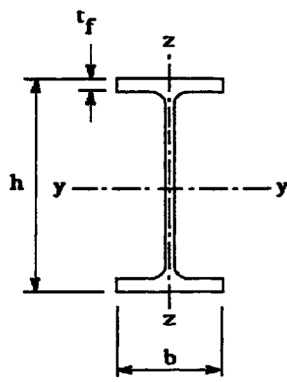
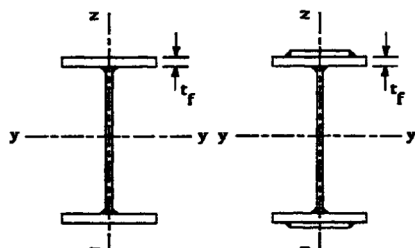
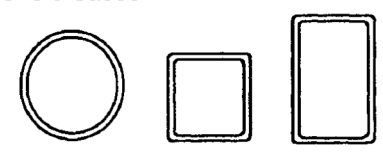
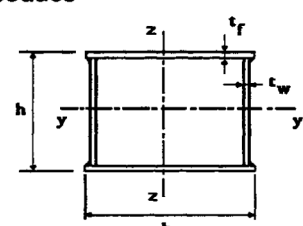
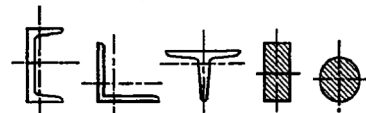
Coefficient de réduction

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

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$\bar{\lambda}$	Coefficient de réduction χ			
	Courbe a	Courbe b	Courbe c	Courbe d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

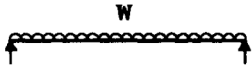
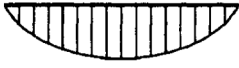
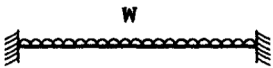

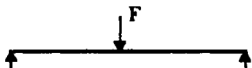
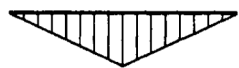
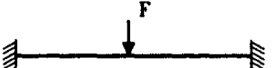

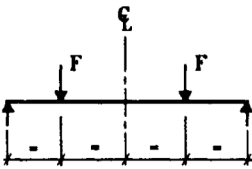

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Tableau F.1.2

Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

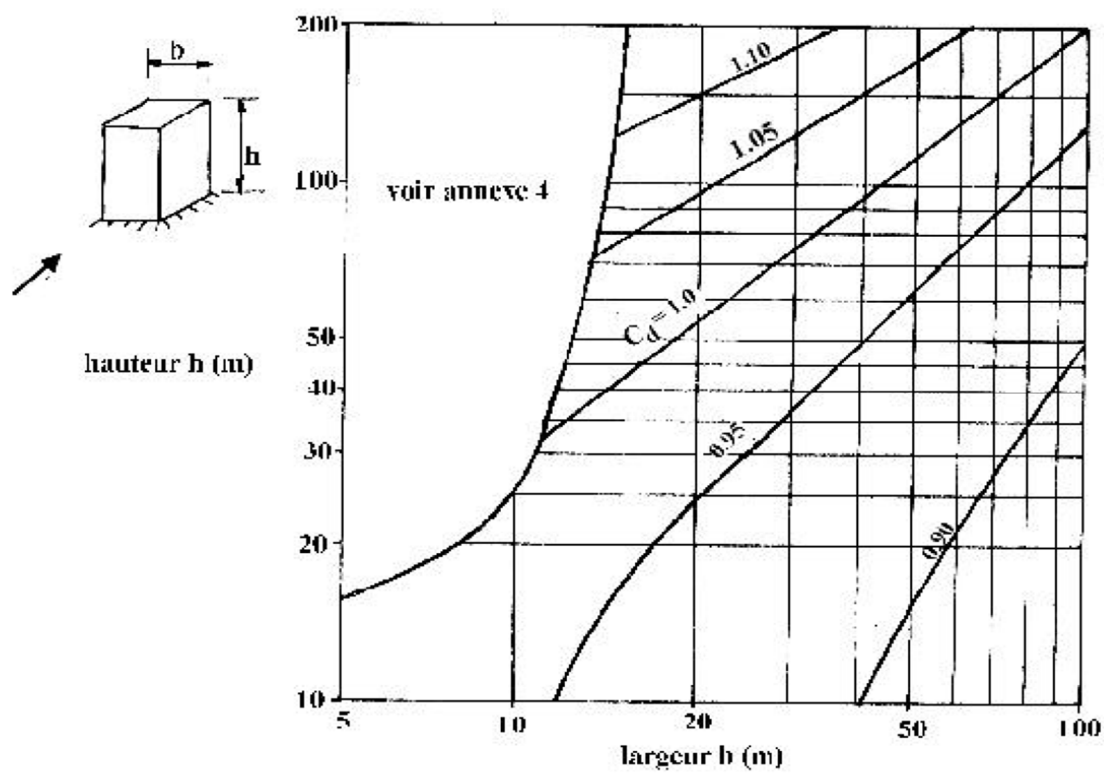


Figure 3.2 : Valeurs de C_d pour les structures métalliques

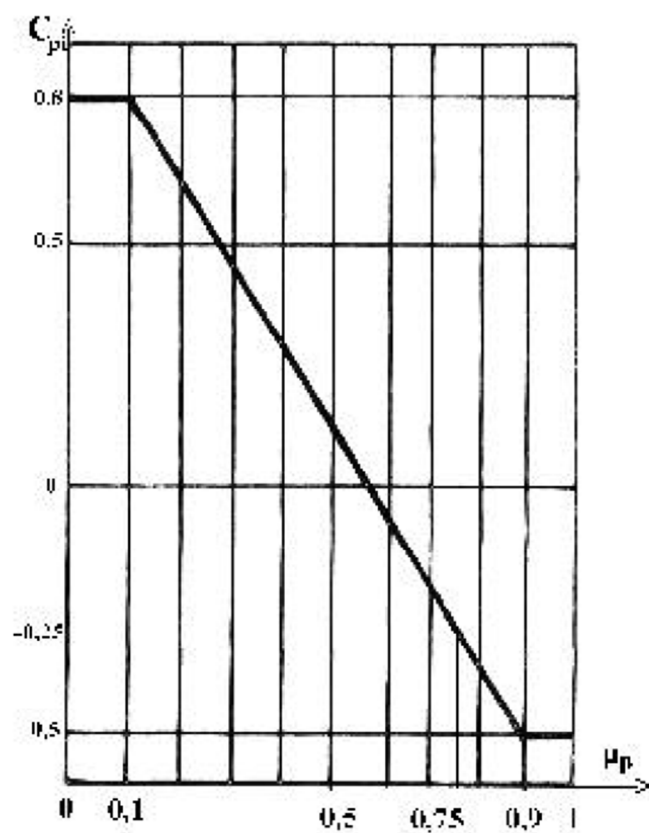
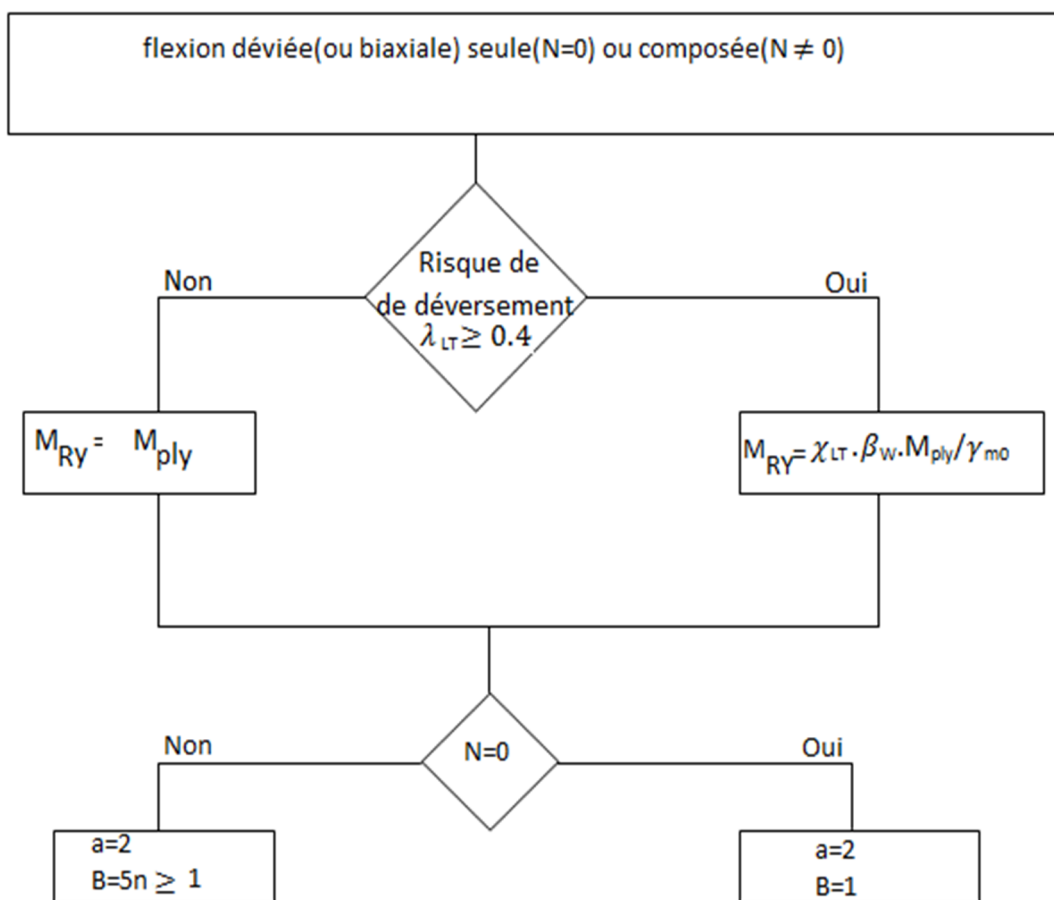


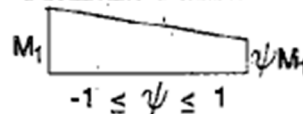
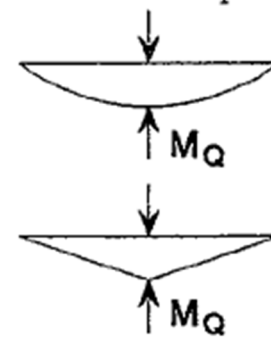
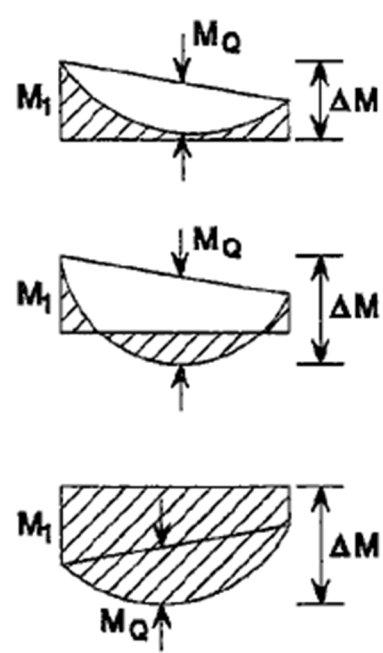
Figure 5.15. : C_{pi} pour les bâtiments sans cloisons intérieures

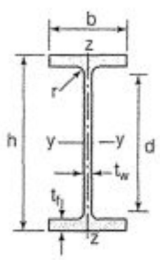


Classes 1 et 2	$\left[\frac{M_Y}{M_{Ny}}\right]^a + \left[\frac{M_Z}{M_{Nz}}\right]^b \leq 1$
Classe 3	$\frac{N}{A \cdot f_y} + \frac{M_Y}{M_{ely}} + \frac{M_Z}{M_{elz}} \leq \gamma_{m0}$
Classe 4	$\frac{N}{A_{eff} \cdot f_y} + \frac{M_Y + N \cdot e_y}{M_{eff y}} + \frac{M_Z + N \cdot e_z}{M_{eff z}} \leq \gamma_{m1}$

Classes 1 et 2	$\left[\frac{M_Y}{M_{RY}}\right]^a + \left[\frac{M_Z}{M_{RZ}}\right]^b \leq 1$
Classe 3	$\frac{N}{A \cdot f_y} + \frac{M_Y}{M_{ely}} + \frac{M_Z}{M_{elz}} \leq \gamma_{m0}$
Classe 4	$\frac{M_Y + N \cdot e_y}{M_{eff y}} + \frac{M_Z + N \cdot e_z}{M_{eff z}} \leq \gamma_{m1}$

Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

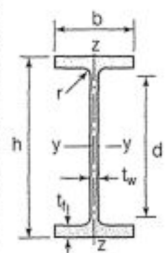
Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p style="text-align: center;">$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \text{Max}M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
IPE		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
	IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
	IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5
	IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE

Dimensions : NF A 45-205
Tolérances : NF EN 10034



Caractéristiques de calcul

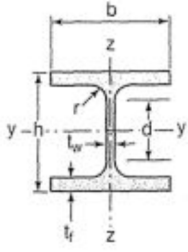
Moment d'inertie de torsion

	I_x	I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J
	I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15
IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32
IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08
IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87
IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42

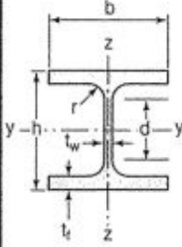
IPE (suite)

Poutrelles

MATIÈRE Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.

HEA		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2	
HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3	
HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4	
HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8	
HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3	
HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8	
HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3	
HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8	
HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8	
HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3	
HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5	
HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4	
HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5	
HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8	
HEA 400	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0	
HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0	
HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5	
HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8	
HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5	
HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,6	
HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5	
HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8	
HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5	
HEA 1000	990	300	16,5	31	30	868	272,3	346,8	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034										
		Caractéristiques de calcul									
I_x		I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J
	I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
HEA 100	349,2	72,8	4,06	83,0	7,6	133,8	26,8	2,51	41,1	16,9	5,24
HEA 120	606,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	38,5	3,02	58,9	20,1	5,99
HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	389,3	55,6	3,52	84,8	24,8	8,13
HEA 160	1673,0	220,1	6,57	245,1	13,2	615,5	76,9	3,98	117,6	30,1	12,19
HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,6	102,7	4,52	156,5	35,5	14,80
HEA 200	3692,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1335,6	133,6	4,98	203,8	41,6	20,98
HEA 220	5409,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,5	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46
HEA 240	7763,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2768,9	230,7	6,00	351,7	59,7	41,55
HEA 260	10455,0	836,4	10,97	919,8	28,8	3668,2	282,2	6,50	430,2	67,4	52,37
HEA 280	13673,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4763,0	340,2	7,00	518,1	75,4	62,10
HEA 300	18263,5	1259,63	12,74	1383,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17
HEA 320	22928,6	1479,3	13,58	1628,1	41,1	6985,8	465,7	7,49	709,7	96,2	107,97
HEA 340	27693,1	1678,4	14,40	1850,5	45,0	7436,3	495,8	7,46	755,9	102,5	127,20
HEA 360	33089,8	1890,8	15,22	2088,5	49,0	7886,8	525,8	7,43	802,3	108,7	148,82
HEA 400	45069,4	2311,3	16,84	2561,8	57,3	8563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04
HEA 450	63721,6	2896,4	18,92	3215,9	65,8	9464,2	630,9	7,29	965,5	130,4	243,76
HEA 500	86974,8	3550,0	20,98	3948,9	74,7	10365,6	691,0	7,24	1058,5	142,7	309,27
HEA 550	111932,2	4145,6	22,99	4621,8	83,7	10817,2	721,1	7,15	1106,9	148,9	351,54
HEA 600	141208,1	4786,7	24,97	5350,4	93,2	11269,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81
HEA 650	175178,2	5474,3	26,93	6136,3	103,2	11721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,30
HEA 700	215301,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12175,5	811,7	6,84	1256,7	168,0	513,89
HEA 800	303442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	596,87
HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	736,77
HEA 1000	553846,2	11188,8	39,96	12824,4	184,6	13998,9	933,3	6,35	1469,7	193,7	822,41

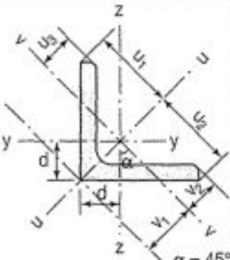
HEA
(suite)

7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS

d'après doc. OTUA

MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul				
CORNIÈRES À AILES ÉGALES								Axe yy = Axe zz				
	a	a	e	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y	
a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _y = I _z	W _{el,y} = W _{el,z}	i _y = i _z		
mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm		
L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59	
L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75	
L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74	
L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72	
L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90	
L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90	
L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89	
L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88	
L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06	
L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05	
L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04	
L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22	
L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21	
L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20	
L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19	
L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38	
L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37	
L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35	
L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35	
L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34	
L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54	
L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54	
L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51	
L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50	
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49	
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48	
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-009 Tolérances : NF A 45-009-2								
CORNIÈRES À AILES ÉGALES (suite)		Caractéristiques de calcul							
		Axe uu				Axe vv			
		z_1	I_z	I_z/z_1	i_z	v_1	I_v	I_v/v_1	i_v
		u_1	I_u	$W_{el,u}$	i_u	v_1	I_v	$W_{el,v}$	i_v
	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm	
L 20 x 20 x 3	1,41	0,61	0,43	0,74	0,84	0,16	0,19	0,38	
L 25 x 25 x 3	1,77	1,26	0,71	0,94	1,02	0,33	0,33	0,48	
L 25 x 25 x 4	1,77	1,60	0,90	0,93	1,07	0,43	0,40	0,48	
L 25 x 25 x 5	1,77	1,87	1,06	0,91	1,12	0,51	0,46	0,48	
L 30 x 30 x 3	2,12	2,22	1,05	1,13	1,18	0,59	0,50	0,58	
L 30 x 30 x 3,5	2,12	2,55	1,20	1,13	1,21	0,67	0,55	0,58	
L 30 x 30 x 4	2,12	2,85	1,34	1,12	1,24	0,75	0,61	0,58	
L 30 x 30 x 5	2,12	3,41	1,61	1,11	1,30	0,92	0,71	0,57	
L 35 x 35 x 3,5	2,47	4,22	1,70	1,34	1,40	1,10	0,78	0,68	
L 35 x 35 x 4	2,47	4,68	1,89	1,32	1,42	1,23	0,87	0,68	
L 35 x 35 x 5	2,47	5,64	2,28	1,31	1,48	1,49	1,01	0,67	
L 40 x 40 x 3	2,83	5,53	1,96	1,54	1,53	1,45	0,94	0,79	
L 40 x 40 x 4	2,83	7,09	2,51	1,52	1,58	1,86	1,17	0,78	
L 40 x 40 x 5	2,83	8,59	3,04	1,51	1,64	2,26	1,38	0,77	
L 40 x 40 x 6	2,83	9,98	3,53	1,49	1,70	2,65	1,56	0,77	
L 45 x 45 x 3	3,18	8,01	2,52	1,74	1,71	2,09	1,22	0,89	
L 45 x 45 x 4	3,18	10,40	3,27	1,73	1,77	2,70	1,52	0,88	
L 45 x 45 x 4,5	3,18	11,32	3,56	1,70	1,78	2,97	1,67	0,87	
L 45 x 45 x 5	3,18	12,42	3,90	1,70	1,81	3,26	1,80	0,87	
L 45 x 45 x 6	3,18	14,50	4,56	1,69	1,87	3,83	2,05	0,87	
L 50 x 50 x 3	3,54	11,12	3,15	1,95	1,88	2,89	1,53	0,99	
L 50 x 50 x 4	3,54	14,49	4,10	1,94	1,95	3,75	1,92	0,98	
L 50 x 50 x 5	3,54	17,38	4,92	1,90	1,99	4,55	2,29	0,97	
L 50 x 50 x 6	3,54	20,34	5,75	1,89	2,04	5,34	2,61	0,97	
L 50 x 50 x 7	3,54	23,11	6,54	1,88	2,10	6,11	2,91	0,97	
L 50 x 50 x 8	3,54	25,69	7,27	1,86	2,16	6,87	3,19	0,96	
L 55 x 55 x 6	3,89	27,59	7,09	2,09	2,22	7,21	3,25	1,07	

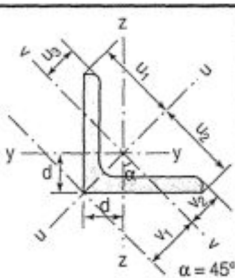
Laminées marchands usuels												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul				
	a	a	e	r	r ₁	P	A	Axe yy = Axe zz				
	a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y	
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm	
L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86	
L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84	
L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82	
L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81	
L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80	
L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75	
L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99	
L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98	
L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97	
L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96	
L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94	
L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16	
L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13	
L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12	
L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10	
L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32	
L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29	
L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28	
L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27	
L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25	
L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49	
L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45	
L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44	
L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44	
L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43	
L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41	
L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76	
L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75	
L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74	
L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73	
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72	
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71	
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70	

CORNIÈRES
À AILES
ÉGALES
(suite)

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE

Dimensions : NF A 45-009
Tolérances : NF A 45-009-2



Caractéristiques de calcul

Axe uu

Axe vv

	z_1	I_z	I_z/z_1	i_z	v_1	I_v	I_v/v_1	i_v
	u_1	I_u	$W_{el,u}$	i_u	v_1	I_v	$W_{el,v}$	i_v
	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm
L 60 x 60 x 4	4,24	25,63	6,04	2,34	2,30	6,60	2,87	1,19
L 60 x 60 x 5	4,24	31,16	7,35	2,32	2,35	8,06	3,43	1,18
L 60 x 60 x 6	4,24	36,14	8,52	2,29	2,39	9,44	3,96	1,17
L 60 x 60 x 7	4,24	41,29	9,73	2,27	2,45	10,81	4,42	1,16
L 60 x 60 x 8	4,24	46,15	10,88	2,26	2,50	12,16	4,86	1,16
L 60 x 60 x 10	4,24	54,01	12,73	2,20	2,58	14,50	5,62	1,14
L 65 x 65 x 5	4,60	39,81	8,66	2,51	2,51	10,33	4,11	1,28
L 65 x 65 x 6	4,60	46,59	10,14	2,49	2,56	12,13	4,73	1,27
L 65 x 65 x 7	4,60	53,30	11,60	2,48	2,62	13,91	5,30	1,27
L 65 x 65 x 8	4,60	59,68	12,98	2,46	2,68	15,64	5,84	1,26
L 65 x 65 x 9	4,60	65,45	14,24	2,44	2,73	17,29	6,34	1,26
L 70 x 70 x 5	4,95	50,51	10,21	2,73	2,70	13,01	4,81	1,38
L 70 x 70 x 6	4,95	58,50	11,82	2,68	2,73	15,27	5,60	1,37
L 70 x 70 x 7	4,95	67,09	13,55	2,67	2,79	17,50	6,28	1,36
L 70 x 70 x 9	4,95	83,09	16,79	2,65	2,90	21,84	7,52	1,36
L 75 x 75 x 5	5,30	62,64	11,81	2,93	2,88	16,10	5,59	1,49
L 75 x 75 x 6	5,30	72,72	13,71	2,89	2,90	18,94	6,53	1,47
L 75 x 75 x 7	5,30	83,49	15,74	2,88	2,96	21,73	7,33	1,47
L 75 x 75 x 8	5,30	93,80	17,69	2,86	3,02	24,46	8,09	1,46
L 75 x 75 x 10	5,30	112,66	21,24	2,83	3,13	29,69	9,49	1,45
L 80 x 80 x 5	5,66	76,58	13,54	3,14	3,05	19,65	6,43	1,59
L 80 x 80 x 5,5	5,66	81,66	14,43	3,08	3,03	21,39	7,06	1,58
L 80 x 80 x 6	5,66	88,52	15,65	3,08	3,07	23,13	7,55	1,57
L 80 x 80 x 6,5	5,66	95,24	16,84	3,07	3,10	24,85	8,02	1,57
L 80 x 80 x 8	5,66	114,61	20,26	3,06	3,19	29,88	9,37	1,56
L 80 x 80 x 10	5,66	138,63	24,51	3,03	3,30	36,37	11,01	1,55
L 90 x 90 x 6	6,36	127,29	20,00	3,47	3,40	33,34	9,80	1,78
L 90 x 90 x 7	6,36	146,81	23,07	3,46	3,47	38,29	11,04	1,77
L 90 x 90 x 8	6,36	165,63	26,03	3,45	3,53	43,13	12,22	1,76
L 90 x 90 x 9	6,36	183,78	28,88	3,44	3,59	47,88	13,34	1,76
L 90 x 90 x 10	6,36	201,28	31,63	3,43	3,65	52,55	14,40	1,75
L 90 x 90 x 11	6,36	218,13	34,28	3,41	3,70	57,15	15,43	1,75
L 90 x 90 x 12	6,36	234,36	36,83	3,40	3,76	61,70	16,41	1,74

**CORNIÈRES
À AILES
ÉGALES
(suite)**

CHAPITRE I

Généralités

CHAPITRE II

Etudes climatiques

CHAPITRE III

*Etude des éléments de la
toiture*

CHAPITRE IV

Calcul de contreventement

CHAPITRE V

Calcul des poteaux

CHAPITRE VI

Calcul des assemblages

CHAPITRE VII

Etude de l'infrastructure

CHAPITRE VIII

*Vérification de la stabilité
d'ensemble*

*Conclusion
générale*

Annexes

Introduction
générale

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE 1 GENERALITES.....	1
1.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :	2
1.2. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE L'OUVRAGE :.....	4
1.3. NATURE DU SOL :	4
1.4. MATERIAUX UTILISES :	4
1.4.1. Béton :	4
1.4.2. Acier :	5
1.4.3. Les propriétés de l'acier doux :	6
1.5. LES ETATS LIMITES :	7
1.5.1. Définition :	7
1.5.2. Etat limite ultime ELU :	8
1.5.3. Etat limite de service ELS :	8
1.6. ACTIONS ET COMBINAISONS D'ACTIONS : CBA 93 (ART A2.1.3).....	8
1.6.1. Les actions :	8
1.6.2. Combinaisons d'actions CCM97 (article 2.3.2.2).....	9
1.7. REGLEMENTS UTILISES :	10
CHAPITRE 2 ETUDES CLIMATIQUES	11
2.1. ETUDE AU VENT :	11
2.2. COEFFICIENTS DE CALCUL :	12
2.2.1. Facteurs de la région (q_{ref}).....	12
2.2.2. Facteurs de site ($K_{T,Z}, Z_{min}$); ϵ	12
2.2.3. Coefficient de topographie(C_T) :	13
2.2.4. Calcul de coefficient dynamique (C_d) :.....	13
2.2.5. Détermination de la pression dynamique (q_{dyn}).....	13
2.3. CALCUL DES PRESSIONS :	15
2.3.1. Vent sur façade principale (direction V1) :	16
2.3.2. Vent sur façade latérale (direction V2) :	23
2.4. ACTION DE LA NEIGE :	27
2.4.1. Neige sur toiture :	28
2.5. ETUDE DE LA VARIATION DE LA TEMPERATURE :	28

CHAPITRE 3.....	29
ETUDE DES ELEMENTS DE LA TOITURE.....	29
3.1. ETUDE DES PANNES :	29
3.2. DONNEES DE CALCUL:	29
3.3. ÉVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :	30
3.3.1. Charge permanent <i>G</i> :	30
3.3.2. Surcharge d'entretien <i>P</i> :	30
3.3.3. Surcharges climatiques :	31
3.4. COMBINAISONS DE CHARGE LES PLUS DEFAVORABLES :	32
3.4.1. Les charges et surcharges appliquées :	32
3.4.2. Décomposition des charges :	32
3.5. COMBINAISON D'ACTION:	33
3.5.1. <i>E.L.U</i> :	33
3.5.2. <i>E.L.S</i>	33
3.6. PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT :	34
3.6.1. Vérification a l'état limite ultime :	34
3.6.2. Vérification a l'état limite de service :	35
3.7. PRE DIMENSIONNEMENT :	35
3.8. DIMENSIONNEMENT DES PANNES:	36
3.8.1. Vérification a l'ELU :	36
3.8.2. Vérification de la résistance des pannes:	38
3.8.3. Vérification à l'ELS :	41
3.9. CALCUL DE L'ÉCHANTIGNOLLE :	42
3.9.1. Dimensionnement de l'échantignolle :	42
3.9.2. Détermination des sollicitations :	42
3.10. CALCUL DE LA FERME:	45
3.11. HYPOTHESE DE CALCUL:	45
3.12. DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES AGISSANTES SUR LA FERME :	46
3.12.1. Calcul des charges revenant à chaque nœud :	46
3.12.2. Calcul des forces selon les combinaisons de charges:	48
3.13. DETERMINATIONS DES EFFORTS :	48
3.13.1. Calcul des réactions :	49
3.13.2. Dimensionnement des barres :	52
3.13.3. Poids réel de la ferme :	60
3.13.4. Poids total de la ferme :	60
CHAPITRE 4.....	61
CALCUL DE CONTREVENTEMENT	61
4.1. CONTREVENTEMENT DE TOITURE (POUTRE AU VENT) :	61
4.2. CALCUL DE LA POUTRE AU VENT :	61
4.2.1. Calcul des efforts horizontaux :	61
4.2.2. Calcul de l'effort de traction dans les diagonales:	62
4.3. VERIFICATION DES ELEMENTS DE LA POUTRE AU VENT :	64
4.3.1. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance :	64

4.3.2. Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire :	64
4.3.3. Combinaison de charge :	65
4.3.4. Vérification de l'élément aux instabilités (Déversement et Flambement) :	66
CHAPITRE 5	71
CALCUL DES POTEAUX	71
5.1. PRE DIMENSIONNEMENT ET CALCUL DES POTEAUX :	71
5.1.1. Calcul des charges verticales sur le portique le plus sollicité :	71
5.1.2. Calcul des moments à la tête du poteau :	72
5.1.3. Les combinassions les plus défavorables :	74
5.2. VERIFICATION A LA FLEXION COMPOSEE AVEC RISQUE DE FLAMBEMENT : CC M97	74
5.3. VERIFICATION A LA FLEXION COMPOSEE AVEC RISQUE DE DEVERSEMENT: CC M97	76
5.4. LES BASES DES POTEAUX :	77
5.4.1. Dimensionnement de la platine :	78
5.4.2. Surface d'appuis de la platine :	78
5.4.3. Calcul de l'épaisseur de la platine :	79
5.4.4. Dimensionnement de la tige d'ancrage :	79
5.4.5. Vérification de la tige d'encrage :	80
CHAPITRE 6	81
CALCUL DES ASSEMBLAGES	81
6.1. LES DIFFERENTS TYPES D'ASSEMBLAGES :	81
6.2. ASSEMBLAGE DANS LA FERME :	81
6.2.1. Assemblage diagonale-membrure :	81
6.2.2. Assemblage membrure-gousset-membrure :	84
6.3. ASSEMBLAGE CONTREVENTEMENT :	85
6.4. ASSEMBLAGE DE L'ÉCHANTIGNOLE :	87
6.4.1. Assemblage de l'échantignole sur la panne :	87
6.4.2. Assemblage de l'échantignole sur la membrure supérieure :	88
6.5. ASSEMBLAGE FERME-FERME :	90
6.6. ASSEMBLAGE POTEAU – FERME :	93
6.6.2. Assemblage montant – poteau :	93
CHAPITRE 7	96
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	96
7.1. PRE DIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLES ISOLEES :	96
7.2. VERIFICATION DE CONTRAINTE A L'ELS :	98
7.2.1. Ferrailage de la semelle : (selon le BAEL 91) :	98
7.2.2. Ancrage des barres :	99
7.3. CALCUL DES LONGRINES :	100
7.3.1. Pré dimensionnement : (RPA99 art 10.1.1.b) :	100
7.3.2. Armatures transversales :	101
CHAPITRE 8	102
VERIFICATION DE LA STABILITE D'ENSEMBLE	102

8.1. PRINCIPE DE VERIFICATION :	102
8.2. DETERMINATION DES FORCES RENVERSANTES :	102
8.2.1. <i>Vent sur façade latérale gauche avec surpression intérieur ($C_{pi}=-0,37$):</i>	103
8.2.2. <i>Vent sur façade latérale gauche avec dépression intérieur ($C_{pi}=0,8$) :</i>	104
8.2.3. <i>Vent sur façade principale avec surpression intérieur ($C_{pi}=-0,41$) :</i>	105
8.2.4. <i>Vent sur façade principale avec dépression intérieur ($C_{pi}=0,8$)</i>	106
8.3. CALCUL DU POIDS DE LA STRUCTURE :	107
8.4. CALCUL DES MOMENTS STABILISATEURS :	108
8.4.1. <i>Vérification au renversement de la structure:</i>	109

CONCLUSION GENERALE

ANNEXES

BIBLIOGRAPHIE